

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

КОНСТРУКЦИИ

СЕМЧЕНКОВ А.С., СЕМЕЧКИН А.Е., ЛИТВИНЕНКО Д.В., АНТОНОВ И.М., ГАГАРИНА О.Г. Прогрессивные ненесущие стеновые ограждения на основе минеральных материалов 2

АРМАТУРА

МАТКОВ Н.Г., БАЛЮЧИК Э.А., ГУБИН В.Н., РУДЕНКО А.Е., УЛЮТИНОВ А.В. Несварные обжимные стыки арматуры в железобетонных конструкциях 6

АВТОМАТИЗАЦИЯ ПРОИЗВОДСТВА

ЗЕРНОВА Д.В. Модернизация системы управления бетоноприготовительным узлом 10

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

ИВАНОВ А. Расчет конструктивных систем каркасных монолитных зданий методом заменяющих рам 12

ВЕРЕЩАГИН В.С. Метод определения изгибающих моментов в неразрезных многопролетных балках с учетом перераспределения усилий 16

ТЕОРИЯ

КРЫЛОВ С.Б. Численное исследование ползучести бетона в стержневых изгибаемых конструкциях с трещинами 19

В ПОМОЩЬ ЗАВОДСКИМ ЛАБОРАТОРИЯМ

ЧИЛИКОВ С.М., КИРПИЧНИКОВ В.Г. О метрологическом обеспечении механических испытаний бетонов в лабораторных условиях 21

ВОПРОСЫ ЭКОНОМИКИ

ДВОРКИН О.Л. Эффективность химических добавок в бетонах 23

ВОПРОСЫ КАЧЕСТВА

АНЦИБОР А.В., СЕРЫХ Р.Л. Проблемы контроля качества штукатурных и кладочных растворов 25

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

КОКОЕВ М.Н. Карбонизация армобетона электростатического формования 27

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

ФЕЙЕРХЕРДТ И. Испытание бетонных образцов на водонепроницаемость по евростандарту EN12390-8 30



Москва
Издательство
"Ладья"

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

© Издательство "Ладья", журнал "Бетон и железобетон", 2003

А.С.СЕМЧЕНКОВ, А.Е.СЕМЕЧКИН, доктора техн. наук, Д.В.ЛИТВИНЕНКО, И.М.АНТОНОВ, О.Г.ГАГАРИНА, инженеры (Центр "ПОЛИКВАРТ")

Прогрессивные несущие стеновые ограждения на основе минеральных материалов

В настоящее время в России развитие строительной индустрии и коммунального хозяйства направляется и регулируется экономическими, энергетическими и экологическими кризисами. В этих условиях необходимо широко применять легкие экономичные энергоэффективные экологичные негорючие долговечные технологичные (ЛЭЭЭНДТ) строительные материалы.

В 80-е годы применяли однослойные стены из кирпича и из легкого бетона на пористом заполнителе, которые были энергоемкими в производстве и малоэффективными как утеплители. Поэтому планировалось многократно увеличить выпуск изделий из легкого энергоэффективного ячеистого бетона, доведя его объем к 1990 г. до 8-10 млн. м³, а к 1995 г. — до 40-45 млн. м³ в год.

К сожалению, в период перестройки эти планы были сорваны. Несмотря на это требования к теплотерям при эксплуатации зданий в 1995 г. были ужесточены в 3,5 раза [1, 2]. В результате рынок России был наводнен дорогими и недолговечными зарубежными полимерными и волокнистыми "эффективными" утеплителями, которые используют в конструкциях двух- и трехслойных наружных стен сборных и монолитных многоэтажных зданий. Из-за большого количества неоднородных металлических и железобетонных теплопроводных включений по полю и периметру многослойных стеновых ограждений их приведенное термическое сопротивление снижается в 1,5-2 раза, что требует значительного увеличения объема устанавливаемого дорогостоящего утеплителя. Срок его годности составляет 10-15 лет, после чего его теплозащитные свойства в результате старения снижаются в 1,5-2

раза. Срок службы зданий 50-100 лет, поэтому через 20-40 лет требуется дополнительное утепление многослойных стен или полная замена такого утеплителя. В результате вместо запланированного "экономического эффекта" за счет снижения затрат на отопление зданий следует ожидать огромных дополнительных затрат на ремонт и утепление стен.

Применение сэндвич-панелей из энергоэффективных утеплителей для наружных стеновых ограждений в многоквартирных зданиях с центральным отоплением в условиях России недопустимо, так как в случае аварии из-за быстрого падения температуры в помещениях легко заморозить воду в трубах и надолго вывести систему отопления из строя. Следовательно, тепловая инерция энергоэффективных ограждений должна нормироваться и быть, очевидно, не меньше, чем для дерева.

При совершенствовании конструкций наружных стеновых ограждений для условий России необходимо исключить применение неэкономичных, неэкологических, недолговечных так называемых "эффективных" полимерных и волокнистых утеплителей не только в качестве основного утеплителя, но и для утепления мостиков холода в местах теплопроводных железобетонных включений от плит перекрытий, колонн и стен, а также по периметру оконных проемов, заменив их на ЛЭЭЭНДТ минеральные материалы.

Поэтому в Центре "ПОЛИКВАРТ" исследованы, разработаны и внедряются одно-, двух- и трехслойные стены (рис. 1) из ЛЭЭЭНДТ минеральных материалов, таких как теплоизоляционные (Т) и конструктивно - теплоизоляционные (КТ)

ячеистые и легкие бетоны марки по плотности $D \leq 500$, морозостойкости $F \geq 25$ и классом по прочности $B \geq 1$, а также пеностекло плотностью $D = 150-250$. В местах мостиков холода допускается применение долговечных отечественных эффективных полимерных утеплителей: жесткого пенополиуретана (ППУЖ), пенополиэтилена (ППЭ) и экструзионного пенополистирола (ЭППС) с $\lambda_B = 0,025 - 0,035$ Вт/(м·°С) и $D \geq 35$. Двух- и трехслойные стены снаружи отделываются лицевым кирпичом, а изнутри кирпичом или более дешевыми бетонными блоками с приведенной маркой по плотности $D \geq 600$ и классом по прочности $B \geq 3,5$.

Наиболее экономичными стенами являются однослойные монолитные из теплоизоляционного (Т) ячеистого и легкого бетона или ППУЖ с оставляемой опалубкой (рис. 1, г) из долговечных листовых или кладочных материалов. К сожалению, такие стены все еще не получили широкого применения из-за продолжительного холодного периода и неумения строителей организовать изготовление наружных стен с учетом сезонности климата. Поэтому сегодня наиболее широко применяемыми являются монтируемые круглый год однослойные стены (рис. 1, а, б) из ячеистобетонных блоков 1-й и 2-й категории класса по прочности не ниже В1 и морозостойкостью $F \geq 25$ или из легких ППС бетонных блоков, изготавливаемых по технологии НИИЖБа. Пенополистиролбетон (ППСБ) из-за присутствующих в нем полистирольных гранул в полной мере отвечает требованиям, предъявляемым к ЛЭЭЭНДТ материалам по долговечности и горючести, однако, как показывает опыт, даже после выгорания гранул или их разрушения в результате старе-

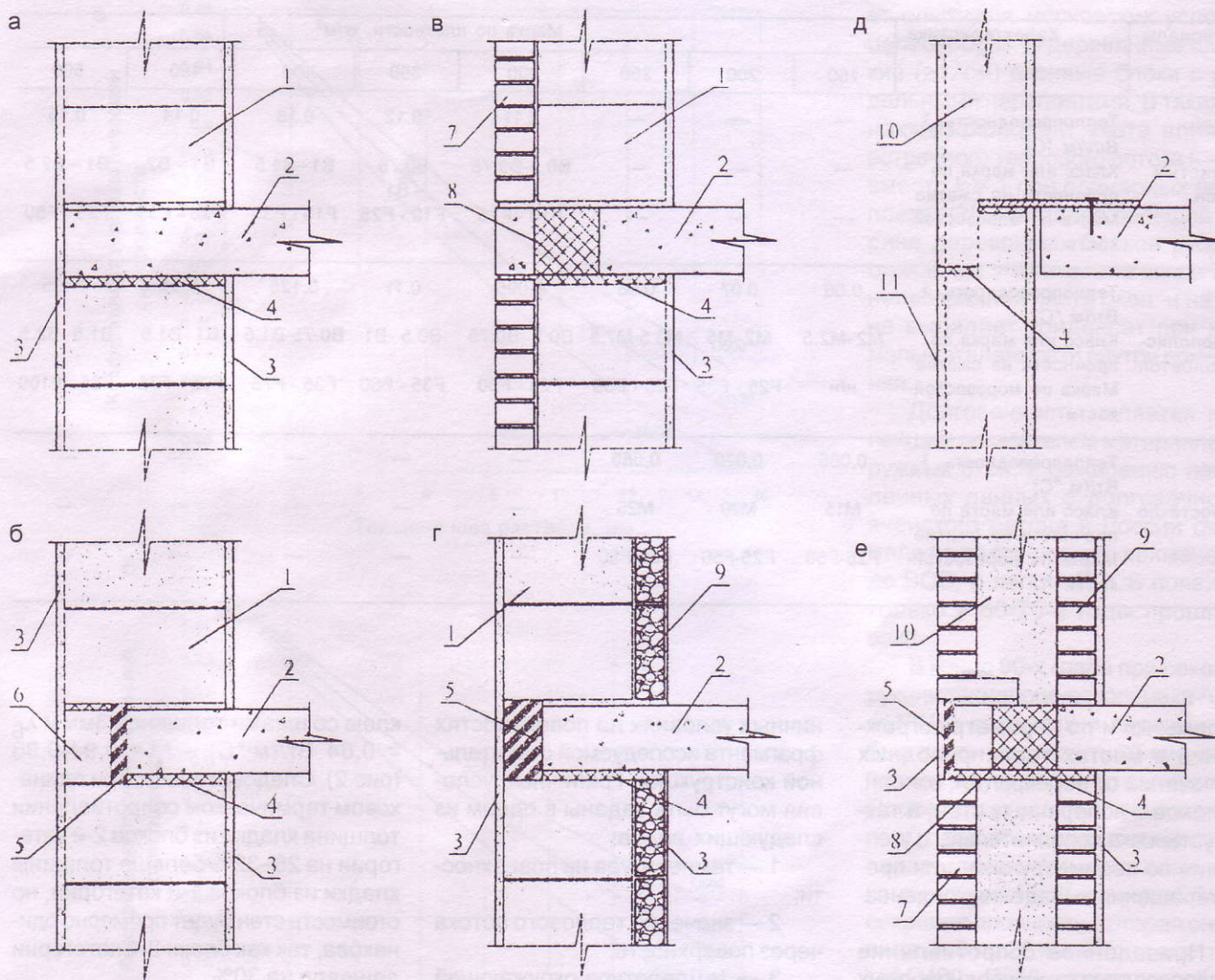


Рис. 1. Несущие стеновые ограждения с теплоизоляцией перекрытий

а — однослойная стена с утепленным деформационным швом; б — однослойная стена с двумя термозкранами; в — двухслойная стена с термозкраном; д — навесная сэндвич-панель; е — трехслойная стена с термозкраном и термовкладышем

1 — кладка из ячеистых блоков; 2 — плита перекрытия; 3 — штукатурка; 4 — деформационный шов; 5 — термозкран из эффективного утеплителя; 6 — термозкран из ячеистого бетона; 7 — кладка из облицовочного кирпича; 8 — термовкладыш; 9 — кладка из кирпича или легких бетонных блоков; 10 — монолитный эффективный утеплитель; 11 — осталяемая опалубка

ния ячеистая структура из цементного камня сохраняется и может продолжать выполнять теплозащитные и прочностные функции. Поэтому в однослойных стенах (рис. 1, а, б) следует применять блоки из ППСБ класса по прочности не ниже В1 и $F \geq 35$, как этого требуют нормы по бетонным и железобетонным конструкциям.

Известно, что в нормах [1] эксплуатационная влажность в ячеистых, легких бетонах и в пеностекле сильно завышена, что сделало их неконкурентоспособными с «эффективными» утеплителями. Однако зарубежные и последние отечествен-

ные исследования показывают, что установленная влажность в наружных стенах из ячеистого бетона для условий Б составляет менее 5% против 12% в нормах. Поэтому Госстрой РФ и Мосэкспертиза приняли решение о возможности применения в проектах коэффициентов теплопроводности, полученных на основании испытания образцов материала в сертифицированных лабораториях. Такие испытания ячеистобетонных блоков, изготавливаемых на заводе ОАО «Забудова» в Белоруссии, были заказаны Центром «Поликварт» и Мосгражданпроектом в НИИСФе (см. таблицу). Кроме того,

в таблице учтены результаты испытаний, представленные заводами-изготовителями. Для легкого ППСБ теплопроводность принята по данным НИИЖБа.

Основываясь на отечественном опыте, максимальная толщина однослойных стен без учета штукатурки не должна превышать толщины кладки в 2-2,5 кирпича (51-64 см); в то же время минимальная толщина не должна быть менее одного кирпича (25 см) для надежного крепления стен на устойчивость от ветровой нагрузки.

Недостатками этих стен являются потери тепла через швы кладки,

Материалы	Характеристика	Марка по плотности, кг/м ³							
		150	200	250	300	350	400	450	500
Ячеистый бетон	Теплопроводность, λ_B , Вт/(м °С)	—	—	—	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15
	Класс или марка по прочности на сжатие	—	—	—	B0.5-B0.75	B0.75 - B1	B1 - B1.5	B1 - B2	B1 - B2.5
	Марка по морозостойкости	—	—	—	F10 - F15	F10 - F25	F15 - F35	F25 - F35	F25 - F50
Пенополистиролбетон	Теплопроводность, λ_B , Вт/(м °С)	0.06	0.07	0.08	0.095	0.11	0.125	0.14	0.155
	Класс или марка по прочности на сжатие	M2 - M2.5	M2 - M5	M3.5 - M7.5	B0.5 - B0.75	B0.5 - B1	B0.75 - B1.5	B1 - B1.5	B1.5 - B2.5
	Марка по морозостойкости	н/н	F25 - F35	F25 - F50	F25 - F50	F35 - F50	F35 - F75	F35 - F75	F35 - F100
Пеностекло	Теплопроводность, λ_B , Вт/(м °С)	0,065	0,070	0,080	—	—	—	—	—
	Класс или марка по прочности на сжатие	M15	M20	M25	—	—	—	—	—
	Марка по морозостойкости	F25-F50	F25-F50	F25-F50	—	—	—	—	—

перемычки и по периметру ограждений в местах теплопроводных включений от перекрытий, колонн, пилонов и поперечных стен, а также установка дополнительного утепления по периметру окон для предотвращения выпадения конденсата.

Приведенное сопротивление теплопередаче таких неоднородных наружных стен определяется на основании расчета температурных полей, представляющего сложную объемную задачу. При решении использовался метод электротепловой аналогии, в результате применения которого строительная конструкция преобразуется в электрическую схему (объемную сетку). Программы автоматизированного расчета электрических схем позволяют получить потенциалы узлов, которые являются аналогами температур в соответствующих точках строительной конструкции. По полученному объемному полю температур вычисляются тепловые потоки между различными узлами объемной сетки, а также теплотехнические параметры, в частности, коэффициент теплотехнической однородности.

Само собой разумеется, что расчет объемного температурного поля методом электротепловой аналогии или любым другим способом возможен только при заданных гра-

ничных условиях на поверхностях фрагмента исследуемой строительной конструкции. Граничные условия могут быть заданы в одном из следующих видов:

1 — температура на поверхности;

2 — значение теплового потока через поверхность;

3 — температура окружающей среды (обычно это температура наружного и внутреннего воздуха) и коэффициент теплоотдачи поверхности с учетом конвективного и лучистого теплообмена.

Из-за необходимости задания граничных условий часто приходится увеличивать размер исследуемого объекта до тех пор, пока на всех его поверхностях не будут точно заданы граничные условия в одном из вышеуказанных видов. В применении к настоящей работе это означало, что габаритные размеры участков типового фрагмента конструкции выбраны не менее 1 м, хотя ширина железобетонной колонны или перекрытия обычно бывает порядка 0,2 м.

Проведенные расчеты показали, что в кладке из ячеистобетонных блоков D400-D600 2-й категории на цементно-песчаном растворе толщиной 12 мм и $\lambda_B = 0,93$ Вт/(м·°С) коэффициент теплотехнической однородности равен $\gamma_k = 0,71-0,77$, а в кладке из блоков 1-й категории на

клею со швами толщиной 3 мм и $\lambda_B = 0,64$ Вт/(м·°С) — $\gamma_k = 0,94-0,96$ (рис.2). Следовательно, при одинаковом термическом сопротивлении толщина кладки из блоков 2-й категории на 25–32% больше толщины кладки из блоков 1-й категории, но стоимость стен будет примерно одинакова, так как блоки 2-й категории дешевле на 30%.

В настоящее время заводы изготовляют перемычки из ячеистого бетона марки D700, у которого коэффициент теплопроводности в два раза больше, чем у кладки на клею из блоков D400 1-й категории. Для снижения теплопотерь между перемычками дополнительно устанавливают эффективный негорючий утеплитель из жесткой минеральной ваты, срок службы которой недостаточен. Поэтому в Центре "Поликварт" разработаны долговечные перемычки из ячеистого КТ бетона марки D400 и $F \geq 25$.

