

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

КОНСТРУКЦИИ

МУХАМЕДИЕВ Т.А., МАХНО А.С. Расчет несущей системы здания Ледового дворца в Москве с учетом податливости основания 2

БЕТОНЫ

САХАРОВ Г.П., КАРПЕНКО Р.П. Теплоизоляционный пено- и газобетон средней плотностью 100...200 кг/м³ 4

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

ЧИНЕНКОВ Ю.В. Расчет железобетонных трехслойных ограждающих конструкций из легкого бетона 7

ШАПИРО Г.И., КРАКОВСКИЙ М.Б. Расчет железобетонных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения с использованием ЭВМ-программы "ОМ СНиП Железобетон" 12

КУМГЯК О.Г., ГАЛЯУТДИНОВ З.Р. Расчет железобетонных плит на кратковременные динамические нагрузки с учетом реальных свойств материалов 15

ИЗОТОВ Ю.Л., ИЗОТОВА Т.Ю. О предельной величине насыщения арматурой сжатой зоны поперечного сечения изгибаемых и внецентренно сжатых элементов 19

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

ТРЕМБИЦКИЙ С. М. Технические и организационные основы зимнего бетонирования монолитных железобетонных конструкций с прогревом бетона 20

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

ГАРИБОВ Р.Б., ОВЧИННИКОВ И.Г., МАРИНИН А.Н. Моделирование напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций при совместном воздействии хлоридной коррозии и карбонизации 25

РОЗЕНТАЛЬ Н.К. Проблемы коррозионного повреждения бетона 29

НАШИ ЮБИЛЯРЫ

К 70 - летию Ш.А. Хакимова 31

Т.А. МУХАМЕДИЕВ, д-р техн.наук, А.С. МАХНО, канд.техн.наук (НИИЖБ)

РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ ЗДАНИЯ ЛЕДОВОГО ДВОРЦА В МОСКВЕ С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ

Построенное в 2006 г. в Москве здание универсального ледового дворца спорта представляет собой круглое в плане сооружение с несущим рамно-связевым каркасом из монолитного железобетона и со стальным большепролетным висячим покрытием диаметром 110 м, перекрывающим основной объем сооружения. По наружному контуру здание огибается двумя входными пандусами, также решенными в монолитном железобетоне и перекрываемыми стальными козырьками и навесами.

Пространственный несущий каркас здания представляет собой систему радиально расположенных рам, связанных горизонтальными дисками из монолитных плит и балок перекрытий и наклонными монолитными плитами и балками трибун. Высота рам увеличивается от границы ледового поля до наружного периметра здания.

Несущий каркас здания разделен сквозным температурным швом замкового типа, воспринимающим сдвиговые усилия от горизонтальных нагрузок.

Пространственная жесткость здания при воздействии горизонтальных нагрузок обеспечивается жесткой связью колонн каркаса с плитами и балками перекрытий и трибун, двумя расположенными по главной оси вертикальными ядрами жесткости (пилонами), а также системой монолитных лестничных клеток, лифтовых шахт и отдельных, расположенных по наружному периметру здания, поэтажных стен жесткости.

Диаметр здания без пандусов по наружной буквенной оси составляет 120 м, высота здания (отметка плиты покрытия) - 38,80 м. Под зданием имеется подвальный (технический) этаж.

Колонны несущего рамно-связевого каркаса здания в плане расставлены в кольцевом и радиальном направлении от края ледового поля к наружному контуру с переменным шагом, изменяющимся от 3,0 до 9,0 м в радиальном направлении и от 3,5 до 7,85 м в кольцевом направлении. Сечение колонн каркаса в районе высокой части и опорного контура покрытия - квадратное, с размером поперечного сечения по всей высоте 900х900 мм, в районе трибун - также квадратное, с размером 500х500 мм. Кроме того, в пределах ядер жесткости имеются колонны прямоугольного сечения с размерами 1260х600 мм и 1260х400 мм. Входные пандусы опираются частично на наружный ряд колонн основного здания и на систему собственных колонн квадратного сечения размерами 500х500 мм и пилонов с размерами сечения 2300х1000 мм.

Плиты перекрытия - монолитные, толщиной 250 мм (над подвалом - 300 мм.), подкреплены по наружному, а для плит перекрытий с отм. +21,5 и выше - и по внутреннему периметру монолитными балка-

ми. Плита покрытия выполняет роль опорного контура для висячего покрытия и имеет толщину 700 мм - в пределах передачи нагрузки от висячего покрытия, и 500 мм на остальной площади. Балки плит перекрытий имеют различную высоту.

Толщина стен главных пилонов на всех этажах составляет 300 мм, а в подвале - 600 и 400 мм. Толщина монолитных поэтажных диафрагм принята равной 200 мм, системы радиальных диафрагм между отметками +11,300 и +15,500 - 160 мм. Толщина стен лифтовых шахт составляет 300, 250 и 200 мм, наружных монолитных стен подвала - 300 мм, а внутренних - 250 мм.

Фундаменты под всем зданием - сплошная монолитная плита переменной толщины. Толщина плиты составляет: 1,5 м - под главными пилонами; 1,2 м - под высокой частью; 1,0 м - под трибунами; 0,6 м - на остальной площади плиты и под пандусами.

Статический расчет несущей системы здания производили методом конечных элементов в пространственной постановке. Разработку расчетной схемы и последующие расчеты осуществляли с использованием программного комплекса "Ing+ 2006" и входящей в него программы "MicroFe 2006" российской фирмы "ТехСофт".

Конечно-элементная модель несущей системы здания (см. рис. 1) была построена по рабочим чертежам проекта, разработанного ООО "АРХИНЖ". При создании конечно-элементной модели использовали следующие типы конечных элементов: "Изотропные оболочки" - для моделирования фундаментной плиты и плит перекрытий, трибун, стальных элементов козырьков и покрытия над пандусами; "3D-стержни" - для моделирования железобетонных колонн, балок перекрытий и покрытий, балок трибун, стальных стержневых элементов козырьков и балок покрытия над пандусами.

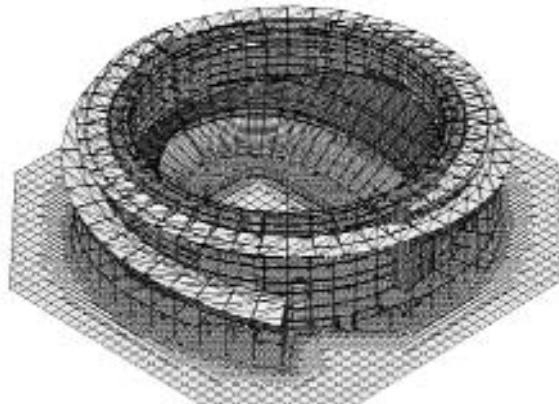


Рис. 1. Конечно-элементная расчетная схема здания Ледового дворца

В расчетной схеме здания было принято жесткое сопряжение изотропных оболочечных элементов плит перекрытия со стержневыми элементами монолитных балок.

Учет различной толщины плит (фундаментной плиты и плиты опорного контура) производили при помощи задания эксцентриситетов между группами конечных элементов различной толщины.

Передачу горизонтальных усилий в температурном шве моделировали путем объединения перемещений в узлах соседних температурных блоков в соответствующих направлениях.

Принятое конструктивное решение здания вызывает неравномерное распределение нагрузки на фундаментную плиту и на основание. В совокупности с развитостью здания в плане и различной изгибной жесткостью фундаментной плиты это влияет на усилия в вышележащих несущих конструкциях здания - особенно в их жестких узлах сопряжения. При этом при расчетах степень этого влияния существенно зависит от принятой для расчета модели основания.

Для выявления степени влияния способа моделирования работы основания на усилия в несущих конструкциях здания рассмотрели две расчетные схемы основания:

- в виде массива грунта под всем зданием и за его пределами, задаваемого при помощи объемных конечных элементов;

- в виде упругого основания Пастернака с учетом работы законтурных элементов основания.

Толщину массива грунта под зданием, учитываемую в расчете, принимали по результатам оценки сжимаемой толщи грунта на основании принятых в нормах* расчетных моделей:

- в виде линейно деформируемого полупространства;

- в виде линейно деформируемого слоя.

Кроме того, для оценки степени влияния неравномерных осадок основания на значения усилий в несущих конструкциях надземной части был рассмотрен вариант абсолютно жесткого основания.

Массив грунта основания в расчетной схеме здания задавали через функцию "Слоистое основание", позволяющую учесть работу основания при помощи объемных конечных элементов массива грунта под фундаментной плитой. При этом работу законтурного массива грунта учитывали на ширине 20 м от края фундаментной плиты.

Глубина сжимаемой толщи грунта для расчетной схемы основания в виде линейно деформируемого полупространства составила 21,7 м. Для этой расчетной схемы, по данным геологических изысканий, в расчете учитывали пять инженерно-геологических слоев со следующими характеристиками: первый слой песка - $H_{сл}=4,7$ м, $E=28$ МПа, $\mu=0,3$; второй слой песка - $H_{сл}=3,0$ м, $E=25$ МПа, $\mu=0,3$; слой глины - $H_{сл}=7,0$ м, $E=20$ МПа, $\mu=0,42$; слой супесей - $H_{сл}=2,0$ м, $E=16$ МПа, $\mu=0,3$; слой глины - $H_{сл}=5,0$ м, $E=24$ МПа, $\mu=0,42$.

* СНиП 2.02.01-83*. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений.-М.: 1996.

Глубина сжимаемой толщи грунта для расчетной схемы основания в виде линейно деформируемого слоя составила 6,7 м. Для нее учитывали два инженерно-геологических слоя - первый и второй слой песка. Кроме того, для данного варианта были проведены расчеты с использованием значения модуля деформаций грунта, определенного путем непосредственных испытаний грунтов на строительной площадке и равного 34 МПа.

Значение коэффициента постели при задании работы основания как упругого основания Пастернака определяли с использованием данных по мониторингу осадки здания.

Анализ результатов расчета показал, что, по сравнению с вариантом абсолютно жесткого основания, при учете податливости основания неравномерное деформирование конструкций несущей системы здания и осадки здания приводят к появлению значительных усилий в отдельных несущих конструкциях, в особенности - в колоннах и в узлах их сопряжений с фундаментной плитой, балками пандусов и трибун. Разность осадок фундаментной плиты под наиболее нагруженной высотной частью здания и под трибунами и входными пандусами приводит к вертикальному смещению системы колонн пандусов и подтрибунного пространства относительно колонн высотной части. В этих условиях наклонные монолитные главные балки трибун играют роль подкосов, передающих горизонтальную нагрузку на колонны в местах их сопряжения.

При учете податливости основания значения усилий в конструкциях существенно зависят от выбранной модели работы основания под фундаментной плитой. Наибольшие осадки сооружения и усилия в несущих конструкциях и узлах их сопряжения были получены при учете массива грунта с большой глубиной сжимаемой толщи (21,7 м), определенной по модели линейно деформируемого полупространства. При расчете здания с учетом массива грунта малой толщины (6,7 м), как и при расчете по модели упругого основания, были получены значительно меньшие значения деформаций сооружения и усилий в узлах сопряжения конструкций каркаса. В случае выполнения статического расчета в линейной постановке учет массива грунта малой толщины дает значения усилий в конструкциях, близкие к значениям, полученным при расчете с использованием модели упругого основания Пастернака (разница в полученных усилиях менее 5%).

На рис. 2 и 3 приведен характер эпюр изгибающих моментов и поперечных сил в балках и колоннах фрагмента поперечного сечения здания. В местах передачи на колонны горизонтальной нагрузки через главные балки трибун в колоннах отмечены значительные изгибающие моменты и поперечные силы. Кроме того, неравномерное деформирование фундаментной плиты вызывает появление значительных изгибающих моментов в узлах сопряжения колонн с фундаментной плитой.

В наружных входных пандусах неравномерные осадки фундаментной плиты приводят к появлению значительных изгибающих моментов в радиальных

балках, жестко связанных с наружными колоннами каркаса.

Для выбора наиболее корректного из рассмотренных вариантов моделирования основания были проведены расчеты осадок здания на период завершения его строительства. Расчеты проводили на действие нормативных постоянных и длительных нагрузок, действующих во время завершения строительства, и с использованием указанных выше моделей основания. Расчетные значения осадок здания сравнивались с осадками, замеренными в процессе мониторинга строительства здания. Фактические значения осадок здания на период завершения его строительства в сентябре 2006 г. были приняты по данным мониторинга строительства здания Ледового дворца, проводимого специализированными организациями.

Результаты расчета показали, что наиболее близкое совпадение расчетных и фактических значений осадок здания наблюдается при использовании модели массива грунта под зданием из объемных конечных элементов, задаваемых на глубину сжимаемой толщи, определенную из расчетной схемы основания в виде линейно деформируемого слоя (глубина сжимаемой толщи 6,7 м).

Эта расчетная модель основания была принята для окончательных расчетов и анализа напряженно-деформированного состояния несущих конструкций Ледового дворца при действии расчетных нагрузок.

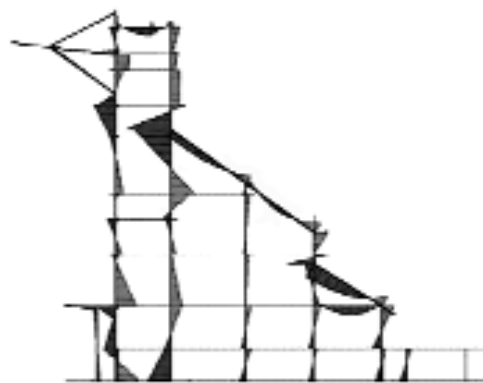


Рис.2. Эпюры изгибающих моментов в балках и колоннах от расчетной вертикальной нагрузки

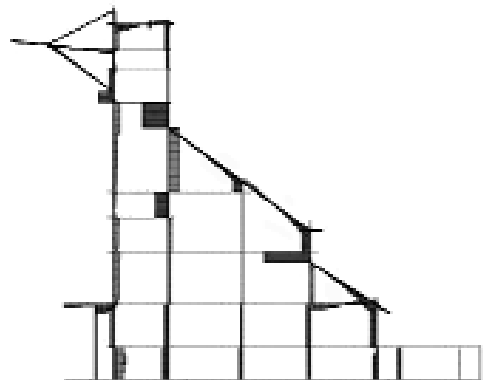


Рис.3. Эпюры поперечных сил в балках и колоннах от расчетной вертикальной нагрузки

БЕТОНЫ

*Г.П. САХАРОВ, д-р техн. наук, проф., засл. деятель науки РФ,
Р.П. КАРПЕНКО, инж. (Московский государственный строительный ун-т)*

ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫЙ ПЕНО- И ГАЗОБЕТОН СРЕДНЕЙ ПЛОТНОСТЬЮ 100...200 кг/м³

При создании энергосберегающих и экологически чистых ограждающих конструкций должны использоваться нейтральные и долговечные строительные материалы, способные обеспечивать конструкциям надежность, безопасность и экономичность в эксплуатации, а также благоприятный микроклимат в помещениях.

Указанным требованиям в большой мере удовлетворяет поробетон (газо- и пенобетоны) средней плотности 400...600 кг/м³ в однослойных ограждающих конструкциях и 100...200 кг/м³ в качестве эффективного утеплителя – в слоистых. Теплоизоляционный поробетон при такой плотности, имея достаточную транспортную и монтажную прочность, при стабильном производстве способен конкурировать с пенополистирольными, пенополиуретановыми и минераловатными утеплителями, широко применяемыми в настоящее время в наружных стенах и плитах покрытий.

Исследований и опытно-производственных работ по получению поробетона средней плотности

100...200 кг/м³ очень мало. Они в основном касаются неавтоклавного пенобетона [1...12].

В исследованиях, как видно из табл.1, основное внимание авторами уделяется прочности при сжатии и теплопроводности теплоизоляционного поробетона в сухом состоянии, реже во влажном. Отмечается высокая технологическая влажность (35...40%), большая усадка и трещинообразование. Средняя плотность теплоизоляционного поробетона, как видно из табл.1, не опускается ниже 150 кг/м³, за исключением поробетона автоклавного твердения [1, 6, 9]. Это не случайно. Стабильно получать неавтоклавный поробетон средней плотности ниже 150 кг/м³ трудно из-за неустойчивости и расслаиваемости газо-пенномассы даже при небольшой высоте формуемых изделий, тем более при монолитном бетонировании стен на всю их высоту. Прочность такого поробетона недопустимо мала (<0,1 МПа).

Повышенная устойчивость пенномассы и прочность пенобетона средней плотности 80...120 кг/м³,

показанные в [1], достигаются при высоком водозатворении асбестоизвестковокремнезёмистого вяжущего ($V/T=10$); дополнительной поризации водной суспензии воздухом; твердении отформованных изделий (плит размером $1 \times 0,5 \times 0,05$ м) в автоклаве при $t=180$ °С и $p=1,1$ МПа в течение 10 ч и последующей их сушке в течение 7...8 ч при 300 °С. Повышенная прочность при малой плотности автоклавного пенобетона ($70...150$ кг/м³) отмечена также в работе [6].

Таблица 1

Номер по библиографическому списку	Качественные показатели неавтоклавного газо- и пенобетона					
	Средняя плотность, кг/м ³	Прочность при сжатии, МПа	Прочность при изгибе, МПа	Теплопроводность в сухом состоянии, Вт/(м·°С)	Коеф-т паропроницаемости, мг/(м·ч·Па)	Усадка, мм/м
[1] ¹	80...120	0,15...0,3		0,05...0,058		
[2]	200...258	0,1...0,32		0,061...0,068		
[3] ²	200...250	0,16...0,44	0,1...0,19	0,048...0,06		
[4]	200...250	0,3...0,36		0,053...0,065	0,46...0,43	7,2...
[5]	200...300	0,12...0,34		0,055...0,08	0,3...0,26	8,1
[6]	70...150 150...300	0,25...0,5 0,2...0,3				
[7]	200...250	0,3...0,33		0,08...0,1		
[8]	200...300	0,1...0,25		0,08...0,1		
[9] ¹	150...250	0,21...0,72	0,15...0,28	0,072...0,152		
[10]	165...172 187...214	0,15 0,2		0,05 0,055	0,35	
[11]	150...400	0,08...2,0	0,04...1,0	0,05...0,11		
[12]	180...200	0,4...0,5	0,07...0,08	0,06...0,08		

Примечания: 1 - пенобетон автоклавного твердения; 2 - перлитобетон. Показатели неавтоклавного пенобетона приведены в возрасте 28 сут нормально твердения

Более стабильной и управляемой является технология неавтоклавного теплоизоляционного газобетона средней плотности $100...200$ кг/м³, разработанная на кафедре строительных материалов МГСУ [12].

Отсутствие экранирующего действия ПАВ на поверхности частиц вяжущих, продуктах их твердения и других компонентах смеси, а также пониженное V/T ускоряют взаимодействие вяжущего с водой и физико-химические процессы коагуляционного структурообразования в стенках газоздушных пор. Последние с учетом выделяющейся теплоты гидратации цемента и растворения алюминиевого газообразователя в щелочной среде обеспечивают повышенную устойчивость газомассы при вспучивании и скорость набора распалубной прочности газобетона перед разрезкой или тепловой обработкой, достигаемой за 1,5...2 ч.

На рис.1 показана кинетика изменения прочности и влажности неавтоклавного газобетона в зависимости от его средней плотности в интервале $100...200$ кг/м³. Газобетон изготовлен по вибрационной технологии на основе старооскольского цемента, 1...2 % стабилизирующих и упрочняющих добавок и подвергнут дополнительной сухой тепловой обработке по режиму: 2 ч - подъём, 12 ч - изотермический прогрев при 80 ± 5 °С, 2 ч - спуск (сверх самора-

зогрева) газобетонной смеси в конце вспучивания до $30...42$ °С за счёт активной гидратации тонкомолотого цемента ($S_{уд} = 450...500$ м²/кг). Зависимость прочности от средней плотности газобетона носит линейный характер, но испытывает перегиб при значении плотности 125 кг/м³, который обнаруживается на графике (рис. 1, а) по резкому возрастанию прочности газобетона плотностью более 125 кг/м³. Аналитическая зависимость прочности от плотности газобетона в возрасте 28 сут может быть представлена в виде $R_D = A[D_x - 100(125)] + R_{100}(125)$, где A - прочность на единицу плотности газобетона, кПа/(кг/м³); 0,64 и 2,35 в интервалах плотностей газобетона $125...100$ и $125...200$ кг/м³ соответственно.

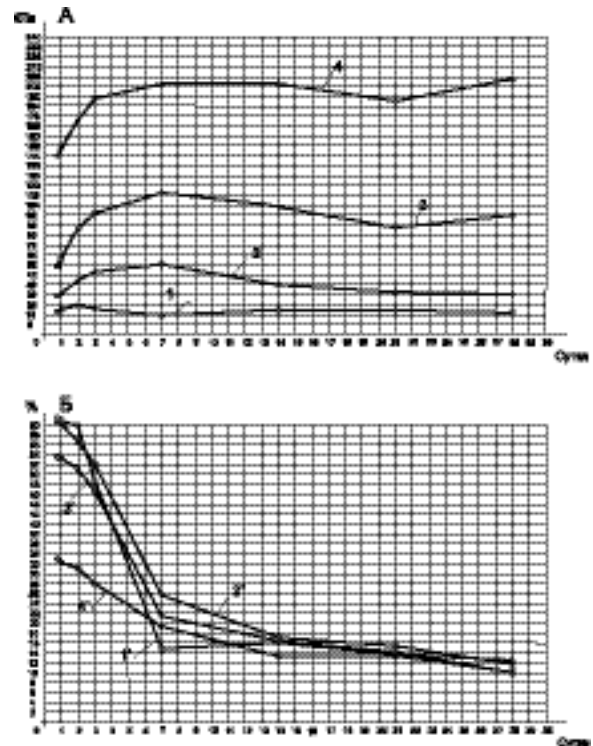


Рис.1 Кинетика изменения прочности (А) и влажности (Б) теплоизоляционного неавтоклавного газобетона средней плотности: 1,1'-100; 2,2'-125; 3,3'-150; 4,4'-200 кг/м³ в воздушно-сухих условиях при температуре 18-20°С и относительной влажности воздуха 50...60%

Стабильность газомассы при вспучивании, транспортная и монтажная прочности неавтоклавного газобетона сохраняются, однако, не во всем диапазоне плотностей $200...100$ кг/м³.

При снижении средней плотности газобетона ниже 125 кг/м³ устойчивость газомассы при вспучивании оказывается в большинстве случаев недостаточной; ее не компенсируют ни тонкий помол цемента, ни введение в состав газобетона различных видов ускорителей твердения и волокон. Прочность такого газобетона $<0,1$ МПа, что также недостаточно для сохранения товарного вида изделий при их транспортировании и монтаже.

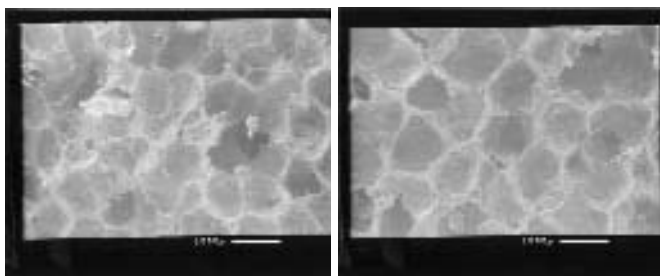
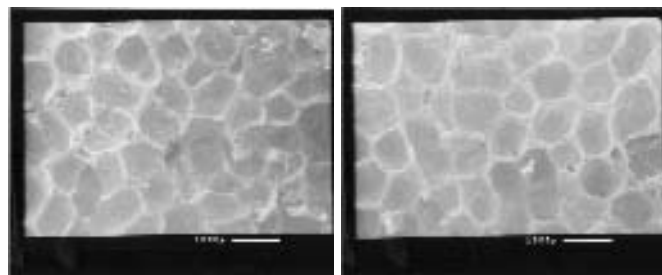
Основными причинами нестабильности производства, малой прочности и неоднородности газобетона плотностью <125 кг/м³ являются высокие водопотребность, пористость матрицы и воздушная пористость газобетона (табл.2).

Таблица 2

Средняя плотность газобетона, кг/м ³	Водотвёрдое отношение, В/Т	Объемная концентрация и плотность матрицы, %/кг/дм ³	Капиллярная пористость матрицы, %	Газовоздушная пористость, %	Общая пористость газобетона, %	Средняя толщина стенок газовоздушных пор, мкм
100	1,25	12,6/0,796	63,7	87,4	95,4	1,27
120	1,25	15,1/0,796	63,7	84,9	94,5	8,89
125	1,2	15,7/0,796	63,7	84,3	94,3	10,16
150	1,0	15,8/0,946	56,9	84,2	93,2	11,43
200	0,65	16,0/1,246	45,4	84,0	91,2	12,07

Газовоздушная пористость газобетона плотностью 200...100 кг/м³ превышает её предельное значение 80,4%, при котором полидисперсные газозвушные поры, образующие плотнейшую гексагональную упаковку, способны сохранять сферическую форму [13]. При большем её значении газозвушные поры приобретают форму многогранников типа икосаэдров или додекаэдров с тонкими стенками, предопределяющими необходимость тонкого измельчения вяжущих и наполнителей. Целесообразность их тонкого измельчения становится проблематичной в случае изготовления газобетона средней плотностью <125 кг/м³ не столько из-за технической сложности достижения ультрадисперсного измельчения всех компонентов газобетона, соответствующего толщине стенки газозвушных пор, сколько из-за потенциальной технологической и технической нестабильности и малой транспортной и монтажной прочности газобетона. Об этом наглядно свидетельствуют микронные толщины стенок газозвушных пор, пронизанные множеством капиллярных пор, и высокая общая пористость газобетона (94...95%), характерная для полимерных и минераловатных утеплителей (табл. 2). Ослабляет прочность и точечный характер коагуляционных контактов взаимодействующих частиц, медленно переходящих со временем в конденсационно-кристаллизационные контакты, особенно при низкой концентрации цементно-водной суспензии, используемой для изготовления поробетона малой плотности.

На рис. 2...5 представлена макроструктура газозвушных пор газобетона средней плотности 100...200 кг/м³. Подтверждается их полиэдрический характер и заметный переход к более упорядоченной структуре газозвушных пор газобетона средней плотности 125 кг/м³ и выше.

Рис.2 D100 кг/м³ (x10 раз)Рис.3 D125 кг/м³ (x10 раз)Рис.4 D 150 кг/м³ (x10 раз)Рис.5 D 200 кг/м³ (x10 раз)

Таким образом, средняя плотность неавтоклавного газо- и пенобетона 120...125 кг/м³ является предельной при изготовлении его на цементе и других минеральных вяжущих, ниже которой целесообразно использовать полимерные, минерало- и стекловатные утеплители, а также пеностекло.

Попытки облагородить поробетон низкой плотности введением в его состав комплекса различных стабилизаторов и ускорителей твердения, пропиткой полимерами и другими способами, например, высоким водозатворением компонентов поробетона с последующим отверждением и сушкой его в автоклаве [1] значительно усложняют и удорожают технологию, увеличивают производственный цикл изготовления и не гарантируют стабильности технологии и свойств материала.

Для получения неавтоклавного газобетона малой (средней) плотности решающее значение имеет качество сырьевых материалов, в первую очередь активность цемента, которая должна быть не менее марки 500 Д0 Н.

Эксклюзивной особенностью высокопористой структуры газобетона малой (средней) плотности является большая скорость равномерного по объёму испарения влаги, обусловленная большим объёмом крупных капиллярных пор в стенках газозвушных пор [12]. Расчёты показывают, что за первые 7 сут после тепловой обработки удаляется вся влага, содержащаяся в крупных капиллярных порах (макропорах) (см. рис.1,б). Позднее скорость испарения влаги, как видно из рисунка, резко снижается. Объём этой влаги соответствует объёму гелевых пор (мезо- и микропор) и составляет 15...20%. Через 28 сут влажность газобетона достигает 10...12%, что соответствует отпускной. Высокая пористость газобетона малой плотности, таким образом, является залогом возможности быстрой и равномерной сушки без образования трещин, несмотря на повышенную усадку материала.

Возникает вопрос, может ли поробетон средней плотности 125...200 кг/м³, изготовленный на минеральных вяжущих, конкурировать с полимерными, минераловатными и стекловатными утеплителями?

Оказывается, может, если учесть повышенную долговечность и формоустойчивость плитного утеплителя из газобетона, а также пониженные нормативные сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций, допускаемые новыми стандартами, разработанными общественными организациями РОИС и РНТО строителей в соответствии с законом о "Техническом регулировании". В соответствии с этими

стандартами сопротивление теплопередаче наружных стен жилых зданий в Москве и области может быть снижено до 1,8...2,13 м²·К/Вт вместо 3,15 м²·К/Вт, предусмотренных табл. 1 Б СНиП II-3-79*. Несмотря на это, энергосберегающий эффект, по сравнению с базисным вариантом (до изменения нормативов теплозащиты), составляет 63...64%.

Сравнительный теплотехнический расчет наружных стен одинаковой конструкции (например, трехслойных с наружными кирпичными слоями 12 и 25 см и внутренним слоем утеплителя), но разного теплосопротивления (3,15 и 1,8 (РНТО) и 2,13 (РОИС) м²·К/Вт) показывает, что толщина утеплителя из минваты или пенополистирола и газобетона средней плотности 150...200 кг/м³ оказывается практически одинаковой.

Даже при большей разнице теплопроводности утеплителей различие в толщине сравниваемых слоев будет незначительным, как показано в работе [12], в том числе и при одинаковом уровне теплосопротивления наружных стен.

Появляется, таким образом, возможность изготовления и применения в строительстве долговечных, безопасных, экологически чистых и недорогих эффективных утеплителей из неавтоклавного пено- и газобетона средней плотности 125...200 кг/м³.

Библиографический список

1. **Марон О.И., Шпирько Н.В., Марон И.И.** Асбестосиликатные поризованные плиты - эффективный теплоизоляционный материал общестроительного назначения // Строительные материалы и санитарная техника. - Киев, 1987. - с.14-16.
2. **Ухова Т.А., Нагашибаев Г.К.** Однослойные ограждающие конструкции из неавтоклавного поробетона. Материалы 4-й конференции Межрегиональной ассоциации "Железобетон", посвященной 100-летию со дня рождения А.А. Гвоздѣва. М, НИИЖБ, 1997.