Для снижения теплопотерь через плиты перекрытий (рис. 1), колонны, пилоны и поперечные стены из тяжелого железобетона в них устраивают прерывистые термовкладыши или крепят к ним сплошные термоэкраны из эффективного долговечного утеплителя (50-100 лет), не ухудшающего свои теплозащитные свойства во времени. В этих случаях в глухих стеновых ограждениях из кладок блоками 1-й кате-

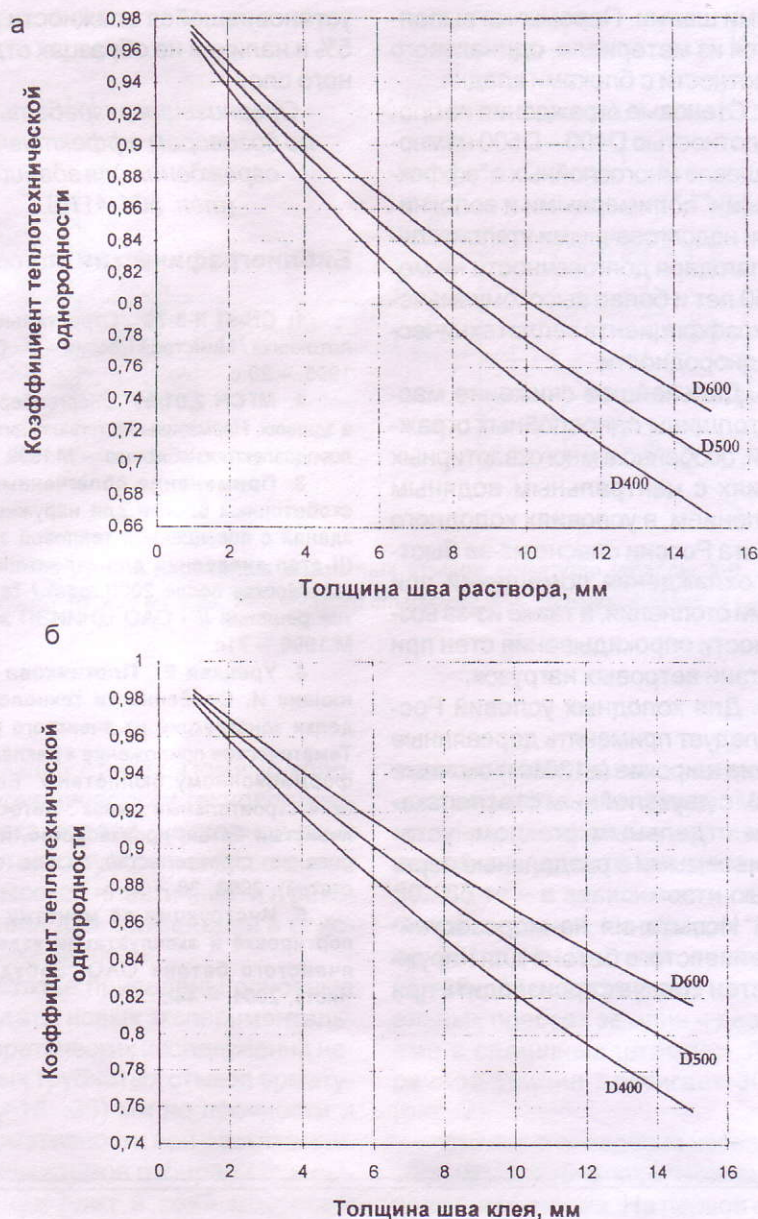


Рис. 2. Коэффициент теплотехнической однородности кладки ячеистобетонных блоков марки плотностью D400...D600

а — на цементно-песчанном растворе плотностью 1800 кг/м³; б — на клеевой смеси плотностью 1400 кг/м³

гории марки D400 размером 3,3 x 4,5 м коэффициент теплотехнической однородности составляет $\gamma = 0,81-0,91$ в зависимости от конструкции термозкрана. Такие же результаты получаются при одинаковом термическом сопротивлении ограждения из кладки блоками 2-й категории. При наличии оконных проемов размерами 150x150 см или 150x240 см коэффициенты теплотехнической однородности стенового ограждения снижаются до $\gamma = 0,90-0,77$. Коэффициенты γ для двух- и трехслойных стен всегда ниже, чем

для однослойных [1, 3], что указывает на их менее удачное в теплозащитном отношении конструктивное решение.

Важным элементом для обеспечения теплозащиты и энергоэффективности здания являются светопрозрачные ограждения с тройным остеклением, сопротивление теплопередаче у которых ($R_o = 0,56 - 0,81$) в 4-6 раз меньше, чем у стен [1]. В связи с высокой герметичностью новых окон проветривание помещений осуществляется через форточку или клапан. Как показыва-

ет опыт, для московских условий целесообразны деревянные широкие (≥ 12 см) оконные блоки с разделными переплетами. В таких окнах коэффициент учета влияния встречного теплового потока $k = 0,8$ вместо $k = 1$ при одинарных переплетах [2]. Благодаря большой ширине деревянных блоков русских окон в них значительно выше R_o у непрозрачной части окон, и на них не выпадает конденсат при нормальной влажности внутри помещения.

Долговечность является важнейшим показателем материала наружных стен. К сожалению накопленных данных о долговечности ячеистого бетона в России очень мало из-за его редкого применения до ВОВ, а легкий ППСБ появился только в 60-70-е годы прошлого века.

В конце 90-х годов при реконструкции технологического цеха АИС-ФИЛИ в покрытиях и перекрытиях был вскрыт монолитный ячеистый бетон, служивший утеплителем. После 65 лет эксплуатации в тяжелых условиях холодильника с температурой внутреннего воздуха в камерах до -18°C ячеистый бетон сохранил прочность, которая составила от 8 до 25 кг/см² для плотностей D400 – D600, что для старой технологии изготовления пенобетона в 30-е годы является хорошим показателем. Известно, что неавтоклавный ячеистый бетон со временем несколько увеличивает свою прочность.

Для защиты внутренней и наружной поверхностей стен от бытовой влаги и атмосферных осадков устраивают облицовку или штукатурку, окраску водоустойчивыми составами и т.п. с учетом материала утеплителя, условий эксплуатации и требований нормативных документов.

Следует отметить, что защита фасадов облицовкой из пустотелого кирпича не является долговечной из-за постоянного подсоса влаги кирпичом из более влажного кладочного раствора, которого расходуется очень много (до 40%), из-за попадания его в пустоты. Поэтому применение снаружи специальных штукатурных покрытий намного дешевле, менее трудоемко и более долговечно. Современные составы тонких многослойных штукатурок,

таких как смесь № 301, 315, 316 (ОАО "Забудова") [4, 5], Шагрень (Санкт-Петербург), Драйвит (США) и других, гарантируют 20 лет эксплуатации.

Наружный штукатурный слой должен хорошо пропускать пар и отталкивать воду, а внутренний слой должен плохо пропускать пар, чтобы он не сильно накапливался в кладке в зимне-весенний период и особенно у наружной поверхности, что снижает морозостойкость покрытия [4]. Поэтому сейчас разработана и применяется новая методика испытания ячеистого бетона на морозостойкость. Она производится на образцах вместе со штукатурным покрытием, поэтому влажность испытываемых ячеистобетонных образцов получается 3,5-4%.

Выводы

1. Разработаны прогрессивные конструкции одно- и двухслойных наружных стен с утеплителем в виде кладки долговечными блоками из конструкционно-теплоизоляционных ЛЭЭНДТ минеральных материалов с тонкими (2-3 мм) клеевыми и обычными (10-12мм) цементно-пес-

чаными швами. Перемычки выполняются из материала, одинакового по плотности с блоками кладки.

2. Стеновые ограждения из блоков плотностью D400 – D500 намного дешевле многослойных с "эффективными" полимерными и волокнистыми недолговечными утеплителями благодаря долговечности не менее 50 лет и более высокому значению коэффициента теплотехнической однородности.

3. Дальнейшее снижение массы и толщины однослойных ограждений, особенно в многоквартирных зданиях с центральным водяным отоплением, в условиях холодного климата России опасно из-за быстрого охлаждения помещений при аварии отопления, а также из-за возможности опрокидывания стен при действии ветровых нагрузок.

4. Для холодных условий России следует применять деревянные русские широкие (≥ 120 мм) оконные блоки с двухслойным стеклопакетом и отдельным стеклом, устанавливаемыми в раздельные переплеты.

5. Испытания на морозостойкость ячеистого бетона для наружных стен следует производить при

установившейся влажности менее 5% и наличии на образцах отделочного слоя.

Организация разрабатывает по договорам эффективные ограждения для зданий (тел. 504-4115).

Библиографический список

1. СНиП II-3-79*. Строительная теплотехника / Минстрой России. - М.: ГП ЦПП, 1995. - 20 с.
2. МГСН 2.01-99. Энергосбережение в зданиях. Нормативы по теплозащите и тепловодозлектроснабжению. - М.1999. - 78 с.
3. Применение облегченных ячеистобетонных блоков для наружных стен зданий с повышенной тепловой защитой (II этап внедрения для строительства в гор. Москве после 2000 года) / Технические решения // - ОАО ЦНИИЭП жилища. М.1996. - 71с.
4. Урецкая Е., Плотникова Е., Коношик И. Особенности технологии отделки конструкций из ячеистого бетона. Тематическое приложение к рекламно-информационному бюллетеню "Белорусский строительный рынок", Автоклавный ячеистый бетон: производство, проектирование, строительство, бизнес (сборник статей), 2003, 36 - 38 с.
5. Инструкция по монтажу, транспортировке и эксплуатации изделий из ячеистого бетона ОАО "Забудова". / Чисть, 2001. - 44с.

АРМАТУРА

Н.Г.МАТКОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ); Э.А.БАЛЮЧИК, канд. техн. наук (ЦНИИС); В.Н.ГУБИН, ген. директор фирмы "Спрут"; А.Е.РУДЕНКО, гл. инженер МО-90 Мостотреста; А.В.УЛЮТИНОВ, гл. инженер АООТ "Бетуар-22"

Несварные обжимные стыки арматуры в железобетонных конструкциях

Одной из перспективных научных разработок, предназначенных для соединения арматуры периодического профиля в сборных, монолитных и преднапряженных железобетонных конструкциях каркасов зданий и сооружений (мостах, тоннелях и др.), предложенной взамен трудоемких и дорогостоящих сварных и нахлесточных стыков, явля-

ется несварной обжимной трубчатый стык. Так, во многих странах мира – США, ФРГ, Канаде, Китае, Великобритании и др. при возведении ответственных сооружений преимущественно применяют стыки такого типа [1,2].

В отечественном строительстве этот тип стыка был практически вытеснен повсеместным применением

сварных стыков при массовом сборном строительстве с 1955 по 1995 г. Этим объясняется отсутствие исследований и опыта внедрения обжимных несварных стыков, и только с возрождением в последние годы монолитного домостроения, мостостроения и тоннелестроения возникла неотложная потребность в этих экономически и экологически целе-

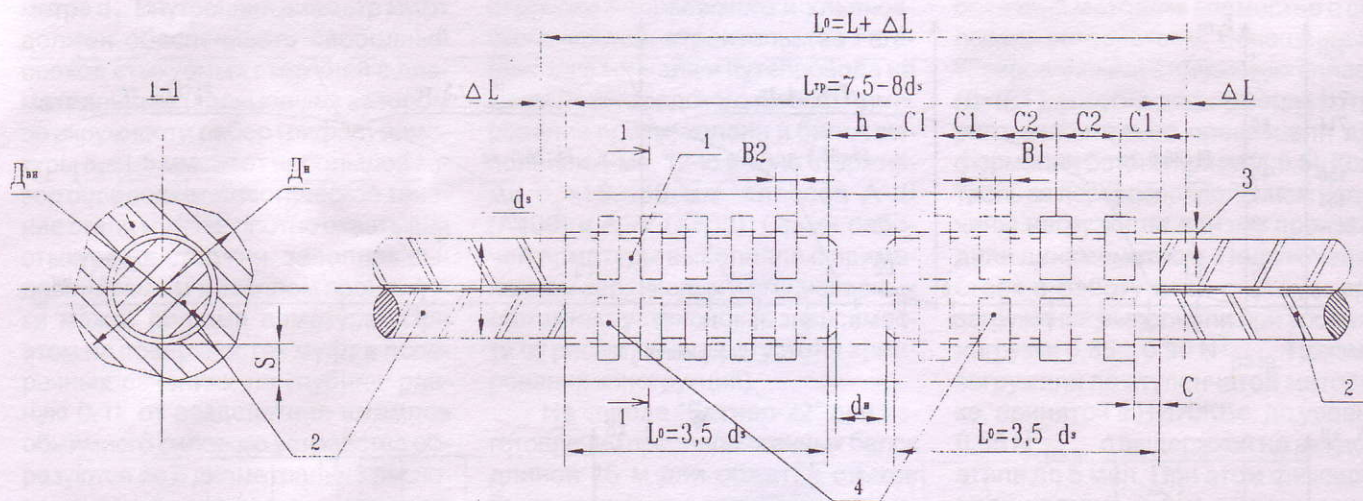


Рис. 1. Конструкция несварных обжимных стыков арматуры (классы А-II...Ат-VI)

1 — цилиндрическая муфта; 2 — выпуски стержней; 3 — кольцевой зазор; 4 — места жимов штампами

сообразных стыках. Помимо хороших экономических и технологических показателей, несварной стык исключает хрупкое разрушение за счет высокой пластичности и рекомендован для применения в сейсмических районах.

В статье приведены основные результаты новых экспериментально-теоретических исследований несварных трубчатых стыков арматуры ($d_s = 18...36$) мм по прочности и деформативности при растяжении. Образцы стыков отбирали при выполнении плит и свай мостовых опор, а также балочных элементов на разных строительных объектах Москвы. Одновременно были изготовлены натурные образцы — железобетонные призмы и преднапряженные балки. Последующее их испытание на сжатие и изгиб произвели в прессах и силовых стендах Союздорнии и НИЦ "Мосты" ЦНИИСа.

Конструкция обжимного стыка достаточно проста и состоит из соединительной муфты со вставленными в нее двумя выпусками стыкуемых арматурных стержней периодического профиля. (рис.1). Собранный систему "муфта-стержни" обжимали на переносных установках отечественных фирм "Спрут" (модель СН-1) и "Внииметмаш" (модель ВН-1), а также фирмы "Бар-Сплайс" модели ВГ-750М последовательно повторяющимися жимами ($n=4...17$) по длине муфты с пере-

хлестами. Направление жимов — от центра муфты к ее краям. Максимальные поперечные усилия в переносных установках достигали 80...85 тс — в зависимости от диаметра стержней. На заводах "Бетиар-22" и №18 стыки арматуры ($d_s = 18...28$ мм) обжимают на специальных прессах за один — два приема в сплошных штампах. Поперечное усилие достигает 300 тс (рис. 2).

Изучение поведения несварных обжимных трубчатых стыков выполняли в две стадии. На первой определяли длину зоны анкеровки арматуры в муфтах при растягивающих усилиях; на второй изучали напряженно-деформированное состояние в сжатых элементах. Призмы изготавливали в лабораторных и заводских условиях и испытывали на вне-

центренное сжатие. Балки с преднапряженной арматурой изготавливали в условиях завода "Бетиар-22" и испытывали на изгиб в Союздорнии по утвержденной программе НИИЖБ и Регламенту, составленному для завода.

В стыках арматуры при растяжении и призмах при внецентренном сжатии применяли в основном горячекатаную арматуру периодического профиля класса А400 (А-III) из стали марок 35ГС и 25Г2С диаметром $d_s = 18...36$ мм, а в преднапряженных балках — высокопрочную арматуру А800с (Ат-V) диаметром $d_s = 18$ мм по ГОСТ 10884-94. Средние механические характеристики примененной арматуры по прочности на растяжение: для класса А400 — $\sigma_T(\sigma_{0,2}) = 410$ МПа, $\sigma_B = 630$ МПа, $\delta_5 = 10,5\%$; для класса А800 —

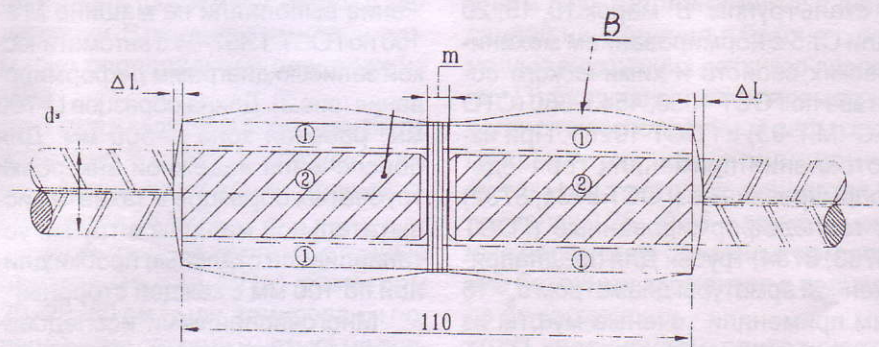


Рис. 2. Поперечное сечение несварного трубчатого стыка с преднапряженными стержнями $d_s = 18$ мм и выпусками поперечной арматуры

1 и 2 — участки криволинейной формы ожатой муфты; ΔL — удлинение; m — валик; В — криволинейная форма муфты в плане (ширина после обжатия)

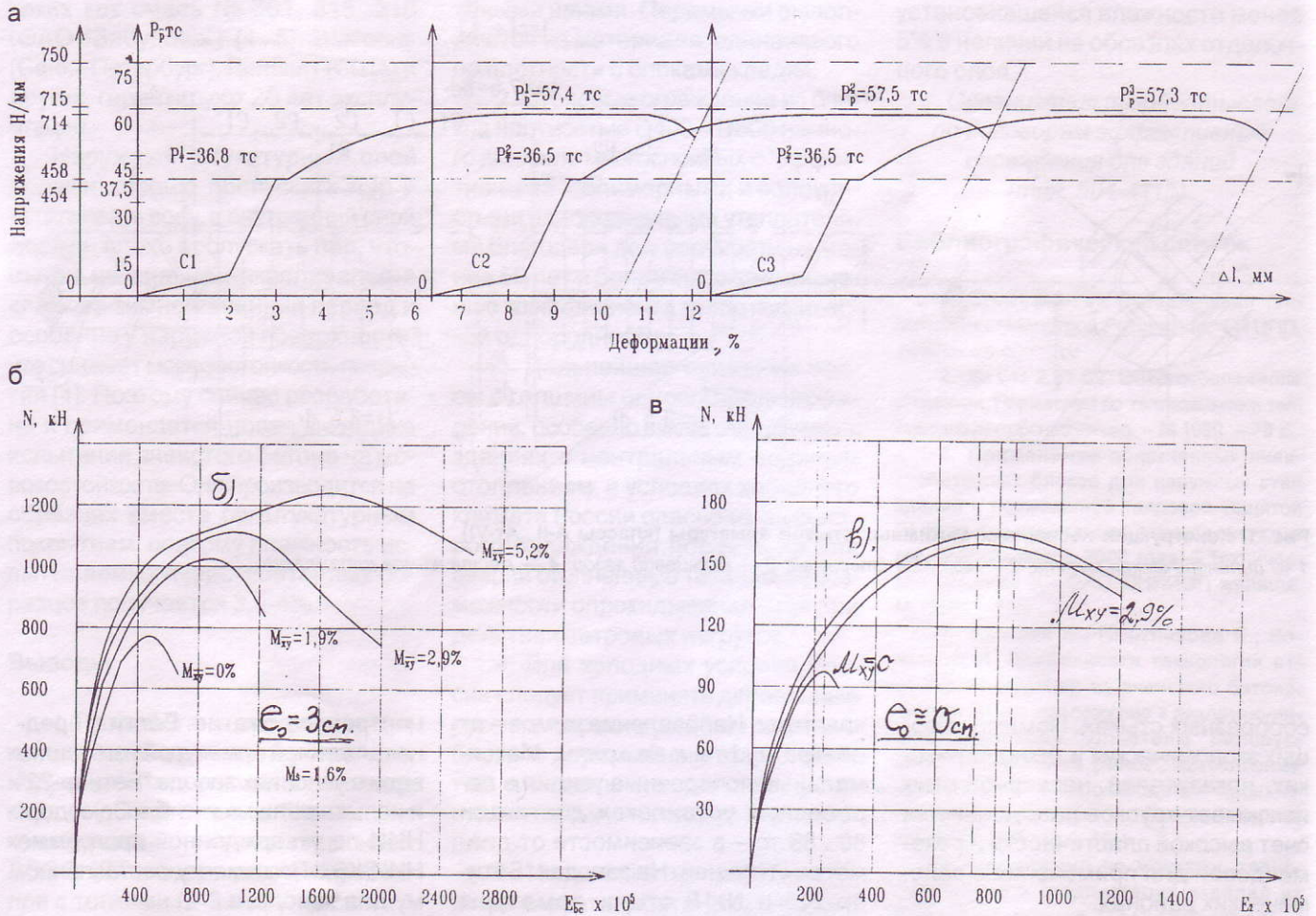


Рис. 3. Диаграммы растяжения опытных несварных обжимных стыков арматуры $d_s = 32$ мм (С1, С2, С3) класса А-III (А400), обжатых в муфтах в переносной установке при возведении железобетонной опоры Андреевского моста на левом берегу р. Москвы, и диаграммы деформирования призм с нисходящими ветвями

а — испытанные на растяжение стыки с обжатием штампами с каждой стороны муфты от ее середины (жимы от центра муфты, с каждой стороны по 5–6, с выпусками стержней, установленных по центру муфты); б — диаграммы деформирования железобетонных призм с нисходящими ветвями при испытании их на сжатие; в — процент поперечного армирования $\mu_{xy} = 2,9\%$ при $e_0 = 0$ и $\mu_s = 1,6\%$

$\sigma_{0,02} = 815$ МПа, $\sigma_B = 1100$ МПа, $\delta_5 = 11,6\%$ [3].