3. **Подпоронова А.В.** Эффективные лёгкие бетоны. В кн. Материалы Второй научно-практической конференции молодых учёных, аспирантов и докторантов "Строительство - формирование среды жизнедеятельности". МГСУ, М., 1999.
4. **Черносотова Е.С.** Ускорение твердения пенобетонов // Строительные материалы. - 2005.- №5.- с.3-5.
5. **Прошин А.П., Береговой В.А., Краснощеков А.А. и др.** Технология и оборудование по производству малоэнергоёмких композиций на основе пенобетона для ограждающих конструкций // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. - 2003, №4. - с.39-42.
6. **Сухов В.Г., Трифонов Ю.П.** Некоторые направления совершенствования технологии неавтоклавных пенобетонов // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. - 2003, №4. - с.60-61.
7. **Ухова Т.А.** Расширение области применения неавтоклавных ячеистых бетонов // Научн. тр. II Всероссийской (Международной) конференции "Бетон и железобетон - пути развития" т.4, Легкие и ячеистые бетоны, М.; 2005. с.165-168.
8. **Бессонов И.В.** Теплоизоляция из пеногипса // Научн. тр. II Всероссийской (Международной) конференции "Бетон и железобетон - пути развития" т.4, Легкие и ячеистые бетоны, М.; 2005. с.29-35.
9. **Величко Е.Г., Кальгин А.А., Комар А.Г., Смирнов М.В.** Технологические аспекты синтеза структуры и свойств пенобетона // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века, 2005, №3. - с.68-71.
10. **Коровяков В.Ф., Кобидзе Т.Е.** Теоретические и практические аспекты получения пенобетона низкой плотности // Научн. тр. II Всероссийской (Международной) конференции "Бетон и железобетон - пути развития" т.4, Легкие и ячеистые бетоны, М.; 2005. с.68-74.
11. **Коровяков В.Ф., Геворкян В.А.** Минеральные жаростойкие негорючие теплоизоляционные материалы "Эволит-термо" // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века, 2005, №11. - с.28-29.
12. **Сахаров Г.П., Курнышев Р.А.** Долговечность и теплозащитные свойства ограждающих конструкций зданий // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века, 2004, №1. - с.39-1; 2005, №5. - с.30-32.
13. **Сахаров Г.П., Корниенко П.В.** Образование оптимальной структуры ячеистого бетона // Строительные материалы, 1973, №10. - с.30-33.
14. **Стандарт РНТО строителей, СТО 17532043-001-2005.** "Нормы теплотехнического проектирования ограждающих конструкций и оценки энергоэффективности зданий". М., 2006.
15. **Стандарт организации РОИС, СТО 00044807-001-2006.** "Теплозащитные свойства ограждающих конструкций зданий". М., 2006.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Ю.В. ЧИНЕНКОВ, д-р. техн. наук, проф., чл.-корр. РААСН (НИИЖБ)

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТРЕХСЛОЙНЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЛЕГКОГО БЕТОНА

В трехслойных конструкциях в качестве утеплителя используется полистиролбетон низкой плотности, а в наружных слоях – конструкционный легкий бетон. Особенность таких конструкций – совместная, монолитная работа всех слоев без использования каких-либо связей между ними. Связь слоев обеспечивается при изготовлении конструкций последовательной укладкой слоев до затвердения бетонов. Подбор составов бетонов лабораторных образцов и опытных конструкций выполнен канд. техн. наук В. И. Савиным.

Поскольку средний слой работает в составе конструкции, то на первом этапе изучали прочностные и деформативные свойства полистиролбетона при классе бетона по прочности на сжатие В0,35; В0,75 и В1. Нормативные и расчетные характери-

сти полистиролбетона приведены в таблице. Можно отметить высокую однородность полистиролбетона и, в сравнении с конструкционными бетонами, относительно повышенную прочность на растяжение.

Выбор метода расчета трехслойных железобетонных конструкций. Трехслойные конструкции со средним слоем материала с низким модулем сдвига рассчитываются без учета гипотезы плоских сечений, полагающей, что в процессе деформирования поперечные сечения остаются плоскими и перпендикулярными к оси элемента, а сдвиг по толщине сечения отсутствует.

Сдвиг в трехслойных конструкциях происходит за счет деформирования среднего слоя, имеющего значительно меньший модуль сдвига, чем наружные

слои. В конструкциях со средним слоем из легкого бетона низкой средней плотности различия между модулями сдвига наружных и среднего слоя менее существенны, чем в традиционных трехслойных, а модуль сдвига бетона низкой средней плотности выше, чем эффективного утеплителя. Поэтому отличия в результатах расчета их как трехслойных и однослойных менее значительны. Использование же гипотезы плоских сечений не только упростит расчет, но, что еще более важно, позволит сохранить подходы к расчету трехслойных железобетонных конструкций с монолитной связью слоев, принятые при расчете однослойных на всех стадиях их работы.

Нормативные и расчетные характеристики полистиролбетона

Вид сопротивления	Нормативное сопротивление бетона R_{bn} , R_{btn} и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие		
	В 0,35	В 0,75	В 1
Сжатие осевое (призм. прочн.)	0,31	0,67	0,89
Растяжение осевое	0,14	0,22	0,25
Вид сопротивления	Расчетное сопротивление бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие		
Сжатие осевое (призм. прочн.)	0,24	0,52	0,68
Растяжение осевое	0,09	0,15	0,17

Для выбора метода расчета проведены расчеты в упругой стадии трехслойных балок на равномерно распределенную нагрузку как трехслойных, в соответствии с решением [1], и как однослойных, приведенным к двутавровым, с использованием для определения деформаций от сдвига решения [2].

Для анализа влияния модулей упругости бетонов слоев на прогибы трехслойных элементов приняты балочные образцы тех же размеров, что и в проведенных нами опытах: высотой 25, шириной 16 и пролетом 300 см. Наружные слои балок приняты толщиной 4 см из бетонов с начальным модулем упругости 12000, 24000 и 48000 МПа. Это охватывает практически весь диапазон бетонов, включенных в СНиП 2.03.01-8 "Бетонные и железобетонные конструкции". Для среднего слоя толщиной 17 см модуль упругости варьировался от 600 (соответствует полистиролбетону плотностью 300 кг/м³) до 0,6 МПа.

Все расчеты выполнены на нагрузку 0,1 МПа/см. Сравнение результатов расчетов по [1] и [2] проведено по прогибам, интегрально отражающим влияние деформаций изгиба и сдвига (рис.1). Результаты проведенных расчетов показывают, что трехслойные железобетонные конструкции со средним слоем из малопрочного легкого бетона, монолитно связанного с наружными слоями, можно рассчитывать как однородные, приведенные к двутавровому сечению, с использованием гипотезы плоских сечений. При этом результаты расчета практически совпадают с расчетом их как трехслойных, учитывающих сдвиг по высоте сечения. Результаты выполненного анализа подкреплены расчетами испытанных трехслойных балок.

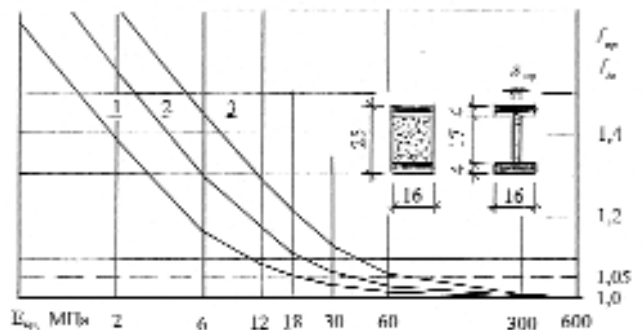


Рис. 1. Отношение прогибов балок при расчете на равномерно распределенную нагрузку как трехслойных и как двутавровых при различной величине модуля упругости среднего слоя 1,2,3 - модуль упругости наружных слоев соответственно 12000, 24000, 48000 МПа. Масштаб по оси абсцисс логарифмический

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента. Усилия при образовании трещин предлагается определять с использованием основных положений, принятых в СНиП 2.03.01-84 [3] с учетом особенностей трехслойных конструкций, связанных с различной деформативностью бетонов утепляющего и наружных слоев. В трехслойных конструкциях при достижении в бетоне наружного растянутого слоя прочности бетона на растяжение и предельных деформаций при разрыве напряжения в растянутом бетоне среднего слоя существенно ниже его прочности на растяжение; их, как показывает анализ, при расчете допустимо принимать упругими (рис.2). Наибольшие относительные удлинения крайнего растянутого волокна принимаются, как и для однослойных конструкций, равными $2 R_{bt}/E_b$.

Схема усилий в сечении трехслойного элемента при напряжениях в бетоне сжатой зоны и арматуре с учетом упругих деформаций приведена на рис. 2.

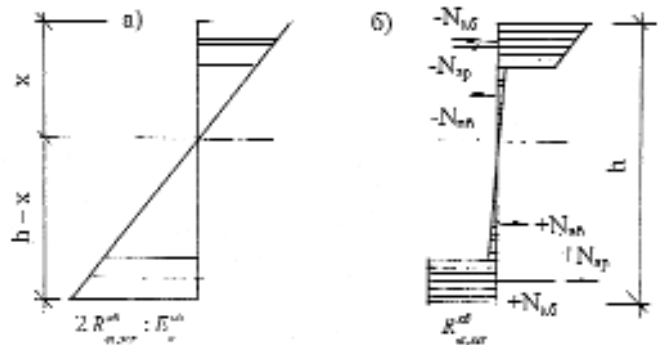


Рис. 2. К расчету образования трещин, нормальных к продольной оси панели

а - эпюра деформаций по толщине трехслойной панели; б - распределение напряжений и усилий в сечении трехслойной панели

В наружном растянутом слое бетона напряжения постоянны и равны прочности бетона на растяжение. Усилия в арматуре, вызванные усадкой бетона наружных слоев, рассматриваются как внешние силы. Положение нулевой линии определяется из условия равновесия сил в приведенном сечении. Момент при образовании трещин равен алгебраической сумме моментов внутренних сил в сечении и внешних сил при напряжениях в арматуре от усадки бетона

$M_{срс} = M_{pl} \pm P(\ell_{ар} + \ell)$,
 где P - усилия в арматуре от усадки бетона; $\ell_{ар}$ - расстояние от арматуры до центра тяжести сечения.

В зависимости от деформативных свойств бетонов наружных и утепляющих слоев могут быть и другие расчетные схемы. При не сильно различающихся свойствах бетонов допустимо считать, что в наружном и внутреннем растянутых слоях достигается прочность бетона на растяжение [4]. При сильно различающихся свойствах бетонов в практических расчетах допустимо не учитывать работу среднего слоя. Так поступают при расчете авиационных конструкций. Поэтому для оценки влияния на образование трещин среднего утепляющего слоя выполнен численный эксперимент. Расчеты проведены для испытанных трехслойных образцов с наружными слоями из легкого и тяжелого бетонов с утепляющими слоями из полистиролбетона различной прочности.

Из полученных результатов следует, что неучет в работе среднего утепляющего слоя в большинстве случаев дает значимое занижение величины момента при образовании трещин в нормальных к оси балки сечениях по сравнению с расчетом с учетом среднего слоя. Если за аналог принят расчет, учитывающий упругую работу среднего слоя, то в балках с наружными слоями из керамзитобетона и средним слоем из полистиролбетона кубиковой прочностью 1,71 и 1,1 МПа снижение соответственно составляет 12 и 9%, а в образцах с наружными слоями из тяжелого бетона и полистиролбетона среднего слоя прочностью 0,5 МПа - 2%. Если же за аналог принять расчет, учитывающий достижение прочности на растяжение полистиролбетона, то снижение составляет соответственно 23, 20 и 10%.

Результаты предлагаемого расчета сравнены с полученными при испытании 12 балок. В среднем по сериям опытные значения моментов при образовании трещин превышали расчетные на 4-5%. Возможно, это явилось следствием упрочнения бетона нижнего растянутого слоя при повторном вибрировании.

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента в средней зоне по его высоте, в соответствии со СНиП 2.03.01-84 выполняется из условия

$$\sigma_{mt} = \gamma_{b4} \cdot R_{bt}$$

где σ_{mt} - главные напряжения, полученные из упругого расчета; γ_{b4} - коэффициент, учитывающий прочность бетона на растяжение в условиях плоского напряженного состояния в области "сжатие - растяжение"; R_{bt} - прочность бетона на осевое растяжение.

Существует ряд предложений для критерия прочности бетона в указанных условиях, основанных как на различных теориях прочности, так и на экспериментальных данных. В СНиП 2.03.01-84 для расчета принят критерий прочности в упрощенном виде, график которого состоит из двух прямых, вертикальной и наклонной, с точкой перелома, зависящей от вида и марки бетона.

Учитывая особенности прочностных и деформативных свойств полистиролбетона низкой средней плотности, были проведены его испытания в условиях "сжатие - растяжение". Испытаны образцы-кубы

призмной прочностью 1,54, 1,01 и 0,68 при прочности на растяжение, соответственно равной 0,36, 0,28 и 0,22 МПа. Результаты испытаний приведены на рис.3, из которого видно, что с ростом главных сжимающих напряжений величина главных растягивающих напряжений непрерывно уменьшается, причем вначале снижение невелико, а затем возрастает. Полученные экспериментально результаты могут быть достаточно удовлетворительно оценены уравнением окружности с радиусом, равным единице $(\sigma_1 : R_b)^2 + (\sigma_3 : R_{bt})^2 = 1$

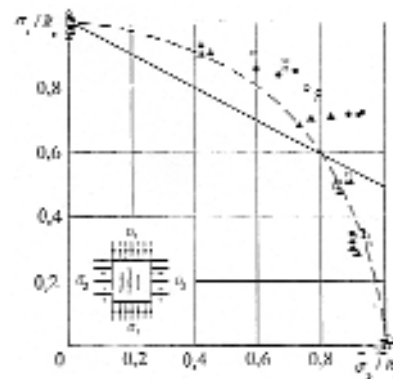


Рис. 3. Прочность полистиролбетона при двухосном напряженном состоянии «сжатие-растяжение»

▲; ○; ● - $R_b = 1,54$,
 $R_{bt} = 0,36$ МПа,
 $R_b = 1,01$,
 $R_{bt} = 0,28$ МПа,
 $R_b = 0,68$, $R_{bt} = 0,22$ МПа
 — - по СНиП;
 - - - по предложению

На рис. 3 приведены также результаты расчета по СНиП 2.03.01-84. При этом в области сжимающих напряжений ниже R_b расчет не учитывает снижение прочности на растяжение, составляющее по результатам испытаний 15%. При больших сжимающих напряжениях, наоборот, снижение прочности на растяжение меньше расчетного.

Результаты расчета с учетом предложенного критерия прочности полистиролбетона сопоставлены с полученными при испытании балок с наружными слоями из тяжелого бетона и средним утепляющим слоем из полистиролбетона прочностью 0,098...0,151 МПа. Здесь наклонные трещины образовывались на участках между опорами и сосредоточенными нагрузками в средней части высоты балок и имели угол наклона к продольной оси балок, близкий к 45°. В указанных балках пролет среза варьировали от h_0 до $3h_0$. При пролетах среза $2,25h_0$ и $3h_0$ нагрузки при образовании наклонных трещин были равны, а с уменьшением пролета среза они увеличивались вследствие сжатия в сечениях, параллельных оси балки. При пролете среза $1,5 h_0$ увеличение составляло в среднем 16%, а при h_0 - 25%.

В балках двух серий (по 4 образца каждая) без поперечной арматуры с полистиролбетоном прочностью 0,14 и 0,15 МПа трещины образовывались при главных напряжениях σ_{mt} в среднем на 1% больших полученных расчетом при отличии для отдельных балок в пределах - 10...+13%.

В зоне действия поперечных сил трещины, наклонные к продольной оси элемента, могут образовываться после появления трещин, нормальных к продольной оси элемента, со стороны растянутой грани, и являются их продолжением. В этом случае для решения задачи об их образовании расчет как упругого тела непригоден, а используются расчетные условия, выведенные эмпирически на основании обра-

ботки опытных данных. В СНиП 2.03.01-84 расчет железобетонных изгибаемых элементов без поперечной арматуры на действие поперечной силы производится по усилию образования критической наклонной трещины из условия

$$Q = \frac{\varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

но не более $2,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ и не менее $\varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$, где c - длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента; φ_{b4} , φ_{b3} - коэффициенты, принимаемые в зависимости от вида бетона и его плотности.