Соединительные муфты выполняли в виде отрезков "расчетной длины" из бесшовных цельнотянутых заводских труб. Материал труб — сталь группы "В" марок 10, 15, 20 или Ст.5 с нормированием механических свойств и химического состава по ГОСТ 1050, 4543, 380 (СТО АСЧМ 7-93) и ГОСТ 19281. При изготовлении применяли горячедеформированные (ГОСТ 8731, 8732) и теплodeформированные (ГОСТ 8733, 8734) трубы. Для преднапряженной арматуры диаметром $d_s = 18$ мм применяли точеные муфты из круглой прутковой стали по ГОСТ 2590-71 (габариты муфт: $L = 80$ мм, $D_H = 40$ мм, $D_B = 22$ мм, толщина стенки 9 мм). Нарезку используемых

заводских труб выполняли только механическим инструментом. Торцы нарезанных муфт обрабатывали наждачным инструментом.

Испытания агрегатных образцов труб и стыков арматуры на растяжение выполняли на машине МФ-150 по ГОСТ 1.497-84 с автоматической записью диаграмм деформирования (рис.3). Длина образцов $L = 700$ мм, рабочая зона $L = 500$ мм. Для обеспечения надежной анкерки трубчатых образцов в захватах испытательной машины в трубки устанавливали стальные пробки длиной по 100 мм с каждой стороны.

Многочисленными исследованиями длина анкерки для стержней крупных диаметров ($d_s = 22 \dots 36$ мм) в муфтах установлена равной (с одного конца): $L_{обж} = 3,5 \times d_s +$

$+1/2 d_s$ для стержней класса А-III, а для А-IV (А600) и Ат (Ат800с) — $L_{обж} = 4,5 \times d_s + 1/2 d_s$ ($1/2 d_s$ дается на неровность торцов стержней при их резке). При обжатии стержней разных диаметров применяли переходные муфты с теми же длинами анкерки $4d_s$ и $5d_s$, в зависимости от применяемых классов арматуры.

Стыкуемые стержни на длине обжатых муфт L_0 и принятых диаметрах (наружном D_H и внутреннем D_B) с толщиной стенки t рассчитывали из условия равнопрочности (как при одном диаметре выпусков стержней, установленных в муфты, так и при разных их диаметрах в переходных муфтах). Стержни вводят в муфты на равные длины от середины, с зазором между торцами не более $1/10$ их полного диа-

метра d_1 . Внутренний диаметр муфт должен обеспечивать свободный проход стыкуемых стержней с диаметральной (кольцевой) зазор по окружности ребер (рифов) арматуры $\delta_s \leq 1,5$ мм. Этот небольшой зазор определяет пластическое течение стали муфты, плотно охватывая стыкуемые стержни, заполняя выдавливаемым металлом промежутки между рифами арматуры. При этом на поверхностях муфт в поперечных сечениях на глубину, равную $0,1t$, от воздействия штампов обжимного силового устройства образуются по 6 диаметрально расположенных прямоугольных отпечатков шириной B .

Отпечатки располагаются равномерно на длине муфт, начиная от центра, где образуется площадка шириной d , с интервалом $3...4,5$ мм при шаге $1/2 L_m$, образуя на концах и середине муфт торцевые валики шириной $m=1,5...2$ мм.

Длины муфт после их совместного обжатия со стержнями возрастают на величины ΔL , составляющие не менее 10% от первоначальных длин L (муфт в заготовке). Эта величина совместного удлинения обжатой муфты со стержнями являлась основным критерием при производственном контроле прочности стыка арматуры, что подтверждено также опытами зарубежных фирм [1,2] и внесено в нормы многих стран.

Несварные обжимные стыки арматуры в бетонируемых конструкциях необходимо располагать в разбежку в плане или по вертикали для конструкций, работающих в растянутых, внецентренно сжатых и изгибаемых элементах. Число стыков в одном расчетном сечении элемента (в пределах участка длиной, равной $15 d_s$) не должно превышать 40% от общего количества арматуры в растянутой зоне сечения, обеспечивая при этом свободный доступ к стыкам силовой головки переносного обжимного устройства.

Исследования на конструкциях с несварными стыками выполнялись в лабораторных условиях на внецентренно сжатых железобетонных призмах сечением 20×20 см, колоннах сечением 40×40 см и преднапряженных балках сечением 96×60 см. В производственных условиях исследования проводились при рекон-

струкции Андреевского и Ульяновского мостов, строительстве Гагаринского тоннеля и путепровода на 24 км Ленинградского шоссе. Армирование призм, колонн и балок выполняли 4-мя, 12-ю и 18-ю стержнями $d_s=18...36$ мм, классов А-III (А400) и А_T-V (А800). Стыки рабочей арматуры выполняли с применением переносных и стационарных обжимных установок (в зависимости от расположения и густоты армирования конструкций).

На заводе "Бетиар-22" при изготовлении преднапряженных балок длиной 16 м для обжатия стыков была применена стационарная установка с неподвижными сплошными штампами. Балки выполнялись по проекту фирмы "Комплекс строителъских услуг" и конструкторско-технологическому регламенту НИИЖБа. Они армировались 12-ю стержнями $d_s=18$ мм в трех уровнях. В сборно-монолитном варианте из верхнего пояса устраивали петлевые выпуски поперечной арматуры для обеспечения совместной работы балки и плиты перекрытия при полной нагрузке. Натяжение арматуры выполняли механическим способом с упором на спаренную форму для двух балок. Усилия натяжения дополнительно контролировали с помощью прибора ИНК-2. Контроль измерения напряжений при натяжении арматуры для каждой балки выполняли дважды. Контролируемое напряжение при натяжении арматуры перед бетонированием первой балки составляло 402 МПа, а для второй балки – 445 МПа. Замеры степени натяжения арматуры производили на упорах форм перед бетонированием балок, и к этому времени проявлялись потери напряжений от деформации форм и частично от релаксации. В расчете эти потери суммарно определены в пределах 94 МПа.

Перед отпуском арматуры было испытано 6 кубов; по результатам испытаний их средняя прочность составила 36 МПа.

Испытанные железобетонные призмы ($R_B=29$ МПа) размером $20 \times 20 \times 80$ см были армированы поперечными сетками и четырьмя продольными стержнями с обжимными стыками, расположенными в средней части. Загружение призм выполняли прессом по специально разра-

ботанной методике совместно с силовым устройством, оснащенным тарированными стойками из сплава (Д-16Т), упругие деформации которого значительно превышали деформации бетона призм [4,5,6]. Контроль за перераспределением величины нагрузки на призму производили динамометром. Подключение стоек в работу всей системы при загрузке выполняли при уровнях нагрузки $0,85...0,90 N_{разр}^T$. Призмы загружали по ступенчатой методике, принятой в НИИЖБе, до уровня $0,85 N_{разр}^T$ с выдержкой на каждом этапе до 5 мин. При этом фиксировали упругие (ϵ_y) и пластические ($\epsilon_{пл}$) деформации.

Экспериментально-теоретические результаты исследований по деформациям и нагрузкам призм представлены в виде диаграмм деформирования сжатия с нисходящим участком (рис.3). Диаграмма деформирования для бетонных призм на восходящей ветви имела относительно крутой уклон. Для призм с поперечным и продольным армированием диаграмма деформирования имела еще более крутой уклон на начальном участке и носила протяженный и плавный характер со значительно большими деформациями в конце (рис.3, б,в). Кроме нормативных расчетов по прочности элементов, предложен и диаграммный метод расчета с учетом [4].

Опытные диаграммы деформирования бетона (М300...М600) получены при испытании армированных призм на установке НИИЖБа [5,6], оснащенной дистанционной системой измерения деформаций и нагрузок во времени на всем диапазоне автоматической записи, посредством двух координатников с фиксацией напряжения в бетоне с помощью внутренних датчиков давления [3]. Получены также параметрические точки поперечной деформации $\nu = \epsilon_2 / \epsilon_1$ и приращения $\Delta \nu = \Delta \epsilon_2 + \Delta \epsilon_1$, которые находятся в пределах $0,25...0,45$, а также основные параметры объемных изменений бетонных элементов в процессе их загрузки.

С увеличением длительности приложения нагрузки в бетоне элементов развиваются деформации ползучести, которые приводят к увеличению полных деформаций, боль-

шая часть из которых – пластическое.

Описывая опытные диаграммы деформирования с нисходящими ветвями по упрощенным зависимостям, нами рекомендован подход расчета с учетом работ [4,5,6].

После ряда математических преобразований удельная энергия разрушения элемента определится диаграммой деформирования и выразится зависимостью

$$\mathcal{E} = R_{\text{вред}} \left(a_1 \beta \frac{\varepsilon^2}{2} + a_2 \beta^2 \frac{\varepsilon^3}{3} + a_3 \beta^3 \frac{\varepsilon^4}{4} \dots \right),$$

где a_1, a_2, a_3 – коэффициенты, определенные по методу наименьших квадратов, соответственно равны 2,5; -2, и 0,5.

В заключение отметим необходимость ограничения нисходящей ветви диаграммы бетона базовыми точками, фиксирующими расчетные значения с целью определения предельного усилия [4,6].

Библиографический список

1. ЕКБ ФИП Рекомендации, перевод 1994.
2. Фирма Бар-Сплайс. Инструкция по использованию обжимной установки с электроприводом (модель ВГ 750М). Перевод МО 90. -15 с., 1997;
3. Матков Н.Г. Стыки арматуры растянутых и сжатых железобетонных элементов без применения сварки и их рас-

чет с использованием диаграмм деформирования. В кн. Бетон на рубеже третьего тысячелетия 2-я книга –М., 2001.

4. Байков В.Н., Горбатов С.В. Определение предельного состояния внецентренно сжатых элементов по неупругим зависимостям бетона и арматуры//Бетон и железобетон. – 1985. – № 6. – с. 13-14

5. Матков Н.Г., Баранов Д.С. Изучение предельного состояния ж.б. элементов на моделях с автоматической записью полных диаграмм сжатия, ВНИИС Госстроя РФ, серия 10, вып. 5, 1984.

6. Гвоздев А.А., Шубик А.В., Матков Н.Г. О полной диаграмме сжатия бетона, армированного сетками//Бетон и железобетон. – 1988. – № 4. – с. 7-11.

АВТОМАТИЗАЦИЯ ПРОИЗВОДСТВА

Д.В.ЗЕРНОВА, инж. (ООО "НПФ Ракурс")

Модернизация системы управления бетоноприготовительным узлом

Острая потребность в массовом производстве железобетонных шпал в нашей стране возникла сравнительно недавно, около 40 лет назад. До этого использовались только деревянные шпалы, которые уже давно не соответствовали все возрастающим требованиям МПС. В начале 60-х годов появился универсальный заменитель деревянных шпал, выигрывающий в надежности, сроке службы и цене по сравнению со своим "предшественником" - это железобетонные шпалы (ЖБШ), использование которых возможно практически во всех климатических зонах за исключением крайнего севера.

Первый в СССР завод по производству ЖБШ появился 38 лет назад в городе Чудово Новгородской области. В настоящее время, несмотря на активное развитие отрасли, в эксплуатации находится

около 40 % ЖБШ от общего объема шпал. Таким образом, более половины уложенных шпал нуждаются в замене. Сегодня в России производится около 11 млн. штук ЖБШ в год, что составляет лишь 80% от отраслевых потребностей.

В связи с тем, что спрос не соответствует предложению, появилась потребность в поисках новых путей повышения производительности и улучшения качества выпускаемой продукции. Одним из способов решения этой проблемы на предприятии является внедрение современных автоматизированных систем управления технологическими процессами и оборудованием. Чудовский завод по производству ЖБШ, одно из старейших предприятий отрасли, первым осознало необходимость и целесообразность такого решения. Ниже приведено описание внедренной на этом пред-

приятии системы управления бетоноприготовительным узлом.

Новая микропроцессорная система управления бетоноприготовительным узлом, который состоит из двух комплектов дозаторов материалов и трех бетоносмесительных машин, выполнена на базе программируемого логического контроллера и двух программируемых панелей оператора. Все комплектующие – средства промышленной автоматизации фирмы OMRON (Япония).

Функции системы управления:

- Автоматический контроль и управление дозированием исходных материалов
- Управление механизмами загрузки в весовые дозаторы, взвешивание, загрузка в бетоносмесительные машины, перемешивание материалов по технологическому циклу



Пульт оператора системы управления

и выгрузка в промежуточные бункера в автоматическом, ручном и наладочном режимах

- Контроль работы и визуализация состояния всех механизмов бетоноприготовительного узла на экране NT-терминала (панель оператора)

- Корректировка по влажности и засоренности исходных материалов с автоматизированной коррекцией по отпущаемому весу материалов

- Контроль работы электродвигателей бетономешалок с выдачей предупредительной и аварийной сигнализации, а также выполнение аварийного останова при превышении заданной силы тока

- Контроль достижения аварийного нижнего уровня в расходных бункерах с выдачей предупредительной сигнализации на пульт оператора;

- Автоматический контроль состояния всех механизмов с выдачей предупредительной, аварийной сигнализации и диагностических сообщений

- Корректировка рецептов приготовления бетонной смеси с удаленного компьютера

- Ведение протоколов работы, создание архива за заданный период, вывод отчетов

- Многоуровневая система доступа к настройкам системы управления и корректировки рецептов

- Разделенное управление по двум сторонам дозаторов.

Система управления состоит из следующих основных компонентов:

- ◆ Шкаф управления с контроллером CS1 и коммутирующая аппаратура

- ◆ Пульт оператора NT631C, на котором задаются технологические параметры системы приготовления бетона и выбираются режимы управления

- ◆ Пульт ручного управления дозаторами NT600, предназначенный для проверки и наладки дозаторов компонентов бетонной смеси

- ◆ Пульта ручного управления бетономешалками для наладки и ремонта механизмов бетономешалок

- ◆ Необходимое число датчиков, обеспечивающих работу систем в автоматическом и ручном режимах.

Структурная схема системы управления узла приготовления бетонной смеси приведена на рисунке.

Автоматический режим работы обеспечивает автоматическое приготовление бетона по выбранному оператором рецепту. Оператор имеет возможность оперативно корректировать рецепт в зависимости от состояния исходных компонентов, их взаимной "засоренности" и влажности. Программа вычисляет количество воды в песке и щебне на основе данных о влажности, вве-

денных в экране настроек автоматики, и вычитает его из количества воды, требуемого по рецепту. Коррекция рецепта может осуществляться и дистанционно с удаленного компьютера.

Кроме приготовления бетона по заданному рецепту, имеется возможность, не прерывая автоматического режима, отгружать заданное количество щебня и песка.

В системе предусмотрены возможности настройки и проверки системы автоматики с экранов пультов, что облегчает работу обслуживающего персонала при ремонтах и авариях.

Новая микропроцессорная система управления бетономесительным узлом выгодно отличается от предыдущей. Она имеет высокую надежность, удобна в эксплуатации и обслуживании, занимает меньше места и обеспечивает большую визуализацию операторами самого процесса. За счет внедрения современной автоматики в два раза увеличилась производительность второй стороны, состоящей из комплекта дозаторов (5 шт.) и двух бетономесительных машин. Остановив первую сторону, имеется возможность обеспечить производство бетона в требуемом объеме.

Руководство Чудовского ЗЖБШ высоко оценило степень взаимодействия завода с НПФ "Ракурс", особенно подчеркнув быстроту реагирования на все возникающие проблемы в ходе выполнения работ. Например, в процессе наладки системы выявились неудобства работы оператора с одним NT-терминалом. Чтобы разделить управление двумя линиями в кратчайшие сроки, специалистами "Ракурса" был доработан проект и установлен еще один пульт оператора.

В настоящее время ведутся переговоры об автоматизации тепловлажной обработки железобетонных шпал на Чудовском заводе ЖБШ.

Более подробные сведения можно получить в ООО "НПФ Ракурс" по тел. 252-4390.

А.ИВАНОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Расчет конструктивных систем каркасных монолитных зданий методом заменяющих рам

Для каркасных зданий с плоскими перекрытиями регулярной или близкой к ней конструктивной системы может успешно применяться расчет по так называемым заменяющим рамам, который весьма удобен при практическом проектировании, так как позволяет использовать простые и известные для инженера представления о расчете стержневых рамных систем.

Заменяющие рамы образуются в двух взаимно перпендикулярных направлениях путем рассечения каркаса вертикальными плоскостями, проходящими параллельно осям колонн через середины смежных поперечных пролетов (внутренних и крайних). В результате заменяющие рамы получаются в виде ряда колонн, соединенных условными ригелями, состоящими из полосы плиты шириной, равной расстоянию между серединами двух поперечных смежных пролетов, примыкающих к соответствующему ряду колонн (рис. 1).

Заменяющие рамы рассчитывают на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок. Вертикальная нагрузка располагается в пределах площади условного ригеля. Горизонтальная нагрузка передается на заменяющие рамы при рамной конструктивной схеме и

на вертикальные стеновые элементы (диафрагмы, ядра) при рамно-связевой конструктивной схеме. Продольные и поперечные заменяющие рамы рассчитывают независимо друг от друга. Определение усилий, действующих в элементах заменяющих рам, производят по общим правилам расчета рам как упругих систем. Расчет заменяющих рам производят как систем с жесткими узлами в местах соединения колонн с условными ригелями. Жесткость при изгибе колонн и условных ригелей для расчета заменяющих рам определяют как для упругих элементов без трещин. В этом случае изгибающие моменты в условном ригеле по длине заменяющей рамы распределяются как в обычных стержневых конструкциях.

Изгибающие моменты, действующие в направлении оси рамы, по ширине условного ригеля распределяются, исходя из точного решения по теории упругих сеток, примерно по закону косинуса (рис. 2).