По результатам испытания балок со средним слоем из полистиролбетона величины коэффициентов приняты соответственно равными 0,8 и 0,45. При этом различия (в запас) между результатами расчета и испытаний 8 балок при пролетах среза от h_0 до $3h_0$ со средним слоем из полистиролбетона прочностью 1,01 и 1,71 МПа в среднем отличаются на 4%.

Деформации изгибаемых железобетонных ограждающих конструкций. Полный прогиб изгибаемых элементов определяется как сумма прогибов, обусловленных деформацией изгиба (f_M) и деформацией сдвига (f_Q). До образования трещин расчет ведется как для сплошного упругого тела с учетом влияния кратковременной и длительной ползучести бетона по СНиП 2.03.01-84. Расчет f_Q может быть выполнен в соответствии с рекомендациями, приведенными в работе [2], по формуле

$$f_Q = \frac{k \cdot M(x)}{G \cdot A},$$

где $M(x)$ - изгибающий момент в сечении x ; G - модуль сдвига бетона, равный $0,4E_b$; A - площадь сечения, приведенного к бетону; k - коэффициент формы и размеров сечения, определяемый по формуле

$$k = \frac{A}{J^2} \cdot \int \frac{S^2(Z)}{b} \cdot dz = \frac{A}{J^2} \left[\frac{S_0^2}{b} \cdot Z \int_{-h_f}^{(h_f)'} - \frac{S_0}{3} \cdot Z^3 \int_{-h_f}^{(h_f)'} + \frac{b}{20} \cdot Z^3 \int_{-h_f}^{(h_f)'} \right]$$

где S_0 - статический момент по оси элемента; h_f , h_f' - толщина нижней и верхней полок элемента; b - толщина стенки приведенного сечения.

Здесь учтены лишь деформации среднего утепляющего слоя элемента, в основном (более 99%) определяющие f_Q . Суммарные (от M и Q) прогибы до образования трещин, полученные расчетом, для всех испытанных балок достаточно близки к замеренным при испытаниях.

Проведенные расчеты ряда опытных конструкций (плит чердачных перекрытий, плит покрытий общественных зданий, стеновых панелей горизонтальной разрезки зданий различного назначения) показали, что величина их прогибов существенно меньше нормируемой.

Изучался экспериментально и вопрос деформаций трехслойных элементов после образования трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента. Однако здесь он не рассматривается, поскольку по условиям долговечности ограждающих конструкций трещины допускать нежелательно. Проведенные расчеты и испытания опытных конструк-

ций показывает, что в трехслойных конструкциях, удовлетворяющих требованиям второго этапа теплозащиты зданий, при эксплуатационной нагрузке трещины не образуются.

Расчет усилий и прогибов от температурного перепада по толщине трехслойных конструкций.

Вследствие использования в трехслойных конструкциях бетонов с различными коэффициентами теплопроводности и линейной температурной деформацией при эксплуатации зданий из-за перепада температуры по толщине конструкции по плоскостям контакта слоев возникают сдвигающие напряжения, а в целом конструкция изгибается, что приводит к увеличению её прогибов и снижению трещиностойкости. Поэтому при проектировании необходимо учитывать напряжения и прогибы, вызываемые температурным перепадом по толщине ограждающей конструкции при эксплуатации.

При установившемся стационарном тепловом потоке в пределах каждого слоя температура изменяется по линейному закону (рис.4), поэтому для определения возникающих в слоях напряжений и их прогибов от температурного перепада мысленно разрезаем конструкцию по плоскостям контакта слоев. Затем необходимо восстановить целостность конструкции выравниванием прогибов смежных слоев путем приложения к ним изгибающих моментов, равных по величине и различных по знаку, и продольных деформаций по плоскости контакта слоев приложением в центре тяжести слоев уравновешенных в сечении продольных усилий. Для трехслойных конструкций задача решается в 2 этапа: на первом этапе объединяются смежные слои (наружный и средний утепляющий), на втором - объединенные на первом этапе слои со вторым наружным (со стороны помещения). Детальное решение задачи для рассматриваемых сборных конструкций, опирающихся по двум сторонам в стадии их работы без трещин приведено в работе [5].

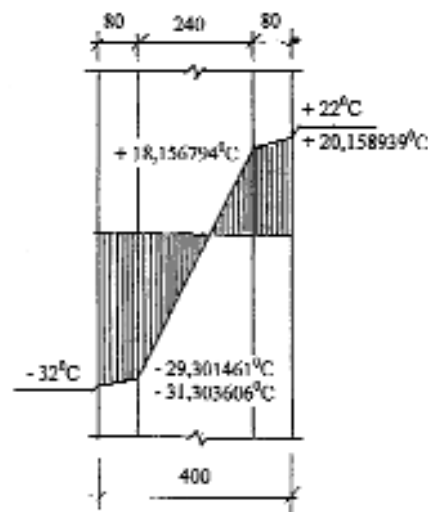


Рис. 4. Распределение температуры по толщине трехслойной стеновой панели из легкого бетона общественных зданий для условий Москвы

Расчет по прочности. Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, выполняется исходя из тех же предпосылок, что и при расчете однослойных изгибаемых конструкций. При этом высота сжатой зоны бетона не должна превышать

толщины наружного слоя. Разрушение наступает после достижения растянутой арматурой текучести от раздробления бетона сжатого наружного слоя (рис.5).

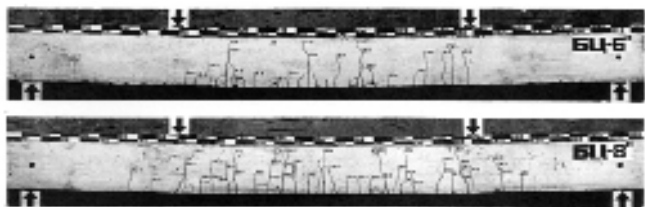


Рис. 5. Трехслойные балки с арматурой 2Ø6 А-III и 2Ø8 А-III, разрушившиеся после достижения растянутой арматурой предела текучести в средней части пролета

Учитывая малую прочность бетона среднего утепляющего слоя, были запроектированы и испытаны трехслойные балочные образцы, разрушившиеся в приопорных зонах по сечениям, наклонным к их продольной оси. Наблюдались три схемы разрушения балок на приопорных участках:

1. По наклонной полосе между наклонными трещинами от раздавливания полистиролбетона при пролетах среза, равных h_0 и $1,5h_0$ (рис.6). Такое разрушение имеет место и в однослойных конструкциях; расчет их рекомендуется вести по формуле (72) СНиП 2.03.01-84* при числовом коэффициенте 0,3.

В разрушившихся по этой схеме балках с наружными слоями из керамзитобетона нагрузки при разрушении превышали полученные по формуле (72) в 1,23...2,01 раза. Это, очевидно, следствие влияния наружных слоев из более прочного, чем средний слой, бетона. Предлагается числовой коэффициент увеличить на 20%, т. е. принять его равным 0,36.

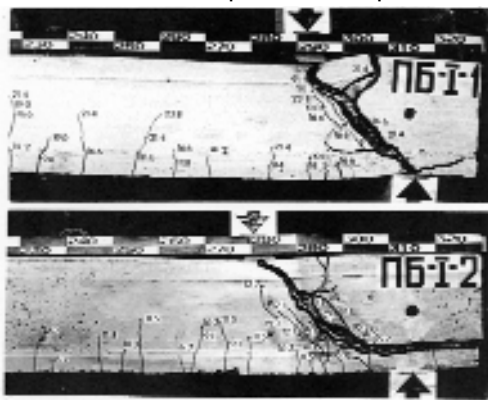


Рис. 6. Трехслойные балки, разрушившиеся в приопорной зоне от сжатия по наклонной полосе между наклонными трещинами при пролете среза h_0 и $1,5h_0$

2. По наклонной трещине. Такое разрушение наблюдается и в однослойных конструкциях; расчет их рекомендуется вести по формуле (84) СНиП 2.03.01-84*.

В разрушившихся по этой схеме балках с наружными слоями из керамзитобетона (рис.7) нагрузки при разрушении превышают полученные по формуле (84) в 2,1...2,84 раза. Причина, по-видимому, та же, что и в первой схеме. Предлагается, впредь до получения дополнительных результатов опытов, числовой коэффициент увеличить на 80%, т. е. принять его равным 1,8.

3. В балках с наружными слоями из тяжелого бетона, разрушившихся от среза полистиролбетона среднего слоя по горизонтальному сечению (рис.8),

нагрузки при разрушении в 2,45...3,04 раза превышали нагрузки при образовании трещин, наклонных к продольной оси. В этом случае расчет рекомендуется проводить из условия $Q \leq 2Q_{срс}$, где $Q_{срс}$ - поперечная сила при образовании наклонных трещин.

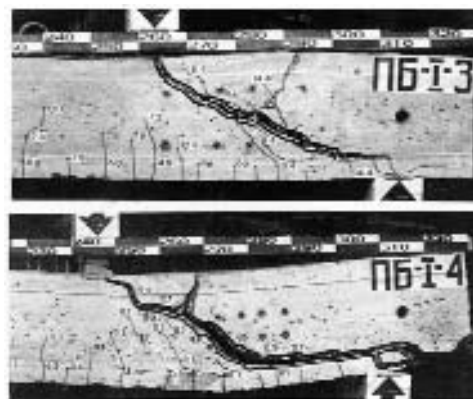


Рис. 7. Трехслойные балки, разрушившиеся в приопорной зоне по наклонной трещине по наиболее опасному наклонному сечению при пролетах среза $2,5h_0$ и $3h_0$



Рис. 8. Трехслойные балки, разрушившиеся в приопорной зоне от среза по среднему слою при пролетах среза h_0 , $1,5h_0$, $2,5h_0$ и $3h_0$

Как известно, прочность бетона на срез выше его прочности на растяжение. Так, например, испытания изгибаемых железобетонных конструкций из тяжелого бетона показали, что прочность на срез составляет 285...345% прочности на растяжение [6].

Кроме лабораторных образцов, испытаны опытные трехслойные конструкции и их элементы: стеновые панели горизонтальной разрезки, навесные панели вертикальной разрезки, панели жилых зданий, укрупненные стеновые панели сельскохозяйственных зданий, панели чердачных перекрытий. Установлено, что ни в одной из конструкций, вплоть до разрушения в среднем утепляющем слое из полистиролбетона низкой прочности, не образовывались наклонные трещины, не было трещин по контакту слоев и взаимного их смещения.

Изгибаемые конструкции (чердачное перекрытие, стеновые панели горизонтальной разрезки) разрушались в средней части пролета при напряжениях в рабочей арматуре, достигающих предела текучести. Панель чердачного перекрытия, опертая по контуру, разрушилась по классической схеме с образованием продольных и диагональных шарниров. Во всех испытанных конструкциях образование трещин, нормальных к продольной оси конструкции, происходило при нагрузках, превышающих нормативные, а их раскрытие было существенно меньше допускае-

мого СНиП 2.03.01-84*. Прогибы всех конструкций при нормативной нагрузке также были существенно меньше допускаемых нормами.

Библиографический список

1. Куршин Л.М. Поперечный изгиб трехслойных балок/Сб.: Расчеты элементов авиационных конструкций. Трехслойные пластины и оболочки. - М., Машиностроение, 1985.-с.4-62.
2. Беляев Н.М. Сопротивление материалов.- М., гос.изд. технико-теоретической литературы, 1953.-с.419-427.

3. СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции"/Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.

4. Мешкаускас Ю.И. Расчет керамзитобетонных изгибаемых конструкций сложного сечения//Бетон и железобетон, 1966-№5.-с.41-44.

5. Чиненков Ю. В. Расчет трехслойных железобетонных ограждающих конструкций с утепляющим слоем из особо легкого полистиролбетона на температурный перепад по их толщине. Вестник отделения строительных наук РААСН, выпуск 9. Белгород, 2005.-с.459-465.

6. Столяров В.Я. Введение в теорию железобетона./- М.:Стройиздат Наркомстроя, 1941-с.68-76

Г.И. ШАПИРО, инж. (МНИИТЭП);

М.Б. КРАКОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (НПКТБ Оптимизация ЗАО)

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ПРОТИВ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЭВМ-ПРОГРАММЫ "ОМ СНИП ЖЕЛЕЗОБЕТОН"

Вначале приведем данное в [1] определение двух терминов - "локальное разрушение" и "прогрессирующее обрушение". Локальное разрушение - это разрушение (потеря несущей способности) конструкций элементов здания в пределах одного (любого) этажа. Для зданий высотой до 75 м, от 75 до 200 м и выше 200 м локальными принимают разрушения вертикальных конструкций, ограниченные площадью соответственно 40, 80 и 100 м².

Прогрессирующее обрушение - это обрушение конструкций здания высотой два и более этажа, потерявших опору в результате локального разрушения какого-либо из этажей.

Локальные разрушения возникают в чрезвычайных ситуациях при нагрузках и воздействиях, не предусмотренных обычными условиями эксплуатации (взрыв, пожар, столкновение с движущимся транспортом, карстовые провалы, несанкционированная перепланировка помещений и т.п.). В [2] отмечено, что никакими экономически оправданными мерами нельзя полностью исключить возможность локальных разрушений несущих конструкций. Поэтому основное внимание при проектировании должно быть уделено обеспечению устойчивости зданий против прогрессирующего обрушения. При небольших локальных разрушениях такая устойчивость достигается сравнительно недорогими мероприятиями и предотвращает гораздо более тяжелые последствия. Проблему прогрессирующего обрушения начали изучать с 1968 г. после аварии 22-этажного жилого панельного дома "Роунан Пойнт" в Лондоне [3]. Особенно актуальной эта задача стала после 11 сентября 2001 г., когда в результате террористической атаки были разрушены два высотных "здания-близнеца" в Нью-Йорке. Вообще говоря, первоначальное повреждение здания не было локальным, поэтому эта проблема не укладывается в рамки рассматриваемых задач.

Большое внимание проблеме защите зданий от прогрессирующего обрушения уделяется в последние годы в Москве. С 2001 г. началось активное

внедрение в проектирование всех жилых зданий столицы мероприятий по защите от прогрессирующего обрушения. В МНИИТЭП разработаны регламентирующие документы [1, 4-10]. Привязка проектов всех жилых зданий Москвы разрешается только при проведении необходимых расчетов и проработке в проекте необходимых мероприятий по защите здания от прогрессирующего обрушения его конструкций. Мосгосэкспертиза требует проверять на устойчивость против прогрессирующего обрушения не только жилые, но и другие проектируемые здания - офисные, административные и т.п., которые также проектируются и рассчитываются с использованием упомянутых методик.

В статье изложены методы расчета железобетонных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения на основе документов [7, 8] с использованием программы "ОМ СНиП Железобетон" [11-13].

Согласно [7], основные положения расчета железобетонных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения сводятся к следующему:

1. В качестве локального (гипотетического) разрушения следует рассматривать разрушение (удаление) вертикальных конструкций одного (любого) этажа здания. Локальное разрушение может быть расположено в любом месте здания.

2. В частности, в качестве локальных могут быть рассмотрены следующие разрушения:

-для зданий высотой до 75 м:

а) двух пересекающихся стен на участках от места их пересечения (например, от угла здания) до ближайшего проема в каждой стене или до следующего вертикального стыка со стеной другого направления на общей длине не более 7 м;

б) отдельно стоящих колонн или пилонов;

в) колонн или пилонов с участками примыкающих стен на длине не более 7 м;

-для зданий высотой более 75 м:

а) двух пересекающихся стен на участках от места их пересечения (в частности, от угла здания) до

ближайшего проема в каждой стене или до следующего вертикального стыка со стеной другого направления или на указанной выше площади;

б) отдельных колонн (пилонов) или колонн (пилонов) с примыкающими к ним элементами стен, включая навесные ограждающие панели, расположенные на участке, не превышающем указанную выше площадь локального разрушения;

в) перекрытий на указанной площади.