Можно видеть, что изгибающие моменты по ширине условного ригеля распределяются неравномерно: в середине условного ригеля (по оси колонн) они имеют максимальные значения, а у края условного ригеля

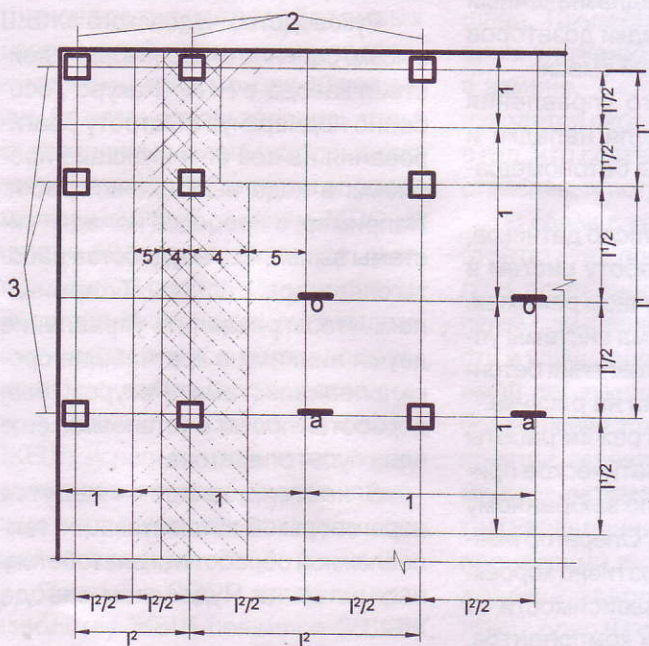


Рис. 1. Разделение каркаса на заменяющие рамы

1 – заменяющие рамы; 2,3 – оси заменяющих рам соответственно в продольном и поперечном направлении перекрытия; 4 – надколонные полуполосы; 5 – межколонные полуполосы

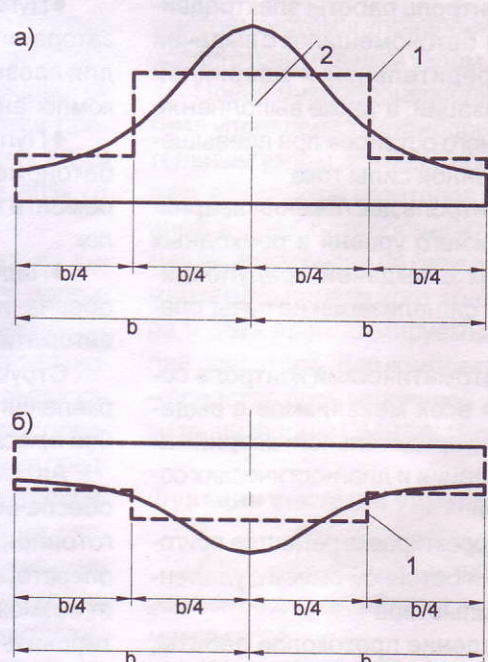


Рис. 2. Распределение изгибающих моментов по ширине условного ригеля заменяющей рамы

а – в опорном сечении а-а (рис. 1); б – в пролетном сечении б-б (рис. 1); 1 – распределение общего момента в заменяющей раме на надколонные и межколонные полуполосы; 2 – ось колонны

(между колоннами) они имеют минимальные значения. При этом в опорном сечении (а-а) распределение изгибающих моментов по ширине условного ригеля более неравномерно (рис. 2а), а в пролетном сечении (б-б) – более сглаженно (рис. 2б).

Для практических расчетов условный ригель по ширине разделяют на две полосы – надколонную и межколонную. Надколонная полоса условного ригеля включает его участок по ширине, состоящий из двух смежных полуполос, расположенных по обеим сторонам оси условного ригеля (оси заменяющей рамы), а межколонная полоса включает оставшиеся крайние участки по ширине условного ригеля и состоит из двух полуполос с каждой стороны оси заменяющей рамы (рис. 1).

Ширину надколонных полуполос (и, соответственно, межколонных полуполос), расположенных по одну сторону от оси заменяющей рамы, определяют в зависимости от шага заменяющих рам в рассматриваемом l_2 и перпендикулярном l_1 направлениях. При $l_2 \geq l_1$ ширина надколонных полуполос принимается равной $\frac{l_2}{4}$, а при $l_2 < l_1$ – равной $\frac{l_1}{4}$.

Исходя из общего распределения изгибающих моментов по ширине условного ригеля, для надколонной и межколонной полос принимают средние значения моментов, действующих в этих полосах.

Моменты в надколонных и межколонных полуполосах M_H и M_M определяют по формуле

$$M_H (M_M) = M \cdot K_p \cdot \frac{l_{2i}}{l_{2,1} + l_{2,2}}$$

где M – общий момент в условном ригеле, получаемый из расчета заменяющей рамы; K_p – коэффициент, определяющий распределение общего момента M между надколонными и межколонными полосами условного ригеля; $l_{2,1}$ и $l_{2,2}$ – расстояние между осями рассматриваемой заменяющей рамы и соседними с каждой ее стороны; l_{2i} – расстояние $l_{2,1}$ или $l_{2,2}$ в зависимости от положения рассматриваемой полуполосы условного ригеля заменяющей рамы.

Долю средних значений изгибающего момента в надколонной и межколонной полосах (полуполосах) от общего изгибающего момента в условном ригеле заменяющей рамы в любом его поперечном сечении по длине рамы определяют по формуле:

$$M_x^H = M_x \cdot \left[\frac{1}{2} \pm \frac{1}{5\pi} \cdot \left(2 - \cos \frac{\pi \cdot x}{l} \right) \right]$$

где M_x^H – изгибающий момент, приходящийся на всю ширину надколонной полосы; M_x^M – изгибающий момент, приходящийся на всю ширину межколонной полосы; M_x – изгибающий момент в условном ригеле заменяющей рамы; x – расстояние от середины условного ригеля вдоль заменяющей рамы до рассматриваемого сечения с моментом M_x ; для сечения а-а

по оси колонны (рис. 1) $x = \frac{l_1}{2}$.

Знак “плюс” принимают для надколонной полосы, знак “минус” – для межколонной.

Для внутренних опор и пролетов значения коэффициента распределения опорных моментов по оси колонн между надколонными и межколонными полосами

$$K_p = \frac{M_{on}^H}{M_{on}} \quad (K_p = \frac{M_{on}^M}{M_{on}})$$

принимают соответственно равными 0,75 и 0,25, а значения коэффициента распределения пролетных моментов в середине длины ригеля

$$K_p = \frac{M_{np}^H}{M_{np}} \quad (K_p = \frac{M_{np}^M}{M_{np}})$$

между надколонными и межколонными полосами принимают соответственно равными 0,6 и 0,4.

Для внешних опор (крайние опоры заменяющей рамы) значения коэффициента распределения опорных моментов между надколонными и межколонными полосами принимают в зависимости от соотношения жесткости на кручение поперечных балок, расположенных между крайними колоннами рассматриваемой и соседними заменяющими рамами, и жесткости на изгиб плиты условного ригеля заменяющей рамы. При отсутствии поперечных балок весь изгибающий момент условного ригеля передается на надколонную полосу и значения коэффициента распределения опорных моментов между надколонными и межколонными полосами условного ригеля принимают соответственно равными 1,0 и 0.

При нерегулярном расположении отдельных колонн можно руководствоваться следующими правилами.

При смещении центра отдельной колонны относительно оси заменяющей рамы не более чем на 10% (по отношению к расстоянию между осями двух соседних заменяющих рам) можно принимать положение этой колонны по оси заменяющей рамы и расчет производить как для регулярной системы.

При смещении центра отдельной колонны относительно оси заменяющей рамы до 30% можно принимать положение этой колонны по оси заменяющей рамы, но с условно увеличенным расстоянием (пролетом) по оси рамы до соседней колонны рассматриваемой заменяющей рамы, равным фактическому расстоянию между колоннами.

При наличии дополнительных колонн, расположенных между крайними колоннами заменяющих рам, влияние этих дополнительных колонн можно учитывать путем увеличения жесткости на изгиб основных крайних колонн заменяющих рам, распределяя жесткости промежуточных крайних колонн между соседними основными колоннами обратно пропорционально расстоянию между промежуточными и основными крайними колоннами.

При наличии двух соседних параллельных заменяющих рам, имеющих разные по длине пролеты между колоннами, влияние неравномерного деформирования в общей средней (межколонной) полосе между рамами можно учитывать, принимая пролетные и опорные моменты в этой полосе на участке, где рамы имеют разные пролеты, равными соответственно сумме пролетных и опорных моментов, действующих в сред-

них полуполосах соседних заменяющих рам с соответствующими пролетами, и распространяя эти моменты на всю ширину общей средней (межколонной) полосы.

При наличии большого отверстия в пределах участка, ограниченного осями заменяющих рам, следующих в двух взаимно перпендикулярных направлениях, которое не пересекает полностью надколонную полосу (отверстие расположено по одну сторону от оси заменяющей рамы), в расчете заменяющей рамы не учитывают части плиты условного ригеля, примыкающие к отверстию и расположенные в пределах указанного выше участка. При этом нагрузку, приходящуюся на эти не учитываемые части плиты, принимают во внимание при расчете заменяющей рамы.

В тех случаях, когда заменяющие рамы имеют в пределах температурного блока различное количество пролетов (в зависимости от конфигурации здания в плане), расчет на горизонтальную нагрузку производится, принимая во внимание работу жесткого диска перекрытий, как единой условной рамы, состоящей из отдельных заменяющих рам одного направления, входящих в рассматриваемый температурный блок, последовательно шарнирно соединенных между собой в уровне условного ригеля. Горизонтальную нагрузку для такой условной рамы принимают равной всей нагрузке, действующей в пределах температурного блока каркаса.

Расчет прочности плоских (безбалочных) перекрытий каркасных зданий по методу заменяющих рам производят на действие изгибающих моментов по нормальным сечениям и на действие поперечных сил по наклонным сечениям.

Расчет прочности на действие изгибающих моментов по нормальным сечениям производят отдельно для надколонной и межколонной полос заменяющих рам, расположенных во взаимно перпендикулярных направлениях, по соответствующим значениям изгибающих моментов, полученных в результате распределения общего момента в заменяющей раме на надколонную и межколонную полосу, по опорным и пролетным нормальным сечениям.

В соответствии с этим расчетом устанавливают продольную арматуру в условных ригелях ортогональных заменяющих рам равномерно в надколонных и межколонных полосах, в пролете и у опор условных ригелей.

Расчет прочности на действие поперечных сил по наклонным сечениям производят также отдельно для надколонной и межколонной полос заменяющей рамы по соответствующим значениям поперечных сил в этих полосах. Общее значение поперечных сил в условных ригелях определяют из расчета заменяющих рам, а распределение поперечных сил между надколонными и межколонными полосами принимают аналогичным распределению изгибающих моментов.

В качестве примера рассмотрен фрагмент перекрытия каркасного здания, включающий 9 колонн с одинаковым шагом в двух взаимно перпендикулярных направлениях (рис. 3), загруженный равномерно распределенной вертикальной нагрузкой. Шаг колонн принят равным $l=6$ м, размеры колонн 40х40 см, толщина

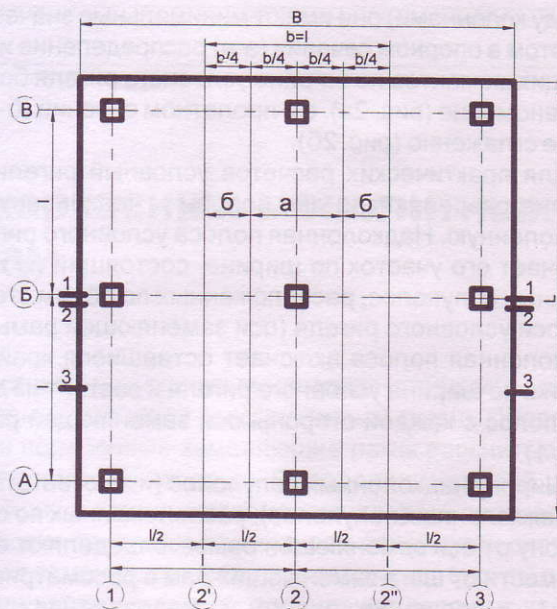


Рис. 3. Перекрытие с выделенной заменяющей рамой длиной L и шириной B

a – надколонная полоса заменяющей рамы; b – межколонные полуполосы заменяющей рамы; 1-1, 2-2, 3-3 – расчетные сечения

плиты перекрытия 20 см, равномерно распределенная нагрузка 500 кгс/м^2 .

Для расчета была выделена рама по оси 2 длиной L с шириной условного ригеля $b=l$, разделенного на надколонную полосу шириной, равной $0,5b$ и межколонную полосу, состоящую из двух полуполос, с общей шириной $0,5b$.

Эпюра изгибающих моментов по длине заменяющей рамы по оси 2 симметрична относительно оси Б. Поэтому на рис. 4 показана эпюра моментов на половине длины рамы до оси симметрии. Размерность изгибающих моментов – $\text{кгс}\cdot\text{м}$ на 1 погонный метр ширины плиты. Распределение изгибающих моментов по ширине условного ригеля в надколонной и межколонной полосах выполнено с помощью коэффициентов

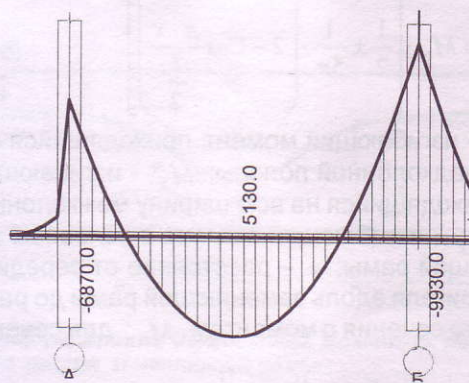


Рис. 4. Эпюра изгибающих моментов ($\text{кгс}\cdot\text{м}$) в заменяющей раме по оси 2

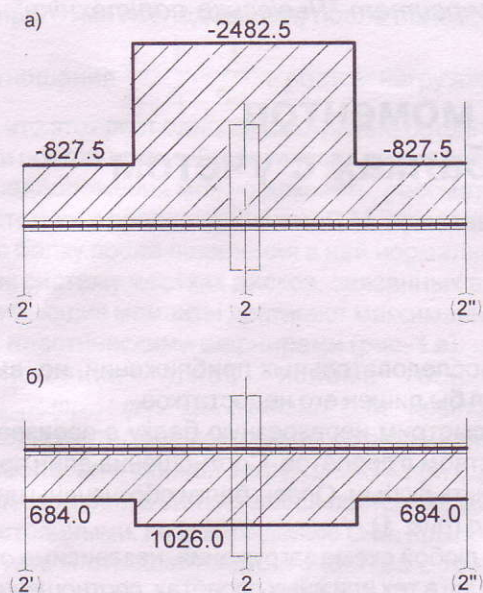


Рис. 5. Распределение изгибающих моментов (кгс·м) по ширине плиты условного ригеля
а – в сечении 1-1; б – в сечении 3-3

распределения для опорных моментов $K=0,75$ и $K=0,25$, а для пролетных моментов – $K=0,6$ и $K=0,4$.

Опорные моменты в условном ригеле заменяющей рамы (на всей его ширине $b=6$ м) в сечении по оси колонны (1-1) равны $M=9930$ кгс·м, в сечении по грани колонны (2-2) $M=8100$ кгс·м. Изгибающие моменты (на 1 м ширины полос) в надколонной полосе соответственно равны $M=2482,5$ кгс·м (рис. 5а) и $M=2025$ кгс·м, в межколонной полосе соответственно $M=827,5$ кгс·м и $M=675$ кгс·м. Пролетные максимальные моменты в условном ригеле заменяющей рамы (на всей его ширине $b=6$ м) равны $M=5130$ кгс·м. Изгибающие моменты (на 1 м ширины полос) равны: в надколонной полосе $M=1026$ кгс·м, в межколонной полосе $M=684$ кгс·м (рис. 5б).

Распределение поперечных сил на надколонную и межколонную полосы произведено аналогично распределению изгибающих моментов.

Максимальное значение поперечной силы на всей ширине условного ригеля в сечении 1-1 составляет $Q=8910$ кгс на 1 метр ширины ригеля, в надколонной полосе в том же сечении $Q=2227,6$ кгс на 1 метр ширины надколонной полосы, в сечении 2-2 – $Q=2077,6$ кгс, а в межколонной полосе соответственно $Q=724,5$ кгс и $Q=692,5$ кгс.

Следует отметить, что при формировании заменяющих рам надколонная полоса условного ригеля имеет значительную ширину, в пределах которой равномерно распределяются изгибающие моменты и поперечные силы. Поэтому, учитывая реальную концентрацию усилий около колонны, требуется также производить расчет на продавливание около колонны на действие сосредоточенной нормальной силы и сосре-

доточенного момента. Однако для сохранения расчетной стержневой системы можно было бы вместо расчета на продавливание выделить дополнительно полосу в плите вдоль оси заменяющей рамы, с границами, расположенными на расстоянии, равном рабочей высоте плиты h_0 в каждую сторону от соответствующих граней колонны (т.е. шириной, равной $a+2h_0$, где a – ширина сечения колонны), на которую действуют изгибающие моменты и поперечные силы, составляющие около 30% от величины изгибающих моментов и поперечных сил, приходящихся на надколонную полосу. На действие этих моментов и поперечных сил производят расчет дополнительной полосы по правилам как для линейных элементов и определяют необходимое количество в ней продольной и поперечной арматуры.

Определение усилий при расчете по методу заменяющих рам производят, как правило, применяя жесткостные характеристики элементов как для сплошного упругого тела. Это связано в основном с достаточно условным выравниванием моментов по ширине (поперек) надколонной и межколонной полос. Тем не менее может быть допущено перераспределение изгибающих моментов вдоль надколонной и межколонной полос по общим правилам расчета линейных рамных систем, сохраняя соотношение между изгибающими моментами в надколонной и межколонной полосах по ширине условного ригеля.

Расчет прогибов и раскрытия нормальных трещин производят по общим правилам расчета железобетонных линейных элементов. Расчет по раскрытию наклонных трещин можно не производить, учитывая, что наибольшее их раскрытие (определяемое расчетом) происходит в пределах толщины плиты и не выходит на ее боковые грани.

Следует отметить, что расчет по методу заменяющих рам производят на действие полной нагрузки в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Это в известной степени компенсирует отсутствие расчета условного ригеля на действие крутящих моментов, которые присутствуют в плоских плитах перекрытий.

Уважаемые читатели!

С 1 сентября начинается подписка на журнал "Бетон и железобетон" на I-е полугодие 2004 г.

Сведения о подписке содержатся в Объединенном каталоге (он зеленого цвета) "Пресса России"

Подписной индекс 70050.

Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений.

Тел. для справок 292-6205, 703-9762.

Метод определения изгибающих моментов в неразрезных многопролетных балках с учетом перераспределения усилий

Действующие нормы рекомендуют при расчете статически неопределимых многопролетных балок с целью экономии арматуры учитывать перераспределение усилий.

Однако попытки такого учета часто наталкиваются на значительные трудности. Связано это с тем, что все существующие методы определения изгибающих моментов с учетом перераспределения усилий несвободны от тех или иных недостатков.

Так, метод предельного равновесия [1], хотя и пригоден для балок с любым количеством пролетов и с любой схемой загрузки, но позволяет оценить лишь конечный результат перераспределения, не давая возможности проследить весь его ход, начиная с появления первых нормальных трещин.

Включенный в нормативные документы, метод А.А. Гвоздева [2] представляет собой упрощенный практический способ определения изгибающих моментов с помощью поправочных коэффициентов χ , на которые умножаются опорные моменты, вычисленные из упругого расчета. Метод пригоден лишь для многопролетных балок с равными пролетами, загруженными определенным образом (равномерно распределенная нагрузка или нагрузка в виде одной сосредоточенной силы в середине каждого пролета). Как и метод предельного равновесия, метод, изложенный в [2], не позволяет проследить весь ход перераспределения усилий.

Выгодно отличается от других метод последовательных приближений [3]. При расчете по этому методу неразрезная балка, имеющая трещины, сначала рассматривается как упругая конструкция. По найденным изгибающим моментам вычисляются жесткости B_i отдельных участков (каждый пролет разбивается на 10-20 равных по длине участков). Далее выполняют повторный статический расчет конструкции с учетом найденных жесткостей и получают новые, более точные значения изгибающих моментов. По этим уточненным значениям моментов вновь определяют жесткости всех участков и ещё раз производят статический расчет системы. Опыт [3] показывает, что уже второе приближение дает достаточно точные результаты.

Метод последовательных приближений даёт возможность определять изгибающие моменты с учетом перераспределения усилий для произвольно загруженных балок с любым количеством пролётов и на любой стадии загрузки. Единственным, но существенным недостатком является трудоёмкость вычислений.

Попытаемся отыскать ещё один метод определения изгибающих моментов для балок с трещинами, который обладал бы такой же универсальностью, что и

метод последовательных приближений, но, вместе с тем, был бы лишен его недостатков.

Рассмотрим неразрезную балку с произвольным количеством n пролётов. Соотношение длин пролётов может быть любым. Опоры балки обозначены цифрами от 0 до n (рис. 1).

При любой схеме загрузки, независимо от наличия трещин в тех или иных пролётах, соотношение опорных изгибающих моментов может быть записано в виде

$$M_1 : M_2 \dots : M_{n-1} = \frac{B_1}{r_1} : \frac{B_2}{r_2} \dots : \frac{B_{n-1}}{r_{n-1}}, \quad (1)$$

где M_1, M_2 и т.д. – изгибающие моменты на опорах 1, 2 и т.д.; B_1 и r_1 – жесткость и радиус кривизны в сечениях над опорой 1 и т.д.

В случае, если на крайних опорах (опоры 0 и n) балка закреплена, уравнение (1) принимает вид

$$M_0 : M_1 \dots : M_n = \frac{B_0}{r_0} : \frac{B_1}{r_1} \dots : \frac{B_n}{r_n}. \quad (1a)$$

До появления первых трещин, когда балка работает как упругая система, отношения моментов ($M_1 : M_2 \dots$ и т.д.) остаются постоянными (при условии, что все нагрузки возрастают пропорционально одному параметру). После возникновения трещин рост нагрузок сопровождается перераспределением усилий, которое проявляется в непрерывном изменении жесткостей B_i (вернее, соотношений этих жесткостей).

Изменяются с ростом нагрузок и кривизны ($\frac{1}{r_1}, \frac{1}{r_2}$ и т.д.). Однако на отношение изгибающих моментов это изменение не влияет. Дело в том, что (как показали про-

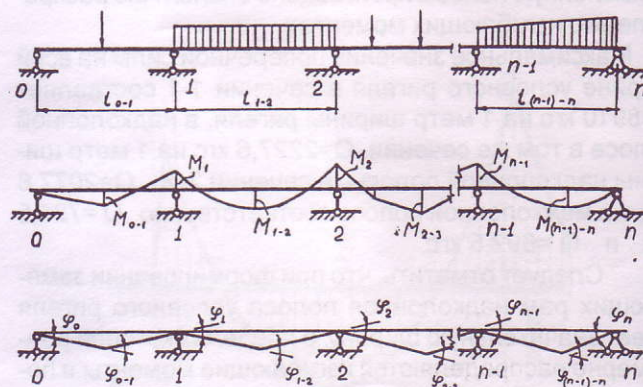


Рис. 1. Неразрезная балка с произвольной нагрузкой а – схема балки; б – эпюра изгибающих моментов; в – схема изломанной оси по С.М. Крылову

веденные нами исследования) после появления трещин отношения $\frac{1}{r_1} : \frac{1}{r_2} \dots \frac{1}{r_{n-1}}$ с ростом нагрузок (при условии, что этот рост однопараметричен) остаются практически постоянными. Теоретически правомерность такого предположения можно доказать, рассматривая, в соответствии с предположением С.М. Крылова, неразрезную балку после появления в ней нормальных трещин как систему жестких дисков, связанных в местах, где изгибающие моменты достигают максимальных значений, пластическими шарнирами (рис. 1 в).

Отношения углов излома оси балки $\varphi_0 : \varphi_{0-1} : \varphi_1 \dots : \varphi_n$, как показал С.М. Крылов [3, 4], определяется геометрическими соотношениями (длинами пролетов и схемой загрузки) и при однопараметрическом росте сил остаются постоянными.

Постоянными, по утверждению С.М. Крылова, можно считать и отношения длин участков с трещинами $\Delta l_{0-1} : \Delta l_{1-2} \dots \Delta l_{(n-1)-n}$. А так как кривизна оси каждого

пластического участка определяется как $\frac{1}{r_i} = \frac{\varphi_i}{\Delta l_i}$, то отношения этих кривизн с ростом нагрузки также будут оставаться постоянными и обуславливаться геометрической схемой балки.

Проведенные автором эксперименты [6] (испытано 23 неразрезных балки с различными схемами загрузки) не только подтвердили, что после появления

трещин отношения кривизн $\frac{1}{r_1} : \frac{1}{r_2} \dots \frac{1}{r_{n-1}}$ остаются практически постоянными вплоть до исчерпания несущей способности балки, но и показали, что они (отношения) мало отличаются от значений, соответствующих упругой стадии работы конструкции.

Это даёт возможность с достаточной для инженерных расчетов точностью принять, что на всех этапах работы неразрезной балки отношения кривизн можно считать постоянными и равными тем, которые соответствуют упругому расчету.

Если балка имеет постоянное по всей длине сечение, то начальные жесткости всех сечений практически одинаковы и

$$\frac{1}{r_1} : \frac{1}{r_2} \dots \frac{1}{r_{n-1}} = M_1^{el} : M_2^{el} \dots : M_{n-1}^{el}, \quad (2)$$

где M_i^{el} – изгибающие моменты, соответствующие расчету балки как упругой системы.

Учитывая (2), перепишем (1) в виде

$$M_1 : M_2 \dots : M_n = B_1 M_1^{el} : B_2 M_2^{el} \dots : B_{n-1} M_{n-1}^{el}. \quad (3)$$

Это и есть основное уравнение предлагаемого нами метода. Отметим принципиальные особенности этого уравнения:

1. Уравнение применимо для всех стадий работы балки. Для упругой стадии, когда все жесткости B_i одинаковы по величине, оно обращается в тождество.

2. Уравнение даёт возможность определять отношения изгибающих моментов (вернее, отношения их модулей). Для вычисления действительных значений

M_i необходимо дополнительно записать условия равновесия для одного из крайних (первого или последнего) пролётов.

3. В уравнение (3) можно включать любое количество членов. Например, если нам необходимо определить только моменты на опорах 1 и $n-1$, то его (уравнение) можно записать в виде $M_1 : M_{n-1} = B_1 M_1^{el} : B_{n-1} M_{n-1}^{el}$. Уравнение может содержать и члены, соответствующие пролётным изгибающим моментам (для сечений, где эти моменты максимальны), например

$$M_{0-1} : M_1 : M_2 \dots = B_{0-1} M_{0-1}^{el} : B_1 M_1^{el} : B_2 M_2^{el} \dots$$

4. Каждое из произведений $B_i M_i^{el}$ в правой части (3) необходимо воспринимать как один отдельный член уравнения. Величины M_i^{el} играют роль постоянных коэффициентов, поскольку вместо реальных значений упругих моментов достаточно взять их отношения.

5. При наличии нормальных трещин жесткости B_i и их отношения с ростом нагрузки непрерывно меняются. Поэтому для решения уравнения (3) необходимо использовать способ последовательных приближений.

Расчет ведется для какого-либо конкретного значения нагрузки (например, для эксплуатационного). На первом этапе принимаем, что изгибающие моменты соответствуют упругому расчету и по этим значениям определяем жесткости B_i надпорных сечений. Подставив эти жесткости в (3), находим новые, более точные отношения $M_1 : M_2 \dots : M_{n-1}$ опорных моментов, а далее, из условия равновесия крайних пролётов, и действительные значения этих моментов. При необходимости таким же образом делаем ещё одно-два приближения.

На примере балки, показанной на рис. 1, продемонстрируем, как, зная отношение опорных моментов, можно из условия равновесия одного из крайних пролётов определить истинные их (моментов) значения.

Для крайнего левого пролёта можно записать (см. рис. 2)

$$M_{0-1} = R_0 a \quad (4)$$

$$M_1 = R_0 l_{0-1} - P b. \quad (5)$$

Кроме моментов M_{0-1} и M_1 неизвестна и опорная реакция R_0 . Поэтому необходимо ещё одно, третье уравнение. В качестве такого уравнения возьмём отношение

$$M_{0-1} : M_1 = B_{0-1} M_{0-1}^{el} : B_1 M_1^{el}. \quad (6)$$

Решив (6) способом последовательных приближений, будем иметь

$$M_{0-1} : M_1 = C, \quad (7)$$

где C – найденная постоянная величина.

Отношение $M_{0-1} : M_1$ можно найти и заранее, включив момент M_{0-1} и соответствующее ему произведение $B_{0-1} M_{0-1}^{el}$ в общее уравнение (3)

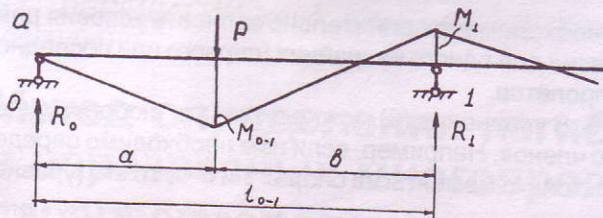


Рис. 2. К определению изгибающих моментов по их отношениям.

$$M_{0-1} : M_{1...} = B_{0-1} M_{0-1}^{el} : B_1 M_1^{el} \dots \quad (3a)$$

При решении системы уравнений (4), (5) и (7) следует иметь в виду, что отношение моментов в уравнении (6) взято по их модулям. Поэтому (7) необходимо принять в виде $M_{0-1} : M_1 = -C$.

Истинные значения всех остальных опорных моментов (M_2, M_3, \dots, M_{n-1}) находим из (3).

Аналогично решается задача по отысканию действительных значений моментов при любой другой схеме нагружения крайних пролётов. Если на крайних опорах балка закреплена, то необходимо решать систему из четырёх уравнений. В качестве четвёртого уравнения берётся уже найденное при решении (3) отношение $M_0 : M_1 = B_0 M_0^{el} : B_1 M_1^{el}$.

Следует иметь в виду, что после появления трещин понятие жёсткости становится условным. Поэтому за неё целесообразно принимать формальное отношение

$$B_i = \frac{M_i}{\rho_i}, \text{ где } \rho_i = \frac{1}{r_i}. \text{ При таком подходе вычисление}$$

значений B_i сводится к определению кривизн. Необходимо, чтобы функции, которые используются для

отыскания $\frac{1}{r_i}$, удовлетворительно отражали реальную

картину их (кривизн) изменения на всех этапах работы балки, вплоть до исчерпания её несущей способности. При этом очень важно, чтобы функции не имели разрывов на всём интервале их определения, иначе итерационный процесс, используемый при решении (3), может не сойтись.

По нашему мнению, всем этим требованиям наилучшим образом отвечает способ вычисления кривизн, основанный на использовании блочной модели деформирования [5].

В заключение необходимо отметить, что предлагаемый нами метод определения изгибающих моментов не даёт возможности вычислять количество арматуры, которую необходимо уложить в том или ином сечении неразрезной балки. Это вполне естественно, поскольку перераспределение усилий собственно и заключается в приспособлении изгибающих моментов к уложенной арматуре. Перераспределение считается полным, когда моменты M_i во всех сечениях соответствуют предельным (разрушающим) их значениям. После появления нормальных трещин M_i могут быть найдены только при условии, что задача о количественном рас-

пределении арматуры тем или иным способом уже решена.

В соответствии с принятыми нормами [2] площадь арматуры в пролётах и над опорами вычисляются по моментам, величина которых получается добавлением к эпюрам M , отвечающим упругому расчету, дополнительных треугольных эпюр с произвольными надопорными моментами. Значения этих надопорных моментов подбираются таким образом, чтобы балка приближалась к равнопрочной, т.е. чтобы предельные опорные и пролётные моменты по возможности сравнялись по абсолютной величине. Такой способ искусственной коррекции моментов при подборе арматуры следует признать удачным, поскольку он относительно прост и даёт ощутимую экономию арматуры.

В целях экспериментальной проверки пригодности уравнения (3) для практического применения автором были изготовлены и испытаны до разрушения 24 неразрезные балки с различными схемами нагружения. Анализ результатов испытаний подтвердил достаточно хорошую сходимость на всех этапах нагружения опытных моментов с моментами, вычисленными с помощью (3).

Выводы

Предлагается принципиально новый метод определения изгибающих моментов в неразрезных многопролётных железобетонных балках с учётом перераспределения усилий.

Метод отличается универсальностью, простотой и достаточной точностью. Он пригоден для расчета балок с произвольным количеством и длиной пролётов и любой схемой нагружения.

Метод даёт возможность проследить ход перераспределения усилий на всех стадиях работы балки, вплоть до исчерпания её несущей способности.

Из существующих методов такими же достоинствами, что и предлагаемый, обладает лишь метод последовательных приближений. Однако количество вычислений при использовании предлагаемого метода на 1-2 порядка меньше, чем при расчете по методу последовательных приближений.

Библиографический список

1. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. – М.: Госстройиздат, 1949. – 280 с.
2. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1975. – 192 с.
3. Крылов С.М., Икрамов С. К вопросу о расчете железобетонных неразрезных балок с учётом перераспределения усилий // Сб. науч. тр. НИИЖБ. – 1960. – Вып. 17.
4. Крылов С.М., Зайцев Ю.В. Исследование перераспределения усилий в неразрезных железобетонных балках // Сб. науч. тр. НИИЖБ. – 1961. – Вып. 23.
5. Верещагин В.С. Использование блочной модели деформирования для определения кривизны оси изгибаемых элементов с трещинами // Бетон и железобетон. – 2002. – №3.
6. Верещагин В.С. О перераспределении усилий в статически неопределимых предварительно напряжённых балках из высокопрочного бетона // Вестник Львовского политехн. ин-та. Вопросы современного строительства. – 1966. – №11. С. 48-51.

С.Б. КРЫЛОВ канд. техн. наук (НИИЖБ)

Численное исследование ползучести бетона в стержневых изгибаемых конструкциях с трещинами

Одним из важнейших свойств бетона является ползучесть. Уравнения современных разновидностей теории ползучести создавались преимущественно на основании опытов со сжатием бетонных призм. Но ползучесть в бетонных образцах, находящихся в условиях одноосного равномерного сжатия, развивается с заметными отличиями от ползучести бетона в изгибаемой конструкции, когда разные слои материала, имеющие разные нормальные напряжения, взаимодействуют между собой. Ситуация усугубляется наличием в материале трещин, арматуры и других неоднородностей. Обычно это явление или остается без внимания или проблема разрешается путем введения поправочного коэффициента.

Другим серьезным вопросом является корректное использование в расчетных уравнениях ядер ползучести и релаксации (как функций влияния) при изменении свойств волокон материала. Дело в том, что при расчете неизбежно осреднение свойств волокна на некотором отрезке длины. И если между временем нагружения и временем наблюдения на данном отрезке образовалась трещина или произошли другие нелинейные изменения, то использование обычного ядра, построенного до изменений (или после изменений) будет не верным. То есть, ядро должно учитывать изменение свойств материала.

В исследовании этих явлений, проведенном в НИИЖБ, был использован строгий подход в рамках механики стержневых систем. В качестве расчетных допущений принимались стандартные предпосылки о справедливости закона плоских сечений стержневого элемента и о представлении железобетона в виде упруго-ползучего материала. Если закон плоских сечений с некоторыми оговорками может быть принят для всех этапов работы конструкции, то представление железобетона в качестве упруго-ползучего тела справедливо лишь на отдельных интервалах изменения отношения изгибающего момента к кривизне (например, от начала нагружения и до образования трещины на данном участке; от образования трещины и до следующего заметного изменения жесткости и так далее). Поэтому вначале все расчетные построения выполнялись лишь для отдельных этапов, в пределах которых расчетные допущения были справедливы.

При выводе уравнения изгиба железобетонного стержня, в качестве физического соотношения использовалась зависимость напряжений от относительных деформаций, принятая в линейной теории ползучести. В общем случае не делалось никаких допущений о том, какую конкретную разновидность теории ползучести следует принять. Также при выводе уравнения изгиба делалось допущение о том, что с учетом отме-

ченных особенностей, зависимость между напряжениями и деформациями отдельного волокна в составе сечения формально будет иметь обычный для теории ползучести вид, но строение ядра релаксации будет иным. Поэтому для ядра релаксации усилий в волокне в составе сечения было введено специальное обозначение RS . С учетом перечисленных расчетных допущений, уравнение изгиба можно представить в виде:

$$-E(t)k(t)J + E(t)J \int_{t_0}^t k(\tau) RS(t, \tau) d\tau = -M \quad (1)$$

Следующим этапом исследования было построение ядра релаксации напряжений в волокне, работающего в составе сечения. Разыскиваемое ядро релаксации должно обладать следующими свойствами. Оно должно основываться на одной из теорий ползучести бетона. Оно должно описывать релаксацию напряжений, по крайней мере, от нулевой нагрузки и до расчетной. Зависимость между кривизной стержневого элемента и изгибающим моментом, действующим в сечении, задаваемая ядром релаксации, должна согласовываться с известными (ключевыми) зависимостями для этих величин или с экспериментальными зависимостями для заданных историй нагружения.

При проведении численных исследований в качестве ключевых были приняты зависимости между кривизной и изгибающим моментом СНиП как для этапа работы без трещин на данном участке стержня, так и для этапа после образования трещин. Все исследования проводились при различных соотношениях продольных сил и изгибающих моментов и при разных коэффициентах армирования. Учитывая действующие стандарты и методики испытания железобетонных конструкций, ключевые зависимости записывались для бетона в возрасте 28 сут. При этом принималось, что ключевое кратковременное нагружение осуществляется быстрым приложением нагрузки с выдержкой в течение 15 мин, а ключевое длительное нагружение осуществляется быстрым приложением нагрузки с последующей выдержкой в течение 365 сут. Таким образом, при сделанных допущениях для рассматриваемых ключевых историй нагружения зависимость кривизны k от изгибающего момента M для разного времени выдержки t будет описываться некоторой нелинейной поверхностью

$$k = f(M, t) \quad (2)$$

Эту поверхность можно разбить на несколько частей и каждую часть рассматривать с некоторым приближением в качестве функции, линейной по направлению оси M и нелинейной по направлению оси t . Для

каждой такой части общей поверхности исследовалась величина

$$D_{\text{опыт}} = \partial M / \partial k = \text{const}(t).$$

При построении функции $D_{\text{опыт}}(t)$ первоначально имеются только три точки. Одна из них соответствует нагрузке, равной нулю, а две другие получаются с помощью двух принятых ключевых зависимостей. По этим трем точкам выполнялось построение функции $D_{\text{опыт}}(t)$ для $28 \leq t \leq 365+28$ суток с использованием экспоненциальных аппроксимирующих функций, применяемых в теории ползучести бетона. Такая опытная функция $D_{\text{опыт}}(t)$ строилась для каждого участка, на которые разбивалась общая поверхность (2). Такая же теоретическая функция $D_{\text{теор}}(t)$ строилась на основании полученного уравнения изгиба. При помощи изменения параметров, входящих в ядро релаксации и, соответственно, в $D_{\text{теор}}(t)$, делалась попытка добиться наилучшего выполнения равенства

$$D_{\text{теор}}(t) = D_{\text{опыт}}(t) \quad (3)$$

на каждом из участков и на всей поверхности в целом. При проведении этих исследований использовались ядра релаксации, соответствующие теории наследственности, теории старения и теории упруго-ползучего тела. В результате было установлено, что использование ядра релаксации для волокна в составе сечения вида

$$RS_i(t, \tau) = B \cdot R(t, \tau),$$

(где $R(t, \tau)$ – ядро релаксаций, соответствующее одной из теорий ползучести, B – постоянный множитель, i – номер участка поверхности (2)) не позволяет добиться удовлетворительного выполнения равенства (3) во всех точках интервала $28 \leq t \leq 365+28$ суток. Причиной является весьма медленное возрастание $D_{\text{теор}}(t)$ (для ядра данного вида) по сравнению с $D_{\text{опыт}}(t)$ при небольших значениях t . После многочисленных испытаний было установлено, что наилучшим образом равенство (3) выполняется для ядра вида

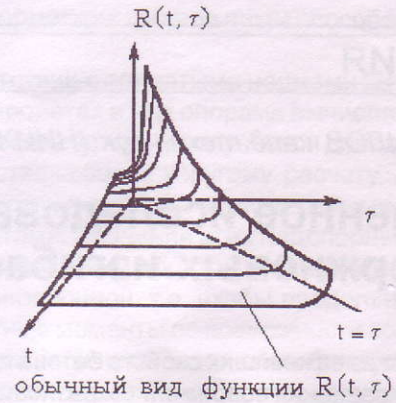
$$RS_i(t^*, t, \tau) = B R(t, \tau) + C_i \delta(t, t) + A_i \delta(t^*, t^*) \quad (4)$$

Здесь B, A_i, C_i – постоянные множители, $\delta(t, t)$ и $\delta(t^*, t^*)$ – дельта-функции, t^* – некоторое произвольное фиксированное значение из рассматриваемого временного интервала. Несколько условное изображение функции (4) и сравнение ее с обычным ядром релаксации показано на рисунке.