3. Для оценки устойчивости здания против прогрессирующего обрушения разрешается рассматривать лишь наиболее опасные расчетные схемы разрушения.

4. Расчет здания в случае локального разрушения несущих конструкций проводят только по предельным состояниям первой группы.

5. Расчет на устойчивость против прогрессирующего обрушения проводят на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее постоянные и длительные временные нагрузки. В расчетной схеме здания учитывают наличие локальных разрушений.

6. Значения постоянных и длительных временных нагрузок принимают согласно действующим нормативным документам (или по специальному заданию) с коэффициентами надежности по нагрузкам, равными единице.

7. Характеристики прочности и деформативности материалов (бетона и арматуры) принимают равными их расчетным значениям с коэффициентами надежности по материалам, равными единице.

Расчет может проводиться двумя методами - кинематическим методом предельного равновесия или с использованием пакетов прикладных программ, например, методом конечных элементов. В обоих случаях следует различать неформализованную и формализованную части. Неформализованная часть состоит в назначении наиболее опасных локальных разрушений. Здесь многое зависит от интуиции и опыта проектировщика. Иногда возможен прямой перебор всех гипотетических схем локального разрушения. Далее для каждой из схем локального разрушения расчет проводят формализовано по определенному алгоритму.

Расчет кинематическим методом предельного равновесия позволяет получить более экономичное решение. Однако этот расчет, в отличие от метода конечных элементов, не автоматизирован и требует от исполнителя творческого подхода. Оба метода расчета позволяют как проверить, так и подобрать армирование.

Расчет кинематическим методом предельного равновесия проводят в следующем порядке.

1. Задают наиболее вероятные механизмы прогрессирующего обрушения элементов здания, потерявших опоры, т.е. определяют все разрушаемые связи, включая образовавшиеся пластические шарниры, и находят возможные обобщенные перемещения w_i по направлению усилий в связях.

2. Для каждого из выбранных механизмов прогрессирующего обрушения определяют предельные усилия S_i , которые могут быть восприняты сечениями всех пластично разрушаемых элементов и связей, в

том числе пластическими шарнирами. Затем находят равнодействующие внешних сил G_i , приложенных к отдельным звеньям механизма (неразрушенным элементам или их частям) и определяют перемещения u_i по направлению действия равнодействующих.

3. Определяют работу внутренних W и внешних U сил на возможных перемещениях рассматриваемого механизма:

$$W = \sum_i S_i w_i; \quad U = \sum_i G_i u_i$$

4. Проверяют условие равновесия:

$$W \geq U.$$

5. Проверяют прочность пилонов (колонн), расположенных рядом (на одном этаже) с локальным разрушением, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся разрушенным пилоном.

Программу "ОМ СНиП Железобетон" [10, 11] используют для определения предельных усилий, воспринимаемых сечениями. Программа позволяет проводить расчет в соответствии с [14] или [15].

Расчет методом конечных элементов рассмотрим на примере упрощенной модели 74-этажного многофункционального здания "Москва" высотой 266.4 м, выполняемого из монолитного железобетона (рис. 1). В здании предусмотрены четыре технических этажа (19, 33, 48 и 63-й). По контуру здания с шагом 9 м установлены 14 прямоугольных колонн, связанных между собой балками сечением 35x120 см. Восемь основных колонн непрерывны по всей высоте дома, а восемь дополнительных имеют разрыв под каждым техническим этажом. Сечение основных колонн меняется по высоте здания от 210x210 см² на первом этаже до 40x40 см² на верхних этажах, а сечение дополнительных колонн меняется от 80x80 см² до 40x40 см² на участках между техническими этажами. Над отсутствующими колоннами на всех технических этажах устроены железобетонные диафрагмы, соединяющие соседние колонны.

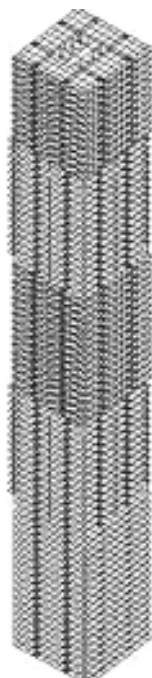


Рис. 1. Общий вид здания

Лестнично-лифтовой узел образует ядро жесткости. Толщина его стен по высоте меняется от 75 см до 25 см соответственно в нижних и верхних этажах. Балки связывают основные колонны со стенами лестнично-лифтового узла. Толщина перекрытий равна 25 см. Несущие конструкции здания изготавливают из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В35 и арматуры класса А400. Высота этажа равна 3.6 м. Наружные стены навесные.

Цель расчетов состояла в том, чтобы при заданных геометрических размерах, характеристиках материалов и нагрузках определить минимальное армирование так, чтобы здание воспринимало действующие усилия как в эксплуатационной стадии, так и в случае локального обрушения его элементов.

Наиболее опасными схемами локальных разрушений являются:

- разрушение угловой колонны на первом этаже здания (схема №1);
- разрушение основной колонны на первом этаже здания (схема №2);
- разрушение одной из основных колонн на 18, 32, 47 или 64 этаже здания (под техническим этажом), т.е. там, где отсутствуют соседние дополнительные колонны;
- разрушение угловой колонны на 73 этаже здания.

На рис. 2 на плане этажа показаны схемы разрушения 1 и 2.

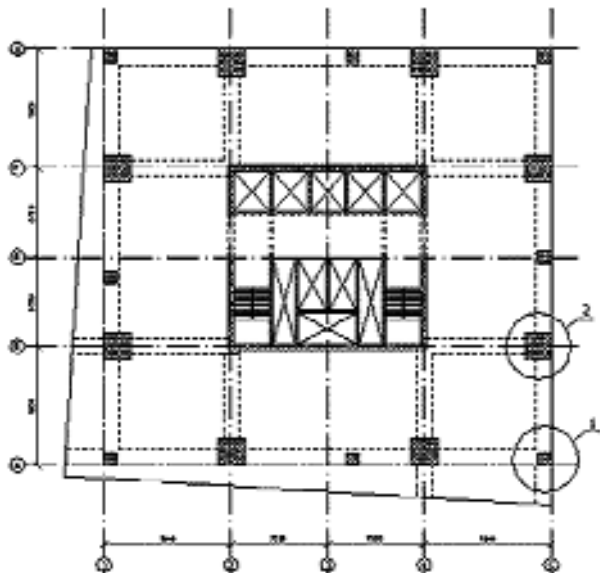


Рис. 2. План этажа
1, 2 - схемы локальных разрушений (разрушаемые колонны)

Вычисления выполнялись с использованием программного комплекса (ПК) Лири 9.2, реализующего метод конечных элементов, а также программы "ОМ СНиП Железобетон" [13] со специально разработанным блоком "Прогрессирующее обрушение". Вместо Лиры возможно также использование ПК SCAD.

Порядок расчетов был следующим.

1. Создана модель здания для расчета с использованием ПК Лири без учета локальных разрушений. Колонны моделировались стержневыми конечными элементами (на каждом этаже один конечный элемент), перекрытия и стены лестнично-лифтового узла - оболочечными конечными элементами. Работа ограждающих конструкций не учитывалась.

2. Для каждой из выбранных схем локального разрушения корректировалась расчетная схема здания. Модуль упругости конечного элемента, моделирующего удаленный конструктивный элемент, принимался близким к нулю (меньше реального в 10000 раз). В результате усилия в этих конечных элементах были малы (практически равны нулю).

3. Для всех выбранных схем локального разрушения с учетом геометрической и физической нелинейности выполнен расчет здания, т.е. определены усилия в конечных элементах. Деформированное

состояние конструкций непосредственно над локальным разрушением 2 представлено на рис. 3.

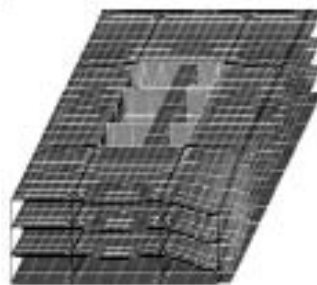


Рис. 3. Деформированное состояние конструкций над локальным разрушением 2

4. Исходные данные и результаты расчета по ПК Лири, представленные в виде текстовых файлов (для эксплуатационной стадии и всех выбранных схем локального разрушения), считывались в программу "ОМ СНиП Железобетон".

5. В программе "ОМ СНиП Железобетон" назначались группы элементов с одинаковыми геометрическими характеристиками, в которых предполагается одинаковое армирование. В группы объединялись:

- а) участки перекрытий, где предполагается одинаковое армирование;
- б) элементы основных колонн одинакового поперечного сечения (одинаковой жесткости);
- в) элементы дополнительных колонн одинакового поперечного сечения (одинаковой жесткости);
- г) участки балок в пролете (одна группа по всем этажам);
- д) участки балок у колонн (одна группа по всем этажам).

6. С использованием геометрических характеристик сечений, содержащихся в исходных данных, на усилия, полученные из расчета по ПК Лири, для каждой группы сечений перебором по всем заданным схемам локального разрушения выбиралось необходимое армирование, удовлетворяющее условиям прочности в соответствии с СП 52-10-2003 [15] при любой схеме. Программа позволяет также определять армирование по СНиП 2.03.01-84* [14].

Ниже в таблице представлены некоторые результаты расчетов для ячейки здания первого этажа, ограниченной осями 2, 4, А, Б. Группы 1, 2 сечений элементов плиты перекрытия с одинаковым армированием включают в себя сечения соответственно в середине ячейки и над балкой по оси 2. В числителе и знаменателе приведены диаметры стержней соответственно верхней и нижней арматуры. В результатах расчета на устойчивость против прогрессирующего обрушения даны максимальные диаметры из полученных при двух схемах локальных разрушений.

Условия расчетов	Диаметры (мм) арматуры			
	Группа сечений			
	1		2	
	Арматура вдоль оси			
	x	y	x	y
Прогрессирующее обрушение	8/12	8/10	22/10	8/8
Эксплуатация, прочность	8/14	8/12	16/8	8/8
Эксплуатация, трещиностойкость	8/16	8/14	18/8	8/8
Принято в проекте	8/16	8/14	22/8	8/8

Из таблицы видно, что в перекрытии дополнительное (по сравнению с расчетом на эксплуатацию) армирование для защиты от прогрессирующего обрушения требуется только в группе сечений 2, т.е. на полосе между основными колоннами и лестнично-лифтовым узлом. Здесь необходимо увеличить площадь верхней арматуры вдоль оси х. Для сечений, входящих в группу 1, лимитирующим является расчет на эксплуатационные нагрузки.

Выводы

1. В современных условиях расчет на устойчивость против прогрессирующего обрушения является неотъемлемой частью проектирования железобетонных зданий.

2. В Москве создана база из нормативных и рекомендательных документов для проведения расчетов по защите зданий от прогрессирующего обрушения.

3. Расчет железобетонных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения может выполняться как кинематическим методом предельного равновесия, так и с использованием различных программных комплексов, например, методом конечных элементов.

4. Кинематический метод предельного равновесия дает наиболее экономичные конструктивные решения. Программу "ОМ СНиП Железобетон" используют в этом случае для определения предельной несущей способности сечений.

5. Метод конечных элементов позволяет проводить расчет в двух режимах: проверять существующее армирование и подбирать минимальное количество арматуры, обеспечивающее устойчивость здания против прогрессирующего обрушения. В этом случае усилия определяют по программным комплексам, реализующим метод конечных элементов (Лира, SCAD), а проверку или подбор арматуры проводят по программе "ОМ СНиП Железобетон" со специально разработанным блоком "Прогрессирующее обрушение".

За дополнительной информацией, демонстрационной версией, с вопросами по поводу приобретения программы "ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН" и выполнения расчетов с учетом устойчивости про-

тив прогрессирующего обрушения просьба обращаться в НПКТБ ОПТИМИЗАЦИЯ ЗАО тел., факс (495) 124-2425, e-mail: krakov@dataforce.net.

Библиографический список

1. **Московские городские строительные нормы** МГСН 3.01-01. Жилые здания. / Правительство Москвы, М., 2001. с.83.
2. **Стругацкий Ю.М., Шапиро Г.И.** Безопасность московских жилых зданий массовых серий при чрезвычайных ситуациях. // Промышленные и гражданское строительство. - 1998 - № 8, с. 37 - 41.
3. **Report of the Inquiry into the Collapse of Flats at Ronan Point, Caning Town; MSO, 1968.** ЦИНИС, перевод 18736.
4. **Пособие по проектированию жилых зданий.** Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). М., 1989. с. 34-58.
5. **Стругацкий Ю.М., Шапиро Г.И., Эйсман Ю.А.** Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий. Москомархитектура, М., 1999. с. 55.
6. **Шапиро Г.И., Эйсман Ю.А., Стругацкий Ю.М.** Рекомендации по защите жилых зданий стеновых конструктивных систем при чрезвычайных ситуациях. Комплекс архитектуры, строительства, реконструкции и развития города. М., 2000. с.68.
7. **Шапиро Г.И., Коровкин В.С., Эйсман Ю.А., Стругацкий Ю.М.** Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях. Москомархитектура, М., 2002. с.20.
8. **Шапиро Г.И., Коровкин В.С., Эйсман Ю.А., Стругацкий Ю.М.** Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях. Москомархитектура, М., 2002.с. 24.
9. **Шапиро Г.И., Эйсман Ю.А., Залесов А.С.** Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. Москомархитектура, М., 2005. с. 59.
10. **Шапиро Г.И., Эйсман Ю.А., Травуш В.И.** Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения. Москомархитектура, М., 2006. с.74
11. **Краковский М.Б.** Программа "ОМ СНиП Железобетон" для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ // Бетон и железобетон. - 2001. - № 2 с. 9 - 12.
12. **Краковский М.Б.** Развитие программы "ОМ СНиП Железобетон" для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ по СНиП 2.03.01-84*, СНиП 52-01-2003 и СП 52-101-2003. // Бетон и железобетон. - 2005. - № 5 с. 19 - 22.
13. **Краковский М.Б.** Связь программы "ОМ СНиП Железобетон" с программными комплексами SCAD и Лира. // Бетон и железобетон. - 2007. - № 1 с. 8 - 12.
14. **СНиП 2.03.01-84*** Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. - М., 1989, с. 77.
15. **СП 52-101-2003** Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М., 2004, с. 53.
16. **СНиП 2.01.07-85*** Нагрузки и воздействия. М., 2003, с. 44.

*О.Г. КУМПЯК, д-р техн.наук, проф., З.Р. ГАЛЯУТДИНОВ, канд.техн.наук, доц.
(Томский государственный архитектурно-строительный ун-т)*

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА КРАТКОВРЕМЕННЫЕ ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ С УЧЕТОМ РЕАЛЬНЫХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ

Рассматривается расчет железобетонных плит на кратковременные динамические нагрузки. В основу расчета положена многослойная модель, которая применяется в исследованиях конструкций при статическом воздействии [1, 2, 3, 8] (рис.1, а). Слоистая модель определяет работу элемента в целом, а основные особенности деформирования железобето-

на как упруго-пластического материала при кратковременном динамическом нагружении учитываются в пределах отдельного слоя.