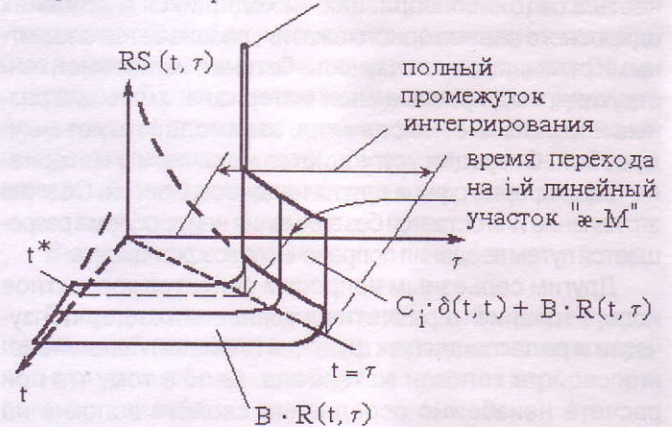
Введение дельта-функции позволяет обеспечить необходимое резкое возрастание функции $D_{\text{теор}}(t)$ после вычисления всех интегралов и добиться хорошего выполнения равенства (3) во всех точках рассматриваемого временного интервала.

При построении ядер (4) для разных участков поверхности (2) было замечено, что значения множителей A_i и C_i значительно меняются при переходе от одного участка к другому. Значение множителя B при этом остается практически неизменным. Это позволяет использовать ядро релаксации в форме (4) на всех участках поверхности (2). После подстановки ядра (4) в уравнение изгиба (1), вычисления необходимых интегралов, замены кривизн производными от прогиба и перехода к уравнению четвертого порядка уравнение примет вид (5).

$$\frac{\partial^4 v(t, x)}{\partial x^4} (1 - C_i) - B \int_{t_0}^t \frac{\partial^4 v(\tau, x)}{\partial x^4} R(t, \tau) d\tau -$$



$$A_i \cdot \delta(t^*, t^*) + C_i \cdot \delta(t, t) + B \cdot R(t, \tau)$$



Ядра релаксации R и RS

$$-A_i \cdot \frac{\partial^4 v(t_0, x)}{\partial x^4} = \frac{1}{E(t) \cdot J} \frac{\partial^2 M(t, x)}{\partial x^2} \quad (5)$$

В ряде задач возможно также использование уравнения изгиба второго порядка относительно переменной x . В этом выражении собственно явление ползучести будет выражено слагаемым, содержащим $BR(t, t)$. Слагаемые, содержащие A_i и C_i , будут выражать деформирование, протекающее практически "мгновенно", то есть по своей скорости приближающееся к упругому деформированию. Таким образом, полученное уравнение деформирования стержневого железобетонного элемента содержит две группы слагаемых. Одна группа описывает явление ползучести и является неизменной на всех рассматриваемых этапах работы стержня. Другая группа отражает упругие и приближающиеся к ним по скорости деформации и изменяется с ростом изгибающего момента в процессе образования трещин и других нелинейных явлений. Такое строение уравнения позволяет осуществить корректное, с точки зрения механики, описание деформаций ползучести, которые начали развиваться, например, до образования трещин, а закончились после, в строгом соответствии со смыслом ядра релаксации как функции влияния.

Для полученного интегро-дифференциального уравнения изгиба (5) было построено точное решение для случая отсутствия продольной силы. Для случая, когда продольная сила не равна нулю, предложен вариант построения приближенного решения.

С. М. ЧИЛИКОВ, В. Г. КИРПИЧНИКОВ (Научно – исследовательский и конструкторский центр испытательных машин, г. Армавир)

О метрологическом обеспечении механических испытаний бетонов в лабораторных условиях

По известным причинам технологическое оборудование и средства контроля качества выпускаемой продукции на российских предприятиях, в том числе и стройиндустрии, в последние годы практически не обновлялись. Лаборатории механических испытаний предприятий и НИИ оснащены на 80 и более процентов испытательной техникой, выпущенной 25-50 лет назад. К числу таких машин относятся прессы типов 2ПГ, ПСУ и П, предназначенные в основном для испытания бетонов по ГОСТ 10180. Эти машины оснащены механическими силоизмерителями и ручными устройствами управления нагружением образцов.

Указанные типы прессов имеют существенные недостатки, не позволяющие проводить испытания в соответствии с ГОСТ 10180, регламентирующим требования к методам определения прочности бетонов по контрольным образцам и не соответствуют требованиям ГОСТ 28840 на машины для испытания на сжатие.

Известно, что к числу факторов, определяющих достоверность результатов испытаний, относятся: точность измерения нагрузки, точность задания и поддержания заданной скорости нагружения, обеспечение равномерности распределения напряжений по сечению образца, возможность субъективного влияния оператора на результаты испытаний, соответствие требованиям НТД на методы испытаний.

Рассмотрим, насколько достоверными можно считать результаты

испытаний, полученные на данных типах прессов.

Точность измерения нагрузки на старых прессах характеризуется погрешностью, составляющей $\pm 2\%$, что вдвое хуже, чем у последующих моделей прессов МС и ИП. Кроме того, старые прессы имеют узкий диапазон измерений нагрузки, в котором гарантируется установленная точность ее измерения.

Из всех перечисленных факторов, влияющих на достоверность, точность измерения нагрузки является единственным показателем, который контролируется органами Госнадзора, но, как будет показано далее, точность измерения нагрузки не является решающим условием получения достоверных результатов испытаний бетонов.

Известно, что характеристики механических свойств материалов существенно зависят от скорости нагружения. Прессы 2ПГ, ПСУ, П оснащены простейшими устройствами для регулирования скорости нагружения образцов, каких – либо измерителей или индикаторов скорости нагружения на этих прессах нет. Поэтому воспроизвести режим нагружения образца в соответствии с требованиями ГОСТ 10180 практически невозможно. Тем более невозможно обеспечить повторяемость воспроизведения скорости нагружения для партии образцов.

Низкая продольная жесткость силовой рамы нагружающих устройств прессов старых моделей вносит существенные погрешности в результаты испытаний в связи с

тем, что потенциальная энергия, накопленная рамой, оказывает значительное влияние на процесс разрушения образца. Особенно это проявляется на прессах с предельной нагрузкой 100 и 500 кН, где продольная жесткость рамы определяется силовой цепью с последовательно соединенными установочным винтом, на котором закреплена ведущая плита, и двумя колоннами.

Возможность субъективного влияния лаборанта на результаты испытаний практически неограничена и имеется на всех этапах процесса испытания. Во-первых, при установке образцов, когда не обеспечивается совпадение осей образца и силовой рамы; во-вторых, при задании и поддержании заданных режимов нагружения; в-третьих, при считывании показаний отсчетного устройства шкалы нагрузок; в-четвертых, при вычислении характеристик.

Субъективному влиянию на результаты испытаний способствует и то обстоятельство, что данные прессы изначально предназначались для испытания не только бетонов, но и кирпича, асфальтобетона, цемента и других строительных материалов. Отсутствие функциональной специализации нагружающих, управляющих и измерительных систем устаревших моделей прессов практически не позволяет выполнять нормативные требования на методы испытаний, имеющие существенные различия для разных материалов. Однако наибольшее влияние на результаты испытаний ока-

зывает степень равномерности распределения напряжений по сечению образца при приложении испытательной нагрузки.

На прессах 2ПГ, ПСУ и П, имеющих практически идентичную конструкцию нагружающего устройства, степень неравномерности распределения напряжений на испытываемом образце достигает значительной величины. Об этом свидетельствуют результаты специальных испытаний прессов П-10, П-50, П-125, П-250 и П-500, проведенные нами совместно со специалистами ЦНИИСК. Испытания проводили с помощью набора приспособлений, состоящих из двух металлических (алюминиевых или стальных) пластин квадратной формы с размерами сторон, равными размерам образцов, и расположенным между ними сепаратором, имеющим отверстия, равномерно распределенные по его площади, для размещения в них калиброванных стальных шариков.

Равномерность распределения напряжений оценивали по глубине отпечатка шарика в условиях строго центральной установки приспособления и при нарушении центричности на величину, соответствующую возможной ошибке оператора при установке образца (до 4 мм). Даже при центральной установке приспособления на прессах некоторых типоразмеров наблюдалась значительная неравномерность распределения нагрузки (до 30%). При смещении приспособления относительно центральной оси пресса в направлении, перпендикулярном плоскости, проходящей через оси колонны, неравномерность достигала 50%. Значительная неравномерность распределения нагрузки объясняется рядом недостатков силовой рамы прессов указанных типов.

Элементы силовой рамы — основание, траверса, колонны, а на прессах с предельной нагрузкой 100 и 500 кН и установочный винт не образуют жесткую силовую конст-

рукцию. Это обусловлено недостатками конструкции соединения этих элементов между собой. В процессе нагружения образцов в такой раме не обеспечивается постоянство совмещения геометрических осей силовой рамы и образца. Взаимное расположение осей может изменяться, при этом происходит перераспределение напряжений по сечению образца.

Значительное влияние на результаты испытаний оказывает толщина опорных плит, передающих нагрузку на образец. Прессы 2ПГ, ПСУ, П имеют недостаточную толщину плит, ввиду этого нагруженные плиты изгибаются, что приводит к неравномерному распределению нагрузки. Кроме того, плиты состоят из двух частей, одна из которых (наружная) имеет необходимую твердость для обеспечения износостойкости. Однако эта плита имеет относительно небольшую толщину, а сопряжение плит не всегда обеспечивается с требуемой точностью, и поэтому наружные плиты прогибаются, не обеспечивая равномерное нагружение образца по сечению. По данным зарубежными исследователями, желательна, чтобы толщина плит составляла 80% длины стороны образца. Исследования, проведенные на прессах типа П с помощью приспособления и методики, описанных выше, также показали влияние податливости плит на равномерность распределения нагрузки.

Другой причиной существенной неравномерности нагружения образцов является несовершенство конструкции шарнирного узла верхней опорной плиты прессов указанных типов. Значительное трение в сопряжении сферических поверхностей, неравномерное прилегание поверхностей и другие недостатки не обеспечивают самоустановку плиты для обеспечения полного прилегания рабочей ее поверхности к плоскости образца и фиксирование ее в этом положении в процессе нагружения образца.

Вследствие влияния указанных недостатков на результаты исследований, проведенных специалистами фирмы "Цвик", ошибка при определении предела прочности может достигать до 20%, что на порядок больше, чем от погрешности измерения силы.

Вопрос "О техническом состоянии парка машин для механических испытаний строительных материалов и металлов" рассматривался на заседании Научно-технической комиссии по метрологии и измерительной технике Госстандарта России (протокол № 20 от 13.12.94г.). На этом заседании потребителям рекомендовано произвести в течение 1995-1997 годов замену машин ГСМ, П, ПСУ, ГРМ, УММ и Р на более совершенные.

На многих предприятиях стройиндустрии эти рекомендации не выполнены. В результате механические испытания бетонов проводятся с нарушением государственных стандартов, не обеспечивается получение достоверных результатов испытаний, что ведет к значительным экономическим потерям.

В настоящее время отечественной промышленностью освоено в производстве новое поколение машин типа "МИС" для испытания на сжатие бетонов на предельные нагрузки 100, 500, 1000, 2000 кН. Новые машины отличаются от ранее выпускаемых специализацией по назначению, оснащены автоматизированными компьютерными системами измерения и управления, могут представлять результаты испытаний в виде протокола и графически отображать процесс нагружения. Конструкция нагружающего устройства обеспечивает высокую степень равномерности распределения нагрузки по сечению образца. На этих прессах практически исключено субъективное влияние оператора на результаты испытания.

Подробная информация о новом испытательном оборудовании содержится в интернете на сайте НИКЦИМ www.niktsim.ru.

О.Л. ДВОРКИН, канд. техн. наук, доц. (Украинский государственный университет водного хозяйства и природопользования, г.Ровно)

Эффективность химических добавок в бетонах

Характерной особенностью современной строительной технологии является широкое применение химических добавок для достижения необходимых свойств бетона, снижения расхода материальных и энергетических ресурсов при изготовлении этого материала и при применении его для производства конструкций, возведения зданий и сооружений. В настоящее время предприятия по изготовлению бетона, изделий и конструкций на его основе наряду со сравнительно дешевыми добавками, получаемыми часто из промышленных отходов, все шире применяют специально синтезируемые добавки на основе дорогого химического сырья. Такие добавки-модификаторы позволяют обеспечить высокое качество бетона и в широком диапазоне регулировать его свойства, однако при оценке целесообразности их введения, замены ими традиционных дешевых добавок приходится достигаемый технический эффект соизмерять с необходимыми дополнительными затратами.

Эффективность любых технических решений, в том числе и введения химических добавок в бетон, должна определяться экономическим эффектом (Э) и коэффициентом эффективности затрат (К_з). Последний представляет собой отношение экономического эффекта к затратам, необходимым для его получения. Затраты на добавку (З_д) при получении бетона легко рассчитываются

$$Z_d = C_d D + Z_d^{доп}, \tag{1}$$

где C_д – стоимость добавки на 1 м³ бетона с учетом необходимых транспортных расходов; D – удельный расход добавки; Z_д^{доп} – удельные расходы, связанные с дополнительной обработкой добавки, ее хранением, дозированием, изменением состава бетонной смеси и др.

Достигаемый экономический эффект от введения добавки (Э_д) может быть реализован как при производстве бетона, изделий, конструкций и сооружений на его основе, так и при их эксплуатации в соответствии с проектом. Полный экономический эффект от введения добавки в бетоны является смешанным, расчет его достаточно сложен и на практике обычно не выполняется.

Для производителей бетона (бетонной смеси, изделий и конструкций) важно дифференцировать экономический эффект, обеспечиваемый добавкой за счет экономии других ресурсов в процессе производства (Э_{д1}), и эффект, достигаемый при применении бетона (Э_{д2}). Первый непосредственно сказывается на себестоимости бетона, второй должен учитываться при назначении цены на него. Как Э_{д1}, так и Э_{д2} через изменение

себестоимости и цены на бетон должны активно влиять на прибыль и рентабельность предприятий-производителей. Для потребителей бетона эффективность использования добавок определяется величиной Э_{д2}. В зависимости от целевой установки введение одной и той же добавки может быть направлено преимущественно на достижение эффекта Э_{д1} или Э_{д2}. Известно, например, что добавки-пластификаторы могут быть использованы или для экономии цемента без ухудшения свойств бетона, или для повышения пластичности бетонной смеси и облегчения ее укладки.

В общем случае, не учитывая удельные капитальные вложения, экономический эффект от применения добавок можно найти по формуле

$$\text{Э}_d = C_{б.д} - C_{б.о}, \tag{2}$$

где C_{б.д} и C_{б.о} – стоимость бетона (бетонной смеси, изделий и конструкций) соответственно с добавкой и без нее.

На стадии изготовления бетона введение добавки позволяет удешевить его главным образом за счет уменьшения стоимости необходимых материальных ресурсов, например в результате снижения расхода цемента, перехода на другие его виды или марки и др. Неучет, однако, дополнительных затрат на добавку и

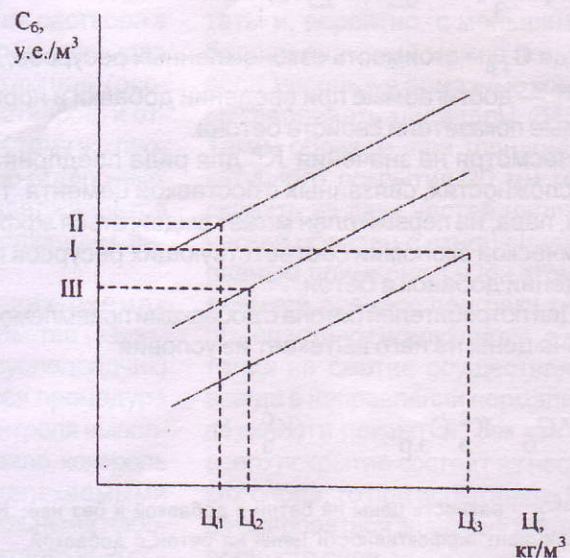


Рис. 1. Возможные варианты изменения стоимости бетона при введении химической добавки

I — стоимость бетона без добавки; II и III — стоимость бетона с добавкой

нерациональность технологических решений может не позволить снизить стоимость бетона. На рис. 1 приведены для примера возможные варианты изменения эффективности введения добавки в бетонную смесь.

Пусть нормируемые свойства бетона обеспечиваются без добавки при расходе цемента C_3 (I, рис. 1). При введении добавки можно обеспечить необходимые свойства бетона при расходе цемента C_1 (II, рис. 1), но это будет невыгодно, т.к. стоимость бетона будет выше, чем бетона без добавки. Уменьшив расход добавки (III, рис. 1) можно обеспечить необходимые свойства бетона при компромиссном расходе цемента, и это будет самый выгодный вариант. Подобрать оптимальный расход добавки в данном случае можно перебором вариантов, основываясь на результатах подборов составов или при использовании эмпирических зависимостей, связывающих нормируемые показатели свойств с расходом добавки и другими параметрами состава [1, 2].

Затраты на добавку (Z_d) при производстве бетонной смеси оказываются оправданными, если соблюдается условие

$$Z_d < Z_m + Z_{пр} - Z'_m - Z'_{пр}, \quad (3)$$

где Z_m и Z'_m - затраты на исходные материалы бетонной смеси без добавки и с добавкой; $Z_{пр}$ и $Z'_{пр}$ - прочие затраты на производство бетонной смеси без добавки и с добавкой.

При выполнении условия (3) предполагается, что показатели свойств бетонной смеси с добавкой не ниже показателей без добавок.

Аналогично можно рассчитать допустимые затраты при производстве изделий, конструкций и возведении сооружений, учтя дополнительно стоимость арматуры, тепловой энергии, строительных работ.

Эффективность затрат на добавку, с позиций экономики ресурсов, можно выразить коэффициентом K_3^p

$$K_3^p = \frac{C_{э.р.}}{Z_d} \left(\sum P_i \geq \sum P_i^n \right), \quad (4)$$

где $C_{э.р.}$ - стоимость сэкономленных ресурсов; $\sum P_i$ и $\sum P_i^n$ - достигаемые при введении добавки и нормируемые показатели свойств бетона.

Несмотря на значения K_3^p для ряда предприятий при сложностях, связанных с поставкой цемента, топлива, пара, на первый план может выдвигаться эффект физической экономии соответствующих ресурсов при введении добавок в бетон.

Для потребителей бетона с добавками приемлемость уровня цены на него вытекает из условия

$$\Delta C_6 = K_3^c C_{э.р.}, \quad (K_3^c > 1) \quad (5)$$

где ΔC_6 - разность цены на бетон с добавкой и без нее; K_3^c - коэффициент эффективности цены на бетон с добавкой.

Качественные преимущества бетонов с добавками в конкретных условиях применения бетона могут использоваться с различной целью. Так, повышение прочности бетона может быть использовано для изменения

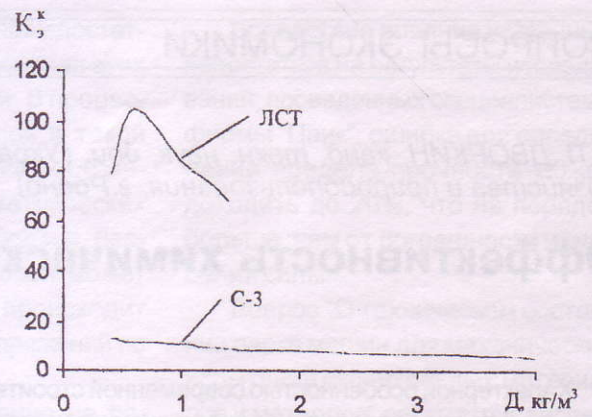


Рис. 2. Изменение величины K_3^k для различных пластифицирующих добавок

сечения конструкций, уменьшения расхода арматуры, ускорения ввода строительных объектов в эксплуатацию и т.д. Соответственно изменяется стоимость сэкономленных ресурсов и величина коэффициента эффективности.

Для непосредственной оценки эффективности изменения тех или свойств бетона с помощью добавки при постоянных показателях других свойств или параметров состава может служить соотношение

$$K_3^k = \frac{P'_i - P_i}{Z_d}, \quad (6)$$

где P'_i и P_i - сравниваемое свойство бетона с добавкой и без добавки; $K_3^k = (OK - OK_0)/(C_d D)$, где OK и OK_0 - осадка конуса бетонной смеси с добавками и без добавок ($OK_0 = 2$ см).

Коэффициент эффективности качественных показателей бетона K_3^k позволяет не просто указать на определенный технический эффект введения добавки (пластифицирующий, ускоряющий твердение, антиморозный и т.д.), но и определить "цену" такого эффекта. В некоторых случаях она может быть такой, что традиционные сравнительно дешевые добавки могут оказаться эффективнее, чем новейшие "супердобавки" (рис.2). Однако такой вывод является справедливым лишь когда не обязательна, при сравнении различных добавок, примерная одинаковость величины достигаемого технического эффекта. В последнем случае, т.е. при $P'_i - P_i \rightarrow const$, оценочным критерием при сравнении различных добавок являются необходимые удельные затраты на них.

Библиографический список

1. Руководство по применению химических добавок в бетоне. М.: Стройиздат, 1980.
2. Дворкин Л.И. Снижение расхода цемента и топлива в производстве сборного железобетона. К.: Вища школа, 1985. - 99 с.
3. Дворкин Л.И., Дворкин О.Л. Проектирование составов бетона с заданными свойствами. Ровно, Изд-во РДТУ, 1999. - 202 с.

А.В.АНЦИБОР, инж. (НИИЖБ); Р.Л.СЕРЫХ, д-р техн. наук, проф. (МАДИ)

Проблемы контроля качества штукатурных и кладочных растворов

Применяемые в течение последних нескольких лет в строительстве мелкозернистые бетоны (штукатурные смеси) и строительные (кладочные) растворы, модифицированные различными добавками (в том числе сухие строительные смеси), обладают рядом отличительных свойств от традиционных растворов и бетонов, применяемых ранее. Они обладают повышенным водоудержанием, пониженной водопотребностью, регулируемые сроками схватывания, интенсивностью набора прочности и др. Получаемый эффект: увеличение эффективности применения материалов, улучшение качества готового "продукта", повышение долговечности, возможность варьировать эстетический облик применяемых (в основном отделочных) композиций. Однако всегда ли достигаются показатели качества изделий, которые заложены в проекте, обеспечивающие ожидаемый срок эксплуатации? Для этого было бы целесообразно проанализировать схемы реализации строительных проектов.

Очевидно, что при проектировании штукатурных покрытий (или назначении марки кладочного раствора) опираются на те технические параметры используемых материалов, которые определены паспортными характеристиками: прочность на изгиб, величина адгезии, усадка материала и другие, среди которых далеко не последней является прочность раствора на сжатие. Этот показатель является наиболее доступным и распространённым для контроля качества затвердевшего материала.

Условно оценку качества растворов в кладке и в штукатурном покрытии можно разделить на два направления: 1 – определение соответствия качества материала (ра-

створа) заданным проектными характеристикам (марка раствора) по действующим нормативно-техническим документам (ГОСТ 28013-98, ГОСТ 5802-86); 2 – определение и оценка основных параметров раствора, обеспечивающих ожидаемую долговечность конструкции при эксплуатации.

Оба направления на сегодняшний день приобретают возрастающую актуальность. Это следует из того, что номенклатура применяемых в строительстве материалов (разнообразные стеновые материалы, различные виды бетонов, оштукатуриваемые теплоизоляционные материалы и др.) весьма разнообразна по своим свойствам, и, используя раствор определённого вида и состава в разных сочетаниях, в итоге получают разные по механическим свойствам материалы (штукатурный слой, кладочный шов и т.п.). Не последнюю роль здесь играют условия применения и дальнейшего выдерживания раствора в конструкции, тем более учитывая высокий модуль контактной (особенно у кладочных растворов) и открытой поверхности. К тому же производитель строительного раствора не всегда придерживается правил ухода за твердеющим раствором.

При существующих схемах организации строительства (заказчик – генподрядчик – субподрядчик) обязательной является процедура приёмо-сдаточного контроля выполненных работ. Как правило, контроль осуществляется привлекаемыми специальными строительными лабораториями, и если контрольные образцы не были изготовлены производителем работ (или не соответствуют требованиям упомянутых ранее нормативных документов), то процедура существенно усложняется.

Как уже отмечалось выше, даже при несоблюдении условий хранения образцов определяемые механические параметры будут отличаться от материала в конструкции.

По части первого обозначенного направления следует обратиться к ГОСТ 5802-86 Растворы строительные. Методы испытаний. Основная роль здесь при определении прочности на сжатие, растяжение при изгибе и раскалывание, а также морозостойкости отводится контрольным образцам, тогда как определение этих характеристик в готовом изделии практически не производится. Исключение составляет отбор, изготовление и испытание малогабаритных контрольных образцов из кладки (ГОСТ 5802-86, приложение 1), что само по себе трудоёмко и не достаточно достоверно из-за вероятного повреждения структуры штукатурного раствора в процессе отбора (обычно выдалбливания). Более достоверные результаты и, вероятно, с меньшим разбросом значений можно получить, если, используя алмазные коронки, высверливать цилиндры $\varnothing 40$ мм. Таким образом, при толщине штукатурного покрытия 20 мм можно склеить из двух частей цилиндрический образец с отношением h/\varnothing равным примерно 1. При этом трудоёмкий процесс подгонки размеров пластинок исключается, а испытания на сжатие осуществляются всегда в направлении нормали к поверхности покрытия. Так как чаще всего покрытие состоит из нескольких слоёв, то при испытаниях будут фиксироваться значения наименее прочного слоя.

Рассматриваемое первое направление обеспечено значительной нормативной базой по правилам и методам контроля механических характеристик твердеющего бетона

в монолитных конструкциях. Здесь можно сослаться на ГОСТ 10180-90 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам; ГОСТ 22690-88 Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля; ГОСТ 26134-84 Бетоны. Ультразвуковой метод определения морозостойкости; ГОСТ 17624-87 Ультразвуковой метод определения прочности бетона; ГОСТ 18105-86 Бетоны. Правила контроля прочности.

В то же время на этом фоне методология ГОСТ 5802-86 выглядит весьма ограниченной. Конечно, можно возразить, что параметр прочности на сжатие для бетона, как для конструкционного материала, более важен, чем для строительного раствора, но обратимся к ГОСТ 28013-98 Растворы строительные. Общие технические условия. В нём прочность раствора на сжатие принята за один из основных показателей качества (наравне с морозостойкостью и плотностью), и осуществлена классификация строительных растворов по маркам: М4, М10,....., М200. Поэтому априори средства, затрачиваемые на переустройство или восстановление возникающих со временем недостатков, связанных с отклонением заданных показателей качества, выливаются в значимые финансовые затраты.

Кладочный или штукатурный раствор в настоящее время, как правило, готовится непосредственно на месте его применения, и затворяемым составом является готовая сухая смесь заводского изготовления. В других случаях раствор получают в маломемких бетоносмесителях или простых ёмкостях, из компонентов с необеспеченным оптимальным гранулометрическим и химическим составом. Ясно, что гарантировать заданные эксплуатационные характеристики в этом случае не представляется возможным. Вариантом решения проблемы может стать конкретизация, совершенствование, отработка и регламентирование дополнительных методов контроля механических свойств затвердевших растворов в конструкции.

Отечественные разработчики и производители оборудования для определения прочностных свойств строительных материалов постоян-

но совершенствуют и расширяют ассортимент приборов, основанных на разных принципах действия и имеющих разные диапазоны измерений. Однако основное их направление - конструкционный бетон. Большинство из этих приборов являются косвенными измерителями нужных характеристик растворов, а соответственно требуют тарировки и выполнения целого ряда единичных измерений для ориентирования на каждый достоверный результат. Можно привести для примера: ИПС-МГ4 (оценивающий энергию ударного импульса) и его модификации, ультразвуковой тестер УК-1401, слабоимпульсный склерометр маятникового типа швейцарской фирмы Schmidt, молоток Кашкарова со специальным наконечником.

Рассматривая конкретно каждый из этих приборов, следует отметить их недостатки и ограниченность применительно для растворов разных видов. ИПС-МГ4 позволяет определять довольно низкие показания прочности, но для этого требуется обеспечение плоской площадки диаметром около 7-10 см в количестве 10-15 штук для одного определения прочности. Для растворов в кладке это очень трудоёмко. Приборы маятникового типа имеют примерно те же недостатки. Ультразвуковые поверхностные тестеры довольно универсальны в своём применении, но диапазон их чувствительности не охватывает полного диапазона марок растворов. К тому же на показания прибора по раствору возможно оказывает влияние материал подложки или материала кладки. Из приборов разрушающего действия отметим приборы, основанные на методах: скалывания ребра (для бетона); отрыва со скалыванием (для бетона); отрыва приклеиваемых стальных дисков (определение величины адгезии) и другие.

Оценивая методики проведения испытаний разными способами, можно утверждать, что измерительные приборы разрушающего действия стоят на ступень выше приборов неразрушающего контроля, так как они наиболее близки к прямым измерениям механических характеристик материала. Поэтому при разработке методов определения прочностных показателей ра-

створов предпочтительно ориентироваться именно в этом направлении. Представляет интерес, например, методика изготовления малогабаритных контрольных образцов непосредственно на конструкции (штукатурном слое или кладочном шве) и последующего их испытания на сжатие, скалывание и т.п. Для оценки отдельных характеристик растворов (трещиностойкости, морозостойкости и некоторых других) возможно определение и использование соотношения результатов двух и более разрушающих и (или) неразрушающих методов испытаний.

Ещё один метод измерения прочности может базироваться на фиксации проникновения индентора в тело затвердевшего раствора при определённом усилии. Этот метод уже был апробирован, в частности, в ячеистых бетонах. Для адаптации его применительно к раствору необходимо провести экспериментальную работу для выявления "узких" мест метода и в случае возможности его реализации оптимизировать методику испытаний.

Рассмотрим второе направление, упомянутое ранее, — оценку механических характеристик применённых растворов для определения долговечности конструкции. Необходимость в этом может возникать как непосредственно перед сдачей здания в эксплуатацию, так и для оценки остаточной долговечности отслуживших определённый период конструкций. Было бы целесообразно выработать единое мнение о том, какие механические характеристики являются определяющими для обеспечения необходимого срока службы.

По мнению немецких испытателей, в частности для кладочных растворов, кубиковая прочность на сжатие (в России определяемая по ГОСТ 5802-86) не является непосредственно решающей характеристикой при оценке несущей способности каменной кладки. Это объясняется несоразмерностью увеличения кубиковой и так называемой "пластинчатой" прочности раствора (когда толщина раствора незначительна по сравнению с его горизонтальными размерами). Исходя из этого несущая способность каменных кладок изменяется несоразмерно увеличению прочности кладочно-го раствора. В то же время работы

отечественных исследователей показали, что для кладочного раствора одним из основных технических параметров, определяющих несущую способность кладки, является степень адгезии раствора и кладочного материала. Сила сцепления также играет решающую роль для характеристики долговечности штукатурных покрытий. Кроме того, не раз подтверждалось опытами, что увеличение прочности на сжатие растворов не обязательно должно приводить к повышению адгезии.

Вопрос об актуальности нормирования силы сцепления для строительных растворов поднимался много раз, но почему-то не получал должного развития при дополнительной проработке нормативной документации. Возможно, возрастающее внимание к строительным

растворам, представленным в сухом виде (сухим строительным смесям), будет способствовать изменению устоявшихся стереотипов об объективности показателя прочности на сжатие при оценке качества готовых штукатурных покрытий или кладочных растворов.

Как уже говорилось вначале, более широкое внедрение сухих смесей, а также технология их производства открыли обширные возможности получения составов с весьма узконаправленными характеристиками. Поэтому следует с большим интересом обращаться ко многим европейским стандартам, а также к немецким DIN, предписывающим методики испытаний различных видов строительных растворов с учётом специфики их использования. Тенденция в разработке норма-

тивной документации в России, как и в ряде других стран, направлена на гармонизацию технических требований к различным видам строительных материалов. Возникающие при этом проблемы трудно решаемы без согласования единой классификации отделочных и строительных растворов (как в готовом, так и в сухом виде). Следует отметить, что работы над созданием подобных общих нормативно-технических документов уже давно ведутся. Эффективность этих документов проявится со временем на практике. Тем не менее, вопрос разработки или выбора методов контроля отдельных основных характеристик применённого материала в конструкции, которые будут заданы в новых стандартах на строительные растворы, пока однозначно не определён.

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

М. Н. КОКОЕВ, канд. экон. наук, доц. (Кабардино-Балкарский госуниверситет)

Карбонизация армобетона электростатического формирования

С целью экономии цемента содержание воды в бетонной смеси стремятся уменьшить до возможного предела. Теоретически для твердения распространенных типов цемента требуется 12-20 % воды от массы вяжущего. Однако для повышения удобоукладываемости бетона водоцементное отношение (В/Ц) часто увеличивают до 0,5-0,65. Это снижает прочность готового бетона, либо, при равной прочности, повышает расход цемента.

Экспериментально установлено, что чем выше расход воды, тем сильнее ползучесть бетона и, соответственно, ниже его прочность. Некоторые исследователи отмечают [1], что ползучесть ε практически меняется, как квадрат В/Ц, по массе, т.е. $\varepsilon = k (В/Ц)^2$, где k - коэффи-

циент пропорциональности. Так, при изменении В/Ц с 0,45 (например, 400 кг цемента на 180 л воды) до 0,65 (300 кг цемента на 195 л воды) ползучесть бетона удваивается, и соответственно падает прочность.

Если для экономии цемента снижают величину В/Ц, то возрастающую при этом жесткость бетонной смеси стремятся уменьшить введением в состав различных пластификаторов, поверхностно-активных веществ и т.п. Жесткая смесь плохо заполняет форму, поэтому укладку таких смесей проводят с использованием интенсивного уплотнения с применением вибраторов. Однако эти меры все же не могут избавить от необходимости повышать величину В/Ц в бетоне существенно выше теоретически необходи-

мой. Таким образом, стремление к снижению массы изделий и расхода цемента за счет уменьшения В/Ц в бетонных смесях входит в противоречие с существующими ограничениями технологического порядка.

В разработанной новой технологии для изготовления тонкостенных изделий и сооружений из армобетона в виде тонкостенных оболочек предлагается использовать метод послойного электростатического нанесения сухих порошковых компонентов бетонной смеси на формообразующий арматурно-сеточный каркас изделия с одновременным или периодическим увлажнением наносимых слоев тонкораспыленной водой, содержащей поверхностно-активные вещества [2].

Нанесение дозированного количества воды на покрываемый бетонным сеточный каркас сооружения производят распылителем, который регулируют так, чтобы обеспечить максимально тонкий распыл воды. В заводских условиях регулируемое увлажнение смеси можно проводить водяным паром, при этом возможно совмещение увлажнения с термообработкой бетона. Данная технология позволяет получать водоцементное отношение в бетоне весьма близким к теоретическому значению, при этом предельно малая величина В/Ц не затрудняет процесс формования изделия или сооружения с малой толщиной стенок сложной конфигурации.

Основными сухими компонентами смеси для электростатического нанесения бетона на сеточный каркас являются цемент, тонкий песок, упрочняющие волокна (базальтовые, асбестовые, из боросиликатного стекла, углеродные, полимерные и др.). Кроме того, покровный слой может содержать добавки, придающие бетону специальные свойства. Технология электростатического формования применима для изготовления тонкостенных армированных оболочек и покрытий сложной формы из армированного бетона. На основе данного способа разрабатываются новые строительные технологии [3,4].

Один из вопросов, требующий особого внимания в новой технологии формования изделий, — это коррозионная стойкость арматуры в бетоне, так как для изделий, предназначенных для изготовления электростатическим формованием, характерна малая толщина слоя бетона, защищающего сталь от коррозии.

Выбор минимальной толщины защитного слоя бетона зависит от многих факторов: химического состава цемента и типа заполнителя, плотности бетона, от влажности и химического состава окружающей среды, температурных условий, характера и интенсивности механических нагрузок, требуемой степени надежности и долговечности конструкции и т. д. В общем случае рекомендуют брать толщину защитного слоя бетона не менее 20 мм.

Известно, что бетон, находя-

щийся в контакте с атмосферой, более или менее быстро карбонизируется. Карбонизация приводит к медленному изменению структуры материала. Это явление имеет положительные и отрицательные стороны. Пока карбонизация не дошла до глубоких слоев бетона, контактирующих с поверхностью стальной арматуры, — она играет положительную роль, так как вследствие карбонизации повышается плотность, твердость и прочность бетона. Отрицательные последствия глубокого проникшей карбонизации связаны со снижением основности бетона, т.е. с понижением его щелочности и потерей бетоном химических свойств, предотвращающих коррозию стальной арматуры.

Гидратированные цементы содержат известь $\text{Ca}(\text{OH})_2$, силикаты, алюминаты кальция, а также некоторое количество щелочей NaOH и KOH . Эти компоненты могут находиться в составе цемента в разном количестве в зависимости от характера вяжущего. Однако по прошествии определенного времени почти все прогидратировавшие компоненты смогут карбонизоваться, хотя с разной скоростью. Определенно можно сказать, быстрее всех подвергаются карбонизации двух- и трехкальциевые силикаты ($2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ и $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$) портландцементов, в результате чего получается углекислый кальций.