Применение многослойной модели позволило учесть изменение положения линии центров тяжести сечения, работу бетона в условиях плоского напряженного состояния в пределах одного слоя, пос-

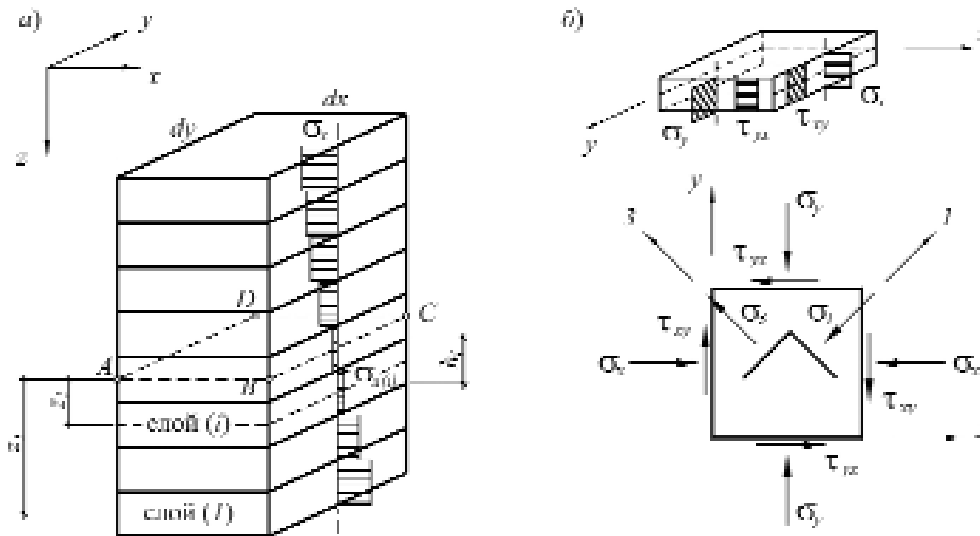


Рис. 1. Схема напряженного состояния элемента плиты
 а - элемент плиты, условно разделенный на отдельные слои малой толщины; б - схема напряженного состояния i-того слоя плиты

тепленное выключение из работы бетона и перераспределение усилий по сечению, а также процесс постепенного образования и развития трещин как по полю плиты, так и по толщине.

Деформирование отдельного слоя описывается на основе модели деформирования железобетона с трещиной, предложенной Н.И. Карпенко [3]. До образования трещин бетон в пределах отдельного слоя рассматривается как нелинейно упругий ортотропный материал с осями ортотропии, совпадающими с направлениями действия главных напряжений (рис. 1, б). При этом изменение напряженно-деформированного состояния бетона на различных стадиях нагружения описывается по главным площадкам 1, 3 диаграммами $\sigma - \varepsilon$ бетона и критерием прочности бетона при плоском напряженном состоянии, полученными на основе обобщения многочисленных экспериментальных работ.

Для сжатого бетона принята зависимость по данным исследований, изложенных в [6], учитывающая ниспадающую ветвь, скорость деформирования, влияние косвенного армирования

$$\sigma_b = R_{bd} \frac{\alpha_1 x_1 + (\alpha_2 - 1) x_1^2}{1 + (\alpha_1 - 2) x_1 + \alpha_2 x_1^2}, \quad (1)$$

где $x_1 = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{R1}}$ - относительная величина деформаций; R_{bd} - динамическая прочность бетона; α_1 и α_2 - коэффициенты, отражающие влияние поперечного армирования и скорости деформирования на изменение формы диаграммы бетона.

Влияние растянутого бетона на работу изгибаемых железобетонных элементов сказывается в меньшей степени, чем сжатого бетона, поэтому в расчетах конструкций диаграмма деформирования бетона при растяжении принимается с большой степенью идеализации. При этом наибольшее применение находит идеально упругопластическая диаграмма

$$\sigma_{kr} = \begin{cases} E_b \varepsilon_{kr}, & \text{при } \varepsilon_{kr} \leq \varepsilon_{kr} \\ R_{btd}, & \text{при } \varepsilon_{kr} \leq \varepsilon_{kr} \leq \varepsilon_{kr} \end{cases}, \quad (2)$$

где $\varepsilon_{b1R} = \frac{R_{btd}}{E_b}$ - максимальная условная упругая деформация; R_{btd} -

динамическое сопротивление бетона при растяжении; ε_{btd} - предельная деформация бетона при растяжении.

При построении модели влиянием напряжений в плоскостях, перпендикулярных срединной поверхности ($\sigma_z, \tau_{zx}, \tau_{yz}$), пренебрегаем, а в отдельном слое действуют только напряжения в плоскости XOY (рис. 1, б), т.е. полагаем, что отдельный слой находится в условиях двусосного напряженного состояния. В связи с этим для оценки напряженно-деформированного состояния принят критерий прочности бетона при плоском напряженном состоянии в условиях динамического нагружения [4] (рис. 2).

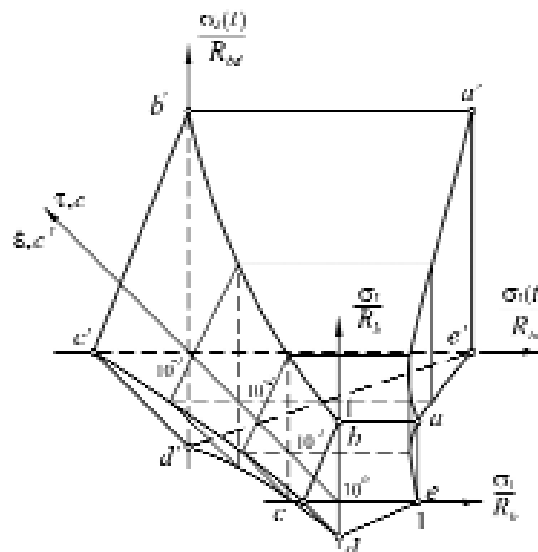


Рис. 2. Критерий динамической прочности бетона при плоском напряженном состоянии

Аналитически критерий прочности имеет вид

$$-\frac{\sigma_1(t)}{R_{bd} \cdot k_{\sigma b}} = 1 \quad (\sigma_1(t) < 0, \sigma_3(t) < 0), \quad (3)$$

$$-\frac{\sigma_1(t)}{R_{bd} \cdot k_{\sigma b}} + \frac{\sigma_3(t)}{R_{bd} \cdot k_{\sigma w}} = 1 \quad (\sigma_1(t) < 0, \sigma_3(t) > 0), \quad (4)$$

$$\frac{\sigma_1(t)}{R_{bd} k_{ykr}} + \frac{\sigma_3(t)}{R_{bd} k_{ykr}} = 1 \quad (\sigma_1(t) > 0, \sigma_3(t) > 0), \quad (5)$$

где $\sigma_1(t)$, $\sigma_3(t)$ - главные напряжения при динамическом нагружении; k_{ykr} , k_{ykr} - коэффициенты динамического упрочнения бетона при сжатии и растяжении.

Согласно принятому критерию прочности, напряженно-деформированное состояние бетона по одному из рассматриваемых направлений, в области растяжения-сжатия или растяжения-растяжения, определяется уровнем напряжений в ортогональном направлении. Критерий прочности позволяет в процессе динамического сопротивления корректировать диаграмму деформирования бетона в направлении 1 (3) в зависимости от уровня напряжений по направлению 3 (1) путем изменения значений R_{bd} или R_{bd} .

Разрушение материала фиксируется деформационными критериями. При достижении деформациями предельного значения происходит выключение бетона из работы: разрушение бетона по всему объему при сжатии или образование трещины при растяжении

$$\varepsilon_{b,i} \geq \varepsilon_{lim,i}^d, \quad \varepsilon_{b,3} \geq \varepsilon_{lim,3}^d, \quad (6)$$

где $\varepsilon_{b,i}$ - текущие деформации бетона по i -тому направлению;

$\varepsilon_{lim,i}^d$ - предельные деформации бетона по i -тому направлению ($i = 1, 3$).

После образования трещин оси ортотропии ортогональны площадкам трещинообразования. При образовании пересекающихся трещин бетон полностью теряет способность воспринимать усилия. Все усилия воспринимаются растянутой арматурой. При образовании непересекающихся трещин бетон выключается из работы по направлению, перпендикулярно трещине, по другому направлению усилия воспринимаются полосой бетона между трещинами. Экспериментальные данные отечественных и зарубежных авторов [3, 5, 7] свидетельствуют о снижении прочности полос бетона между трещинами в зависимости от уровня растягивающих деформаций и угла наклона арматурных стержней к направлению трещины.

С целью изучения изменения прочности на сжатие полос бетона между трещинами при кратковременном динамическом нагружении нами были поставлены опыты.

При исследовании прочности полос бетона между трещинами варьировались угол наклона арматурных стержней к направлению трещины (угол α , рис. 3) и уровень деформаций элемента перпендикулярно трещине (вдоль оси n , рис. 3). В процессе испытаний нагрузка на образец прикладывалась в двух взаимно ортогональных направлениях. По одному из них образец подвергался растяжению (N_t), а по другому - сжатию (N_c). Растягивающие напряжения на полосу бетона между трещинами передавались полностью через арматуру. Сжимающие напряжения передавались непосредственно на бетонные блоки между трещинами.

Анализ результатов проведенных экспериментальных исследований свидетельствует о том, что рост величины деформаций растяжения образца

перпендикулярно трещине приводит к значительному увеличению деформаций в арматуре как в трещине, так и на участках между трещинами. Арматура, воспринимающая растягивающие напряжения, снижает прочность полос бетона между трещинами.

Также следует отметить, что при практически одинаковых значениях полных деформаций элемента вдоль оси приложения растягивающей нагрузки прочность полос бетона между трещинами уменьшается с увеличением угла наклона арматурных стержней к направлению трещины.

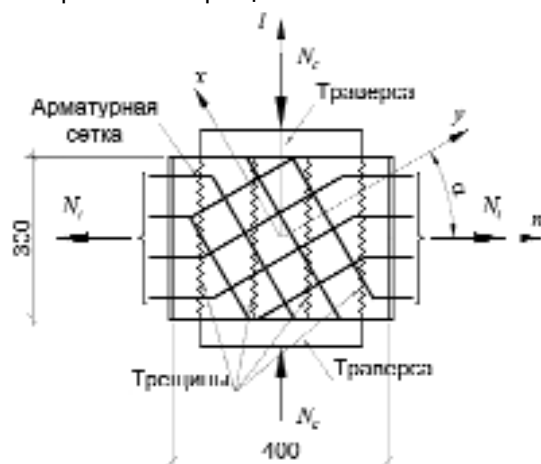


Рис. 3. Схема испытаний при исследовании прочности полос бетона между трещинами

Результаты экспериментов сопоставлены с теоретическими и опытными данными других авторов (рис. 4). Величина коэффициента, учитывающего снижение прочности полос бетона при кратковременном динамическом нагружении, равна $\gamma_{bp} = R_{pd}/R_{bd}$, где R_{pd} - прочность полос бетона между трещинами при кратковременном динамическом нагружении, R_{bd} - прочность бетона при кратковременном динамическом нагружении.

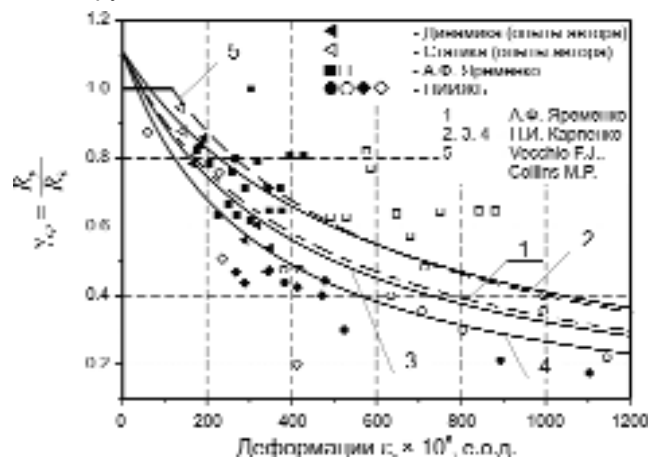


Рис. 4. Прочность сжато-растянутых полос бетона между трещинами

Из рис. 4 видно, что полученные опытные данные хорошо согласуются с результатами экспериментальных и теоретических исследований других авторов. Также можно отметить, что характер распределения прочности полос бетона между трещинами при статическом и кратковременном динамическом

ком нагружениях изменяется по одному закону. На основании обработки экспериментальных данных зависимость для определения прочности полос бетона между трещинами при кратковременном динамическом нагружении принята в виде

$$R_{nd} = \frac{R_{nd}}{205\varepsilon_n + 0.9} = R_{nd} \gamma_{sp}, \quad (7)$$

где ε_n - деформации образца перпендикулярно трещине.

Диаграмма сопротивления арматурной стали принята в виде трех прямых, отражающих работу в упругой и пластической стадиях, а также и в стадии упрочнения. При этом влияние скорости деформирования на длину площадки текучести, нижний предел текучести и предел прочности учитывается коэффициентами динамического упрочнения, принятыми на основании данных работы [1].

В общем виде физические соотношения для слоя могут быть представлены в виде

$$\{\sigma\}_i = [d]_i \cdot \{\varepsilon\}_i, \quad (8)$$

где $\{\sigma\}_i = \{\sigma_{xi} \ \sigma_{yi} \ \sigma_{xyi}\}^T$ - вектор напряжений в слое; $\{\varepsilon\}_i = \{\varepsilon_{xi} \ \varepsilon_{yi} \ \gamma_{xyi}\}^T$ - вектор деформаций в слое; $[d]_i = [d_b]_i + [d_s]_i$ - матрица упругости слоя, учитывающая вклад бетона и арматуры в общую жесткость.

Обобщенные физические соотношения для плиты устанавливаются из условия равенства работ внешних и внутренних сил на соответствующих перемещениях [1, 8]. К силам, отражающим внешнее воздействие, относим моменты (M_x, M_y, M_{xy}) и нормальные силы (N_x, N_y, N_{xy}), удельная работа которых равна $W_1 = M_x \cdot \chi_{0x} + M_y \cdot \chi_{0y} + M_{xy} \cdot \chi_{0xy} + N_x \cdot \varepsilon_{0x} + N_y \cdot \varepsilon_{0y} + N_{xy} \cdot \varepsilon_{0xy}$, (9) где $\chi_{0x}, \chi_{0y}, \chi_{0xy}$ - кривизны срединной поверхности; $\varepsilon_{0x}, \varepsilon_{0y}, \varepsilon_{0xy}$ - деформации срединной поверхности.

Удельная работа внутренних сил определяется как работа соответствующих напряжений при деформировании, т.е.

$$W_2 = \sum_i (\sigma_{xi} \varepsilon_{xi} + \sigma_{yi} \varepsilon_{yi} + \tau_{xyi} \gamma_{xyi}) \cdot h_i \quad (10)$$

где $\sigma_{xi}, \sigma_{yi}, \tau_{xyi}$ - напряжения в слое i ; $\varepsilon_{xi}, \varepsilon_{yi}, \gamma_{xyi}$ - деформации слоя i ; h_i - толщина слоя i .

Составляем условие

$$W_1 - W_2 = 0, \quad (11)$$

после преобразований которого получим

$$\{M\} = [D] \{\chi\}, \quad (12)$$

где $\{M\}$ - вектор обобщенных усилий; $\{\chi\}$ - вектор обобщенных деформаций срединной поверхности плиты; $[D]$ - матрица упругости плиты.