В результате карбонизации цементов увеличивается их масса. Появляющаяся в процессе химических реакций вода сама является катализатором карбонизации. Кроме того, повышенная влажность окружающего воздуха и колебания температуры способствуют появлению в капиллярах бетона воды, что также ускоряет процесс карбонизации. Таким образом, карбонизация прогрессирует с поверхности вглубь бетона, вызывая нейтрализацию щелочности цемента. Процесс идет тем быстрее, чем выше пористость материала.

Для характеристики химической активности среды часто используют "водородный показатель", обозначаемый как рН. Водородный показатель — это десятичный логарифм концентрации водородных ионов H^+ , взятый с обратным знаком, т.е. $\text{pH} = -\lg [\text{H}^+]$. Например, чистая

вода имеет $\text{pH} = 7$. Раствор с $\text{pH} < 7$ — кислый, а с $\text{pH} > 7$ — щелочной. Для характеристики химического состояния бетона также используют величину рН.

В результате карбонизации значение рН бетона снижается с 12,6 до 10 (для углекислого кальция) и падает ниже 10 для смеси углекислого кальция с бикарбонатом кальция $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$. Многие исследователи условно считают, что как только рН бетона падает ниже 10, он теряет способность надежно защищать арматуру от коррозии. Вообще, минимальным критическим значением рН для бетона считают величину 11,8.

Известь, образующаяся в результате гидролиза вяжущего, растворяется в воде насыщения и через микропоры выносятся на поверхность бетона. При колебаниях влажности и температуры вода испаряется, а известь откладывается и карбонизируется под действием диоксида углерода воздуха. На поверхности бетона образуются беловатые "высолы" углекислого кальция. Таким образом, высолы свидетельствуют о недостаточной плотности бетона, т.е. о большой насыщенности его капиллярами, а также о низком расходе вяжущего. В свою очередь, как отмечалось выше, насыщенность бетона капиллярами есть следствие завышенной величины В/Ц. Через несколько месяцев скорость карбонизации становится обратно пропорциональной глубине прошедшей карбонизации, так как верхний слой образовавшегося углекислого кальция препятствует дальнейшему прониканию углекислоты.

Некоторые исследователи, рассматривая под микроскопом пробы затвердевшего бетона с раковинами или включениями пузырьков воздуха, отмечали, что эти пустоты забиты кристаллами кальцита [1]. Из этого сделан неправильный вывод о том, что это свидетельствует о внутренней карбонизации гидрата окиси кальция, вступающего в контакт с углекислым газом, содержащимся в составе вовлеченного воздуха.

Мы считаем, что для протекания указанного процесса находящегося в пустотах бетона углекислого газа совершенно недостаточно. Предпо-

ложим, что исследуется очень крупная пора, например, объемом в 1 см^3 . В нормальной атмосфере содержание углекислого газа равно 0,03 %. Следовательно, в указанном объеме воздуха внутри поры содержится очень малое количество диоксида углерода - не более 0,0006 мг. С участием этого количества CO_2 может образоваться всего лишь 0,0011 мг CaCO_3 . Плотность кристаллического кальцита равна $2,71 \text{ г/см}^3$, следовательно объем образовавшегося кристалла равен $0,0004 \text{ мм}^3$. Если предположить, что образовался ромбоэдрический кристалл, то его поперечный размер будет равным примерно 0,075 мм. Такой кристалл кальцита внутри крупной поры бетона будет различим только в сильную лупу.

На самом деле поры в бетоне заполняются кристаллами кальцита, которые образуются с участием атмосферного углекислого газа, который медленно, но непрерывно в течение длительного времени поступает в бетон за счет диффузии атмосферного воздуха. Следует признать, что абсолютно непроницаемым для газа бетон никогда не бывает. Поэтому можно говорить лишь о большей или меньшей проницаемости бетона.

Метод электростатического формирования изделий из армобетона позволяет создавать многослойную структуру бетонного покрытия арматурно-сеточного каркаса. Тем самым появляется возможность получать внутренний слой бетона с повышенной плотностью и основностью так, чтобы он лучше защищал арматуру от коррозии несмотря на свою малую толщину. С этой целью для нанесения на арматурно-сеточный каркас первого слоя бетона целесообразно использовать цемент с повышенным содержанием щелочных компонентов, желателен без гипсовых и пуцоллановых добавок. Кроме того, при формировании этого слоя в состав сухой смеси и распыляемой воды могут быть введены ингибирующие и уплотняющие добавки.

Для повышения плотности защитного слоя бетона необходимо проводить увлажнение нанесенных сухих компонентов бетона таким количеством воды, чтобы обеспечить величину В/Ц, близкую к теоретическому значению для данного типа цемента.

Для лучшей защиты арматурно-сеточного каркаса от коррозии возможно использование специальных покрытий, применяемых в строительной практике. В частности, первый слой бетона, наносимый на каркас, целесообразно увлажнять водой с добавкой водорастворимых полимеров (поливинилацетатной эмульсии, некоторых видов смол и т. д.). Последующие слои бетона могут быть обычного типа, состав которых выбирается исходя из назначения изделия из армобетона.

При традиционном способе укладки бетона принимают меры, предупреждающие преждевременное высыхание бетона. В противном случае после его укладки наблюдается более низкая степень гидратации цемента, образование сетки трещин на поверхности, появление усадочных трещин до схватывания и, как следствие, повышенная пористость бетона [5]. В бетоне электростатического формирования образование усадочных трещин можно избежать из-за малой толщины стенок изделий.

Степень пористости бетона влияет на скорость карбонизации. Для повышения качества бетона, в том числе снижения его пористости, бетон после затворения должен быть защищен некоторое время от быстрого испарения содержащейся в нем воды. В технологии электростатического бетона защита его от преждевременной потери воды особенно важна по следующим причинам:

изделия и сооружения из электростатического бетона имеют малую толщину стенок, т.е. имеют более высокий модуль поверхности, что ускоряет испарение воды и обезвоживание бетона;

в процессе изготовления не используются опалубки или формы, поэтому вода может свободно испаряться со всей поверхности изделий;

при обычной укладке бетона вода затворения в смеси всегда присутствует в избытке. В новой технологии увлажнение электростатического бетона проводится дозированным количеством воды с учетом обеспечения минимальной величины В/Ц. Это существенное преимущество электростатического формирования, но оно требует исключения неконтролируемой потери воды после формирования бетона.

Поэтому в технологии электростатического бетона завершающая стадия должна включать нанесение на осажденный бетон защитного слоя, предотвращающего испарение воды с поверхности изделия. Для этого могут быть использованы известные защитные покрытия на основе смол, восков или парафинов в водных эмульсиях. Кроме того, составы для покрытия могут быть приготовлены из природных или синтетических смол с использованием специальных нефтяных растворителей. В отдельных случаях роль укрывочного материала может выполнять специально нанесенный покровный слой, который одновременно выполняет более долговременную и важную функцию, например сообщает бетону влагонепроницаемость, повышенную коррозионную стойкость и др.

Нанесение защитного слоя, предотвращающего испарение воды из бетона, удобно проводить с помощью тех же распылителей и вспомогательного оборудования, какие применяют для увлажнения бетона в процессе производства изделий электростатическим способом.

Применение рассмотренных технологических приемов электростатического формирования бетона позволяют обеспечить необходимую защиту от коррозии арматурно-сеточного каркаса при относительно небольшой толщине стенок изделий и сооружений.

Библиографический список

1. Венюа М. Цементы и бетоны в строительстве. - М.: Стройиздат, 1980. - 415 с.
2. Кокоев М.Н., Федоров В.Т. Электростатическое формирование изделий из армированного бетона//Бетон и железобетон. - 1997. — № 6. - С. 17-19.
3. Кокоев М.Н. Сотовая панель из армированного бетона//Бетон и железобетон. - 1998. — № 1. - С. 8-10.
4. Кокоев М.Н. Строительство теплоизолированных оболочек покрытий с применением новой технологии//Промышленное и гражданское строительство. - 1998. — № 1. - С. 49-51.
5. Баженов Ю.М., Комар А.Г. Технология бетонных и железобетонных изделий. - М.: Стройиздат, 1984. - 672 с.

ИОХИМ ФЕЙЕРХЕРДТ, главный менеджер фирмы TESTING (Германия)

Испытание бетонных образцов на водонепроницаемость по евростандарту EN12390-8

Евростандарт EN 12390 "Испытания затвердевшего бетона" был разработан техническим комитетом Европейского комитета по стандартизации CEN/TC 104 "Бетон". Данный стандарт был утвержден в апреле 2001 г. и введен в действие. До декабря 2003 г. он должен стать основным для стран-членов ЕС, заменив собой соответствующие национальные стандарты.

Стандарт EN 12390 состоит из 8 частей:

- 1 - требования к опытным образцам и формам для их изготовления;
- 2 - изготовление и выдерживание образцов для испытания на прочность;
- 3 - испытание на прочность при сжатии;
- 4 - требования к прессам при испытании на прочность;
- 5 - испытание на растяжение при изгибе;
- 6 - испытание на растяжение при раскалывании;
- 7 - определение плотности бетона;
- 8 - испытание бетона на водонепроницаемость.

Евростандарт EN 12390-8 разработан на базе стандарта Международной организации по стандартизации -ISO -7031 "Бетон. Метод определения проницаемости воды под давлением". В Германии он имеет обозначение DIN EN 12390-8.

Стандарт содержит описание методики определения проникновения воды в бетонный образец. Давление воды прикладывается с одной стороны образца. EN 12390-8 рекомендует использовать образцы-кубики размерами 150 x 150 x 120 мм, 150 x 150 x 150 мм, 200 x 200 x 120 мм или цилиндры диаметром 150 мм. По прошествии некоторого времени образец раскалывается, и

по границе влажной зоны оценивается способность бетона сопротивляться проникновению воды. Вода подается под давлением 500 ± 50 кПа в течение 72 ч. Предельное давление, которое развивает установка TESTING, составляет 8 бар (атм). Для более высокого давления следует установить более прочные фитинги и соединительные шланги. Рекомендуется одновременно испытывать три образца с использованием воды из водопровода. Если на противоположной стороне образца появилось мокрое пятно, испытание останавливается и бетон отбраковывается.

Фирма TESTING Bluhm & Feuetherdt GmbH (Берлин) является крупнейшим производителем лабораторного испытательного оборудования для строительной промышленности.

Для одновременного испытания от 3 до 6 образцов германская фирма TESTING разработала специальный стенд (рис. 1).

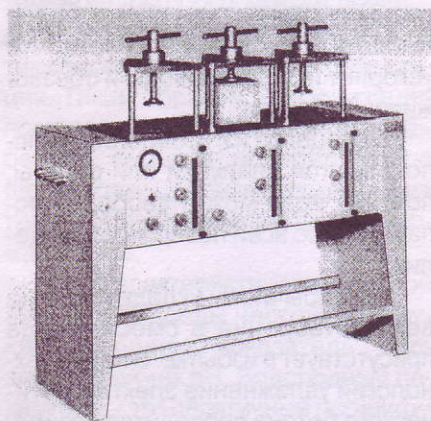


Рис. 1. Испытательный стенд фирмы TESTING

Испытательный стенд позволяет настроить испытания "с" или "без" измерения количества проникающей воды, хотя стандарт количественное измерение проникающей воды не требует.

Давление воды на образец создается с помощью давления воздуха на воду в пластмассовой трубе, и уже в течение испытания можно наблюдать, как происходит проникание воды. Такая возможность непосредственного наблюдения за водопоглощением особо интересна для лабораторных работ в строительных вузах и университетах для учебных целей. Студентам можно наглядно показать водопоглощение разных бетонов в зависимости от их состава.

Испытания проводят на образцах в возрасте не менее 28 сут, время нахождения образца в испытательной установке составляет 72 ± 2 ч при давлении воды 500 кПа или 5 бар (рис. 2).

После 72 ч проводится обследование образца на глубину проникновения воды. Для этого образец раскалывают вертикально посередине. На расколоте поверхности видна граница водопоглощения. В протоколе испытания фиксируют глубину водопоглощения с точностью до 1 мм.

Испытание бетонов на водонепроницаемость по значимости и количеству испытаний занимает в Германии второе место после испытания на прочность.

Европейский стандарт на бетон EN 206-1 : 2000 "Бетон. Общие технические требования, производство и контроль качества" хотя и предъявляет требование к затвердевшему бетону по водонепроницаемости, однако не содержит конкретных предельных значений. При

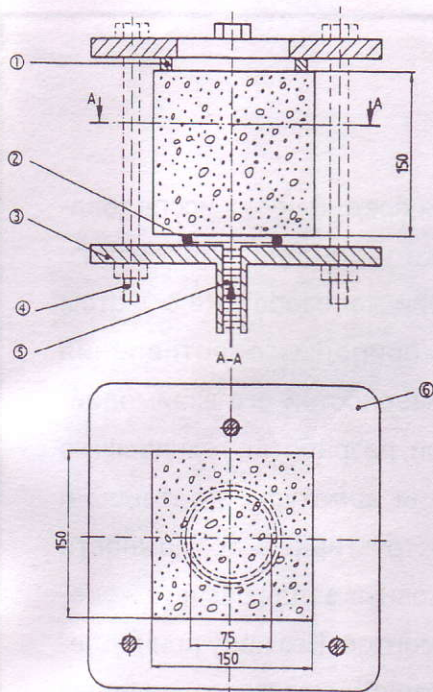


Рис. 2. Схема испытаний бетонного куба на водонепроницаемость

1 — прокладки; 2 — герметизирующая прокладка; 3, 6 — опорная плита; 4 — соединительные болты; 5 — прикладываемое давление

этом стандарт ссылается на отсутствие единой методики испытания бетонов на водонепроницаемость и требует согласования метода определения и граничного значения водонепроницаемости бетона с изготовителем.

С февраля 2001 г. в Германии начал применяться стандарт EN 12390 "Испытания затвердевшего бетона", в том числе часть 8 - стандарт, на отсутствие которого ссылается EN 206-1 : 2000.

В настоящее время в проекте директивы "Водонепроницаемые сооружения из бетона" Немецкого комитета по железобетону (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, февраль 2003 г.) предусматриваются конкретные ограничения величины проникания воды под давлением для водонепроницаемых бетонов (не более 50 мм).

В Германии для конструкций, эксплуатирующихся при высоком уровне грунтовых вод или при опасности наводнения, а также в

гражданском или инженерном строительстве используют железобетонные конструкции без дополнительной гидроизоляции, водонепроницаемость которых обеспечена самим качеством материала.

В Берлине — городе, "построенном на воде", т.е. расположенном в долине рек Шпрее и Хавель, водонепроницаемость имеет огромное значение для заглубленных сооружений, которые в современных зданиях используют для размещения инженерных служб, подземных гаражей и др. Так, например, плита основания комплекса, сооруженного непосредственно на берегу реки Шпрее, в самом центре старого Берлина, лежит на 8 м ниже уровня грунтовых вод. Еще более экстремальные условия встретились при строительстве подземной части нового центрального вокзала Берлина, сооруженного частично непосредственно под рекой Шпрее, плита основания которого расположена более чем на 18 м ниже уровня грунтовых вод.

В немецкой строительной практике количество испытаний на водонепроницаемость для бетонных образцов определяют обычно в проекте или в договоре подряда. Так, например, для строительства мостов в Германии Федеральное министерство транспорта в своих технических условиях для инженерных сооружений требует, чтобы при бетонировании водонепроницаемых частей мостов образцы из этого же бетона для испытаний на водонепроницаемость обязательно изготавливали не реже одного раза в день. Как правило, испытания по водонепроницаемости проводят из расчета 3 образца на каждые 500 м³ укладываемого бетона. Такая сетка испытаний оказалась достаточно эффективной для контроля водонепроницаемости бетона при строительстве подвальных помещений всех новых зданий в центральной части Берлина: Потсдамской и Лейпцигской площадей, в правительственных зданиях вокруг и около Рейхстага, подвалы которых были выполнены, как правило, из монолитного железобетона без дополнительной гидроизоляции. Повсюду для испытаний бетона на водонепроницаемость были использованы стенды фирмы TESTING.

Более подробно с приборами и оборудованием фирмы TESTING можно ознакомиться на выставке CONCRETE RUSSIA — Стройиндустрия и Архитектура — 2003. Она пройдет 8-12 сентября 2003 г. в Экспоцентре на Красной Пресне в Москве.

Адрес: TESTING Bluhm and Feuerherdt GmbH, Genestrasse 5-6 D- 10829, Berlin, Germany.

Fax: 49 30 755 90 98

От редакции

На установке TESTING можно вести испытания бетона на водонепроницаемость по методике российского ГОСТ 12730.5. В отличие от отечественной, эта установка позволяет использовать для испытаний как кубики, так и цилиндры.

Методика определения марки по водонепроницаемости бетона по границе проникания воды, аналогично установке TESTING, указана в инструкции по пользованию российского прибора "Агама". Она применяется в случае, если в процессе испытания не было достигнуто появление "мокрого пятна" на поверхности испытываемого образца. Тогда инструкция к прибору рекомендует применять формулу пересчета, используя данные величины проникновения воды по границе видимой на поверхности расколотого пополам образца (т.е. так же, как рекомендует евростандарт EN 12390-8).

Если, например, испытывать образцы без переоборудования установки TESTING на давление воды в 8 бар, приложенное к образцу в течение 72 ч, и получить в образце глубину проникания воды 50 мм при высоте образца 150 мм, то эти данные будут соответствовать марке бетона по водонепроницаемости W14, т.е. выше предельного значения для марок по водонепроницаемости (W12), устанавливаемого только что утвержденным отечественным СНиП 52-01 "Железобетонные конструкции".

Для испытаний бетона до W20 по ГОСТ 26633-91 установку следует переоборудовать, как указано в статье.

Ю.С. Волков, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Памяти М.М.Холмянского

13 мая 2003 г. ушел из жизни крупный ученый, известный специалист в области бетона и железобетона, доктор технических наук, профессор, действительный член Нью-Йоркской академии наук и постоянный автор нашего журнала **Марк Моисеевич Холмянский**.

Он родился в 1919 г., окончил МИСИ и аспирантуру МИСИ (по кафедре "Строительная механика") под руководством членов-корреспондентов АН СССР В.З.Власова и И.М. Рабиновича. Участвовал в Великой Отечественной войне, дважды ранен, награжден четырьмя орденами.

Многие десятки лет М.М. Холмянский отдал любимой профессии. В круг его интересов входили разнообразнейшие вопросы теории бетона и железобетона, а также ме-

ханики сплошных сред. В своих исследованиях он заложил основы системного построения теории железобетона с учетом статистической природы сопротивления бетона и закономерностей его взаимодействия с арматурой, разработал техническую теорию сцепления арматуры с бетоном и раскрыл ее конструктивные возможности при решении основных задач расчета железобетонных элементов. Его перу принадлежат около 150 опубликованных научных работ, в том числе четыре монографии, а также многочисленные публицистические и научно-популярные статьи и книги.

Марк Моисеевич был одновременно принципиальным и очень доброжелательным человеком. Светлая память о нем сохранится среди его друзей и коллег.

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков, 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), А.Г.Тамразян, В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Подписано в печать 25.07.03. Формат 60x88¹/₈. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 1120

Адрес редакции
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж

E-mail: magbeton@rambler.ru
Тел. 292-6205, 703-9762

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9
109033, Москва, Волочаевская ул., д.40