В развернутом виде выражение (12) имеет вид:

$$\begin{bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \\ N_x \\ N_y \\ N_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ & & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ & & & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ & & & & D_{55} & D_{56} \\ & & & & & D_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \chi_{0x} \\ \chi_{0y} \\ 2\chi_{0xy} \\ \varepsilon_{0x} \\ \varepsilon_{0y} \\ \varepsilon_{0xy} \end{bmatrix}, \quad (13)$$

где

$$\begin{cases} D_{kr} = \sum_i d_{kr(i)} h_i z_i^2 & z \partial \varepsilon \quad s=1..3, j=1..3, k=1..3, r=1..3 \\ D_{kr} = \sum_i d_{kr(i)} h_i z_i & z \partial \varepsilon \quad s=1..3, j=4..6, k=1..3, r=1..3 \\ D_{kr} = \sum_i d_{kr(i)} h_i & z \partial \varepsilon \quad s=4..6, j=4..6, k=1..3, r=1..3 \end{cases} \quad (14)$$

где $d_{kr(i)}$ - элементы матрицы упругости i -того слоя $[d]_i$; z_i - расстояние от центра тяжести i -того слоя до срединной поверхности плиты.

Расчет сводится к решению системы дифференциальных уравнений

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{P(t)\} \quad (15)$$

Алгоритм решения системы разрешающих уравнений реализуется итерационным способом в приращениях на основе конечноэлементной аппроксимации. Внутренние усилия и перемещения в плите при кратковременном динамическом нагружении определяются вариационным методом. При этом рассматривается дискретная модель плиты, состоящая из прямоугольных конечных элементов.

Расчет ведется поэтапно с корректировкой жесткости для каждого элемента на очередном шаге счета по времени путем изменения текущего модуля упругости бетона и арматуры в соответствии с диаграммами $\sigma - \varepsilon$.

В процессе счета на очередном шаге выполняется проверка состояния материала в каждом элементе. При нарушении условий, определяющих переход элемента из одной стадии в другую, пересчитывается матрица жесткости в соответствии с изменившейся матрицей упругости.

На основе описанного алгоритма была составлена вычислительная программа на языке FORTRAN. Результаты расчета шарнирно опертой по контуру плиты на действие равномерно распределенной динамической нагрузки в сравнении с результатами эксперимента [1] приведены на рис. 5. Изменение опытной нагрузки во времени имеет вид

$$P(t) = \begin{cases} p \frac{t}{\theta_1} & \text{при } 0 \leq t \leq \theta_1 \\ p \left(1 - \frac{t - \theta_1}{\theta_2}\right) & \text{при } \theta_1 \leq t \leq \theta_1 + \theta_2 = \theta \end{cases} \quad (16)$$

где $p = 250 \text{ kN/m}^2$ - максимальное значение нагрузки; $\theta_1 = 0.005 \text{ с}$ - время нарастания нагрузки; $\theta_2 = 0.03 \text{ с}$ - время спада нагрузки; $\theta = 0.035 \text{ с}$ - полное время действия нагрузки.

Плита размером $1.5 \times 1.0 \times 0.06 \text{ м}$ выполнена из мелкозернистого бетона ($R_b = 35.5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1.765 \text{ МПа}$, $E_b = 56000 \text{ МПа}$), армирована прямоугольной сеткой из горячекатаной стержневой арматуры $\varnothing 8$ класса А-III ($\sigma_y = 430 \text{ МПа}$, $E_s = 207000 \text{ МПа}$).

Как видно из графиков, метод расчета позволяет проследить изменение параметров, определяющих динамическое деформирование плиты (реакцию системы, ускорения и амплитуды вынужденных колебаний). При этом, как видно из приведенных зависимостей, теоретические результаты хорошо согласуются с экспериментальными данными. Метод расчета позволяет также выявить ряд особенностей работы

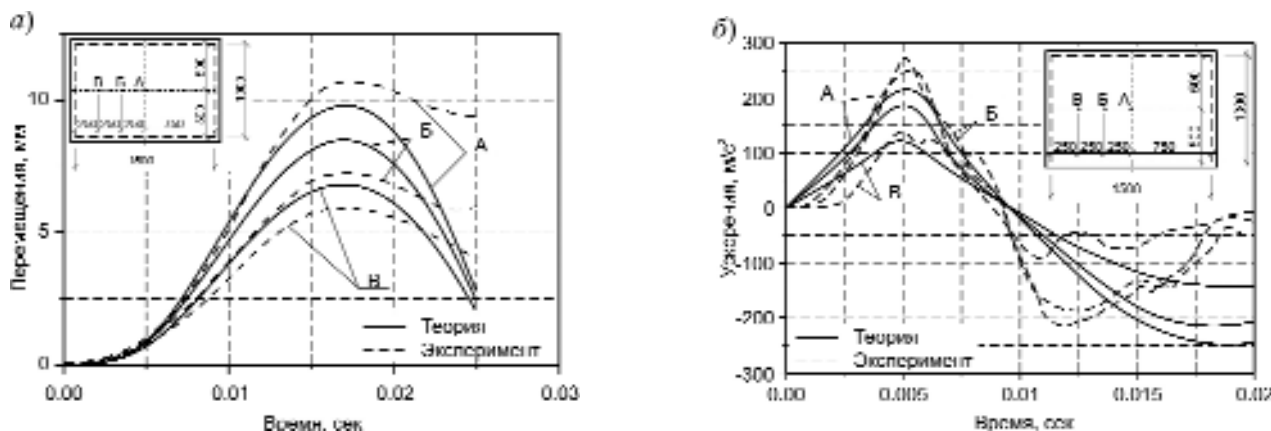


Рис. 5. Графики изменения перемещений (а) и ускорений (б) при кратковременном динамическом нагружении

конструкции, которые не могут быть получены существующими методами (длины пластических зон, напряженно-деформированное состояние сечений и др.).

Библиографический список

1. Галяутдинов З.Р. Совершенствование метода расчета железобетонных плит с трещинами при кратковременном динамическом нагружении // Автореф. дис. канд. техн. наук. - Томск: 2004. - 24 с.
2. Карпенко Н.И. К построению методики расчета деформаций железобетонных плит как условно многослойных с учетом шести компонент напряжения // Новые экспериментальные исследования и методы расчета железобетонных конструкций / Под ред. А.С. Залесова, О.Ф. Ильина. - М., 1989. - С. 73 - 94.

3. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. - М.: Стройиздат, 1996. - 416 с.: ил.
4. Кумпяк О.Г., Копаница Д.Г. Прочность и деформативность железобетонных сооружений при кратковременном динамическом нагружении. - Томск: STT, 2002. - 336 с.
5. Яременко А.Ф., Гапшенко В.С. Кратковременная и длительная прочность растянуто-сжатых дисков с трещинами // Бетон и железобетон. 1986. - №12. С. 23 - 24.
6. Dilger W.H., Koch R., and Kowalczyk R. Ductility of Plain and Confined Concrete under Different Strain Rates. J. of the American Concrete Institute, 1984. - Vol. 81. № 1. - P. 73 - 81.
7. Elmorsi M., Kaanoush M. Reza, Tso W.K. Nonlinear Analysis of Cyclically Loaded Reinforced Concrete Structures // ACI Structural Journal. - 1998. - Vol. 95. - № 6. - P. 725 - 739.
8. Fujii F. Расчет железобетонных плит с трещинами / Beton und Stahlbetonbau. - 1979. - № 3. - P. 189 - 195.

Ю.Л. ИЗОТОВ, канд. техн. наук (ОАО "ДНИИСП"); Т.Ю.ИЗОТОВА, инж. (ОАО "Днепрошина")

О ПРЕДЕЛЬНОЙ ВЕЛИЧИНЕ НАСЫЩЕНИЯ АРМАТУРОЙ СЖАТОЙ ЗОНЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ И ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

При проектировании изгибаемых или внецентренно сжатых элементов, испытывающих по своей длине знакопеременную нагрузку, в целях унификации поперечного сечения отдельные их участки армируются двойной арматурой. Согласно расчету по СНиП 2.03.01-84, эти участки могут иметь значительное насыщение рабочей арматурой, которое, как показано ниже, не обеспечивает расчетную несущую способность элемента.

Для выявления негативного влияния значительного насыщения арматурой сжатой зоны поперечного элемента на его несущую способность рассмотрим результаты испытания ригеля рамы сельскохозяйственного производственного здания марки РЖУ-21-3,5, который испытывает внецентренное сжатие.

Ригель рамы на расстоянии 2,05 м от оси стойки и до конька имеет тавровый профиль с полкой вверх сечения. Изгибающий момент 338 кН.м; $N=226$ кН; $A_s^1=12,32$ см², $A_s=16,73$ см²; $R_s=375$ МПа; марка бетона М350; $R_{BC}=11,5$ МПа; $R_{Bt}=2,47$ МПа.

При неучете сжатой арматуры значение относительной величины изгибающего момента $A_0=1,03$, что значительно больше его предельного значения $A_{0y}=0,47$. В результате выполненного расчета сечения с двойной арматурой процент армирования сжа-

той зоны поперечного сечения составляет 3,45%, а сечения в целом – 3,85%.

Растягивающие усадочные напряжения на уровне центра тяжести арматуры S_s^1 , вычисленные в соответствии с [1], составляют: $G_{Bt}=2,25$ МПа, что равно $0,91\bar{R}_{Bt}$. Коэффициент надежности "С" по сжатой зоне сечения составляет 1,38.

При испытании рамы разрушение ее произошло от раздавливания сжатой зоны в рассматриваемом сечении при $C=1,1$. Аналогичное отмечалось в ранее испытанных рамах РЖС-21-1600 ($C=1,23$).

Известно, что при растягивающих напряжениях в бетоне $G_{Bt} > 0,5 - 0,6\bar{R}_{Bt}$ сечение элемента пронизывается микротрещинами. При значительном насыщении железобетонного элемента продольной арматурой (при $G_{Bt} > 0,5 - 0,6\bar{R}_{Bt}$), кроме направленных вдоль продольной арматуры микротрещин, в зоне расположения стержней в бетоне появляются микротрещины, нормальные к этой арматуре, или усадочные трещины вдоль продольных стержней. В этой связи сжатая зона сечения равномерно пронизана взаимно перпендикулярно направленными усадочными микротрещинами.

Экспериментальными исследованиями доказано, что если бетон испытывает кратковременное или длительное растяжение, с последующим изменени-

ем знака нагрузки, призмная прочность его в зависимости от величины η_t может снизиться до 23 % [2].

С учетом изложенного можно заключить, что, поскольку бетон сжатой зоны поперечного сечения ригеля до приложения нагрузки имеет нарушение сплошности материала (естественно, с учетом результатов исследований [2]), прочность бетона сжатой зоны поперечного сечения элемента меньше $R_{пр}$. Как следствие этого, несущая способность такого элемента будет ниже расчетной. Наличие усадочных трещин, идущих вдоль стержней арматуры S^I , еще больше усугубляет работу сжатой зоны сечения. Неоднократно наблюдаемое при испытаниях преждевременное разрушение ригелей рам РЖК с подобным насыщением сжатой зоны поперечного сечения рамы арматурной S^I подтверждает изложенную выше причину отклонения несущей способности от расчетной.

Для обеспечения расчетной несущей способности элемента с двойной арматурой количество арматуры S^I в сжатой зоне сечения следует принимать исхо-

дя из граничного уровня усадочных напряжений, при которых образуются микротрещины. Согласно проведенным вычислениям, предельную величину процента армирования сжатой зоны поперечного сечения изгибаемого и внецентренно сжатого элементов предлагается принимать по формуле $P = 0,035 B + 0,9$.

Таким образом, при проектировании изгибаемых и внецентренно сжатых элементов с двойной арматурой необходимо учитывать негативное влияние завышенного насыщения сжатой зоны поперечного сечения арматурой S^I .

Библиографический список

1. **Расчет железобетонных стержневых систем с учетом фактора времени/Гольшев А.Б., Полищук В.П., Руденко И.В., Киев, 1984. 125 с.**
2. **Прочность бетона при кратковременном растяжении и сжатии после длительного растяжения различной интенсивности/Л.П.Макаренко, Известия ВУЗов, Строительство и архитектура, 1985, № 7, стр. 1-4.**

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

С. М. ТРЕМБИЦКИЙ, канд. техн. наук (ЗАО НТЦ "Этэка")

ТЕХНИЧЕСКИЕ И ОРГАНИЗАЦИОННЫЕ ОСНОВЫ ЗИМНЕГО БЕТОНИРОВАНИЯ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРОГРЕВОМ БЕТОНА

Современное строительство в мире базируется в основном на возведении зданий и сооружений из монолитного и монолитно-сборного железобетона. Надёжной основой этих строительных технологий в России является устойчивое отечественное производство высококачественных бетона и сборных железобетонных изделий и конструкций. Основные показатели строительства неизменны – темпы, качество и стоимость, т.е. строителей оценивают по тому, как быстро, как хорошо и как доступно по стоимости они строят. Темпы и эффективность современного монолитного и монолитно-сборного возведения зданий и сооружений могут быть существенно повышены при условии применения интенсивной и ресурсосберегающей технологии строительства.

По оценкам экспертов, доля монолитного бетона, укладываемого при отрицательной температуре воздуха, будет возрастать в связи с увеличением объёмов монолитного жилищного строительства и его перемещением в районы Крайнего Севера, Сибири и Дальнего Востока. Интенсификация и всепогодность строительных работ без перерыва в зимний период достигаются различными методами, одним из которых является прогрев бетона.

Качество строительства определяют строительные материалы и, в первую очередь, бетон и железобетон, роль которых, как основных конструктивных

материалов, с развитием строительства всё более возрастает. Но широко применяемые бетоны на отечественных портландцементе по темпам твердения и прочностным показателям очень уязвимы при низких температурах. Твердение бетона на современных портландцементе является процессом достаточно длительным при низкой положительной ($\leq 5^\circ\text{C}$) и особенно отрицательной температуре воздуха. Иллюстрацией влияния температуры воздуха на твердение бетона может служить, например, зависимость времени набора прочности 50% R_{28} от температуры для бетона классов В 15-В 25 или М200-300. Так, время твердения бетона до заданной прочности при -3°C более чем в 10 раз превышает этот показатель при $+20^\circ\text{C}$ [1].

С целью интенсификации строительных работ и всепогодного их выполнения без перерывов в продолжительный для России зимний период необходимы технические средства, обеспечивающие ускоренное твердение бетона монолитных железобетонных конструкций.

Достигнуть указанное ускорение можно путём применения:

- активизированных или быстротвердеющих цементов;
- химических добавок – противоморозных и ускорителей твердения;

- повышения дозировки цемента и уменьшения водоцементного отношения;
- бетона более высокого класса по сравнению с проектной маркой;
- тепловых методов ускорения твердения бетона.

Первые два направления эффективны, но пока дороги и не способны ещё удовлетворить потребности строительства в современных масштабах. Следующие два приёма могут быть применены при соответствующем обосновании.

Из химических добавок в бетон наиболее доступными и практически обязательными в зимний период являются противоморозные добавки, например, известный нитрит натрия (НН), нитрит-нитрат-хлорид кальция (ННХК) и из последних – формиат натрия, модификации криопласта и др.

Снижая температуру замерзания жидкой фазы бетона, эти добавки не останавливают процесс твердения, но мало влияют на скорость роста прочности бетона. Например, 10%-ная добавка ННХК (0,5% от массы цемента) позволяет бетону марки 200 в 28-суточном возрасте при температуре воздуха $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ получить прочность без нагрева 25-50%. Без добавки бетон в этих условиях не твердеет. Значит, противоморозные добавки не только сохраняют жидкую фазу, например, при $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$, но и обеспечивают гидратацию цемента и твердение бетона. Кроме того, эти добавки повышают морозостойкость бетона. Причём это достигается не поверхностно-активными воздухововлекающими добавками, повышающими пористость, а добавками-электролитами (хлориды, сульфаты, но не карбонаты), снижающими водопотребность и повышающими прочность и морозостойкость [2].

Наиболее эффективной по сумме технико-экономических параметров противоморозной добавкой является нитрит натрия (NaNO_2), количество которого не должно превышать 10% от массы цемента. При этом он не только служит ускорителем твердения с противоморозным эффектом, но и проявляет пластифицирующие свойства.

Доказана также целесообразность применения в зимних условиях комплексной добавки, состоящей из суперпластификатора до 1,2% и нитрита натрия до 10% от массы цемента. В этом случае критическая прочность бетона достигается за 7...28 сут при температуре воздуха $-5\text{...}-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ без каких-либо дополнительных мероприятий по ускорению твердения бетона, однако это очень медленно.

Таким образом, объективно необходимым и экономически обоснованным в настоящее время в технологии ускоренного бетонирования монолитных конструкций, особенно в зимний период, является применение различных методов прогрева бетона с последующим его выдерживанием до достижения нормативных значений прочности. Такая технология строительства с применением теплотехнологии при бетонировании монолитных конструкций является, в сущности, **ресурсосберегающей**, так как ценой дополнительных энергозатрат достигается возможность:

- сократить сроки строительства в 5 - 10 раз;
- эффективно использовать трудовые ресурсы и оборудование, в том числе капиталоемкую опалубку;

-применять более дешёвые бездобавочные бетонные смеси;

-исключить вероятность замерзания бетона в раннем возрасте и гарантировать требуемое качество бетона и конструкций.

Экономически эффективные темпы строительства (бетонирование 1-3 этажей многоквартирного дома в месяц) обеспечиваются в зимний период, если сроки выдерживания бетона в опалубке до достижения прочности 40-70% проектного её значения составляют 2...5 сут. Такая скорость роста прочности бетона возможна при твердении его в условиях "расширенного" термоса, предполагающего догрев бетона до $30-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ с учётом существующей на объекте электрической и тепловой мощности (рис.1). Возможны и более интенсивные режимы прогрева и твердения бетона с достижением прочности 30-50% через 0,5-2 сут в зимний и летний периоды, но требующие строгого соблюдения мероприятий, исключающих появление температурных трещин (рис.2).

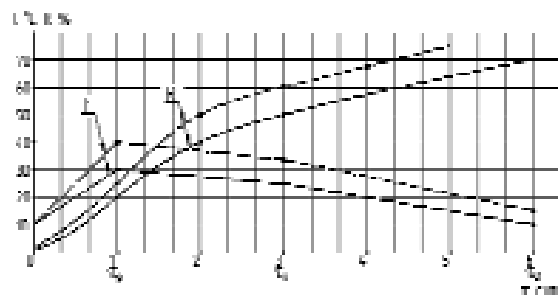


Рис. 1. Тепловые режимы, оптимальные по трещиностойкости, и изменение прочности бетона (кл. В15-В25, М200-300) монолитной железобетонной конструкции (перекрытия, стены, колонны) при прогреве и термосном выдерживании в зимний период при средней температуре воздуха $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$

$t, ^{\circ}\text{C}$ – температура бетона; $R, \%$ – относительная прочность бетона; τ_p – время разогрева и отключения источника энергии, изменяющееся в зависимости от температуры воздуха; τ_T – время термоса под утеплителем, время снятия теплоизоляции и частичной или полной распалубки; τ_0 – время остывания (пассивного выдерживания конструкции) и распалубки

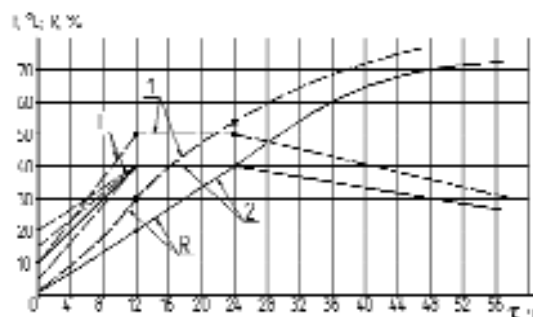


Рис. 2. Тепловые режимы и изменение прочности бетонов классов В30-В45 (М400-600) при термосном выдерживании с ускоренным прогревом в условиях с различными температурой наружного воздуха и начальной температурой бетона

1 – тепловой режим и прочность при разогреве бетона до $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ за 12 ч и последующем термосном выдерживании; 2 – тепловой режим и прочность при разогреве бетона до $40\text{ }^{\circ}\text{C}$ за 12 ч и последующем термосном выдерживании
 $R, \%$ – изменение прочности бетона при указанных режимах прогрева; $t, ^{\circ}\text{C}$ – изменение температуры бетона при режимах с разогревом до 40 и $50\text{ }^{\circ}\text{C}$

Такой метод теплового воздействия расширяет границы зимнего бетонирования конструкций от массивных до элементов с модулем поверхности до 12 м^{-1} при температуре до $-15 \text{ }^\circ\text{C}$ и ниже. Тепловая активация твердения бетона позволяет строительной базе мощностью 100 тыс. м^2 в год работать при наличии 3-4 комплектов опалубки по 50-55 т с двухкратной ее оборачиваемостью в неделю [3].

Достижение экономически эффективных показателей обеспечивает правильная организация бетонирования, в частности зимнего, которая заранее прорабатывается в проекте (технологическом регламенте) производства работ (ППР) или в технологической карте.

На стадии ППР или технологического регламента определяются:

- участки (захватки) бетонирования;
- сроки выполнения технологических операций;
- методы и оборудование прогрева и тепловой защиты бетона монолитных конструкций;
- параметры режимов прогрева и выдерживания конструкций, обеспечивающие минимальные сроки достижения нормативной критической и распалубочной прочности бетона;
- условия, обеспечивающие трещиностойкость и требуемый рост прочности бетона на стадии выдерживания при высоких темпах строительства и динамичном росте нагрузки на конструкции согласно графику строительства;
- условия инженерно-технического сопровождения прогрева бетона конструкций;
- методика контроля температуры и прочности бетона.

Разбивка этажа на захватки осуществляется с целью:

- достижения непрерывности, равномерности и ритмичности работ при поточном методе строительства;
- достижения суточной, 2- или 3- суточной оборачиваемости опалубки;
- оптимального использования отпущенной объекту энергетической мощности с учётом бетоноёмкости захваток, которая, как правило, должна составлять по объёму $30...60 \text{ м}^3$, а по площади - $150...200 \text{ м}^2$ [3].

Критическая прочность, при которой остывание и замерзание конструкций считаются безопасными, нормируется в зависимости от марки бетона и составляет для бетона В15-В25 конструкций с ненапрягаемой арматурой $40\% R_{28}$, а для высокомарочных бетонов - $30\% R_{28}$ [4].

Потери прочности бетона при твердении после оттаивания зависят от прочности перед замораживанием. При замораживании бетона с прочностью 50% от проектной марки потеря прочности при твердении после оттаивания составляет $5-10\%$, а при 70% - потери прочности не наблюдается. Однако следует знать, что допустимо однократное замораживание бетона в возрасте 6-12 ч, и при последующем разогреве в 28 - суточном возрасте наблюдается прирост прочности на $15-30\%$ [2].

Распалубочная прочность нормируется в зависимости от вида конструкции и фактической нагрузки [4].

Движение и работа людей на забетонированных конструкциях, установка опалубки, лесов и оборудования для дальнейшего возведения конструкций допускается при прочности бетона не менее 15 кг/см^2 [5].

Тепловые методы и параметры тепловых режимов (см. рис.1 и 2) должны обеспечивать оптимальный компромисс между технологически заданными сроками твердения бетона до нормативной прочности, технически доступными значениями мощности электрической или тепловой и капитальными и эксплуатационными затратами.

Расчёты и практика показывают, что экономичными и технически достижимыми сроками твердения бетона до заданной прочности в зимний период являются:

- критическая прочность..... 1-2 сут;
- распалубочная прочность..... 2-5 сут.

Режим твердения бетона с такими сроками для конструкций с модулем поверхности от 8 до 15 м^{-1} при базовой средней температуре воздуха $-10 \text{ }^\circ\text{C}$ и начальной температуре бетона $+10 \text{ }^\circ\text{C}$ требует догрева бетона до $30 \text{ }^\circ\text{C}$ в течение не более суток при мощности, в зависимости от метода прогрева, его КПД и тепловой защиты, $2-4 \text{ кВт/м}^3$ с расходом энергии $40-80 \text{ кВт.ч/м}^3$, $35-70 \text{ тыс. ккал/м}^3$ или $5-10 \text{ л}$ топлива на 1 м^3 . Эти базовые параметры периода разогрева бетона стен, колонн, плит перекрытий и других конструкций позволяют быстро определить мощность и количество источников тепловой энергии для захваток конкретного объёма.

Возможен и метод пассивного термоса при выдерживании конструкций с модулем поверхности до 5 м^{-1} (например, фундаментные плиты толщиной 400 мм и более, колонны, стены толщиной более 400 мм). Такие конструкции при температуре воздуха не ниже $0 \text{ }^\circ\text{C}$, в фанерной опалубке или утеплённые по краям и сверху теплоизоляционным материалом с термическим сопротивлением не менее $0,4 \text{ м}^2 \cdot \text{C}/\text{Вт}$, находятся практически при положительной температуре за счёт внутреннего тепловыделения. Как известно, обычный портландцемент с показателем активности $Q=45$ обеспечивает тепловыделение при $5 \text{ }^\circ\text{C}$ в течение первых двух суток от 40 до 50 ккал на 1 кг цемента.

Параметры пассивного термоса массивных конструкций должны быть также отражены в ППР или в технологическом регламенте, а именно: расчётный прирост температуры бетона за первые 1-2 сут, время остывания бетона, например до $0 \text{ }^\circ\text{C}$ с оценкой роста прочности за указанный период и рекомендации по утеплению конструкции и её периферийных зон.

Как правило, низко модульные массивные конструкции в условиях пассивного термоса при температуре воздуха $0 \text{ }^\circ\text{C}$ без дополнительных энергозатрат достигают $40-50\%$ марочной прочности за 3-6 сут в зависимости от вида цемента, его расхода, а также типа и качества теплоизоляции. С целью ускорения твердения бетона и тем более при температуре ниже $0 \text{ }^\circ\text{C}$ целесообразен периферийный электроподогрев бетона, который, накладываясь на тепло внутренней экзотермии, выравнивает температурное поле в бетоне конструкции (колонны, плиты или стены).

Тепловые методы ускорения твердения бетона монолитных железобетонных конструкций

Тепловые методы	Тепловые методы, рекомендуемые для прогрева конструкций (номера методов даны в порядке их технического предпочтения)							
	Колонны, пилоны	Стены, перегородки	Фундаментные плиты (м<5)	Фундаментные конструкции (м>5)	Перекрытия	Стыки конструкций, труднodosупные участки	Покрывлятия дорожные, аэродромные	Полы бетонные и железобетонные
Греющий провод	1	1	1	1	1	1	1	1
Термоопалубка	3	3	—	—	—	3	—	—
Обогрев в тепляках с применением:								
Электронагревателей	4	4	—	—	2	2	2	2
Теплогенераторов	6	5	2	2	3	—	3	3
Электроразогрев бетонной смеси	5	6	—	3	5	—	5	5
Прогрев электродный	2	2	3	4	—	—	—	—
Обогрев инфракрасный, лучевой	—	—	—	5	4	4	4	4

Практически удобным, надёжным и универсальным способом прогрева монолитного бетона является прогрев его греющим проводом. Применяются нагревательные провода марок ПНСВ-1,2(1,4), ПОСХВ, ПОСХП, ПВЖ, ППЖ, ПТПЖ-2х1,2, ПРСП и др.

Как показывает опыт, тепловой режим, основанный на использовании периферийного тепла греющего провода и тепла гидратации цемента, обеспечивает прогрев бетона достаточно равномерно по объёму конструкции. Поэтому температура и тепловые деформации в этом случае изменяются достаточно равномерно и не могут служить причиной появления температурных трещин в защитном слое. Причиной вероятного появления поверхностных трещин, скорее всего, может быть недостаточная прочность бетона на растяжение при быстром остывании большой поверхности распалубленного и не укрытого теплоизоляционным материалом бетона, если температура его поверхности, уменьшенная на величину температуры наружного воздуха, превышает нормативное значение.

Прогрев бетона греющим проводом, уложенным согласно шагу армирования, можно считать всепогодным при условии изменения времени цикла прогрева и распалубки в зависимости от температуры воздуха согласно технологическому регламенту. При необходимости выдерживания заданных заказчиком параметров режима ускоренного твердения бетона (см. рис.2) при различной температуре воздуха необходимо изменять схему укладки греющего провода и, соответственно, величину мощности согласно технологическому регламенту.

Электроразогрев бетонной смеси в строительных условиях может прийти на смену прогрева бето-

В условиях расширенного термоса с подогревом бетона низкотемпературная кинетика его твердения при температуре от 20 до 40 °С в зимнее время является рациональной как по энергетическим показателям, так и с учётом требований соблюдения определённого температурного перепада между поверхностью бетона и воздухом при распалубке или снятии теплоизоляции. Величина этого температурного перепада, исключая опасные термонапряжения в бетоне и возникновение трещин при прогреве конструкций в зимний и летний периоды, зависит от модуля поверхности и степени армирования конструкции [5].

Температура бетонной смеси на выходе из смесителя в зимнее время должна быть не выше 25-35 °С соответственно для цемента глинозёмистого и обычных портландцементов. Причём желательнее в зимний период применять портландцементы алитовые, средне- и высокоалюминатные с показателем тепловыделения 55 ккал/кг (быстротвердеющий цемент) или 45 ккал/кг (цемент обычный) в течение 3 сут при температуре смеси 5 °С. Температура бетонной смеси, уложенной в опалубку, должна быть к началу прогрева или термосного выдерживания не ниже +5 °С.

Рассмотренные условия зимнего бетонирования по срокам твердения и качеству бетона соблюдаются при реализации, например, режимов расширенного термоса, рассчитанных на базовую температуру воздуха -10 °С (табл. 1). Для нагрева бетона монолитных конструкций могут быть применены различные тепловые методы, наиболее известные из которых приведены в табл. 2. Каждый из методов имеет свои особенности по оборудованию, технологии применения и энергетическим характеристикам. Решающими факторами при выборе метода нагрева являются энергоёмкость, надёжность, капитальные и эксплуатационные затраты.

Таблица 1

Параметры тепловых режимов расширенного термосного выдерживания монолитных железобетонных конструкций, оптимальные по трещиностойкости бетона, при средней температуре воздуха -10 °С

Наименование конструкций	Параметры режимов:		
	<ul style="list-style-type: none"> • температура бетона, °С • время периода, ч • оценка прочности, % Rm 		
	в периоды		
	разогрева	термоса	
		1-я стадия	2-я стадия
Перекрытия	25-30	25	20
	24	24	24
	20-25	40-50	60-70
Колонны, пилоны	35-40	30	—
	15-20	24	—
	30	45-50	—
Стены	30-35	25-30	—
	25-30	24	—
	30	45-50	—
Плита фундаментная, δ≤400 мм	20-25	20	15-20
	24	24	24
	20	40	50
Плита фундаментная, δ≥400 мм	—	15	20
	—	48	48
	—	30	50

на электродного, греющим проводом и теплогенераторами. В настоящее время более 40% объёма зимнего бетонирования осуществляется с применением греющего провода и электродов и около 15% - с предварительным разогревом бетонной смеси для бетонирования монолитных железобетонных конструкций с модулем поверхности не более 10. В зимних условиях укладывается около 30% общего годового объёма монолитного бетона и железобетона. Доля монолитного бетона, укладываемого при отрицательной температуре воздуха, будет возрастать в связи с увеличением объёмов монолитного жилищного строительства и его перемещением в районы Крайнего Севера, Сибири и Дальнего Востока. По оценкам экспертов, к 2010 г. в зимних условиях будет укладываться около 40-45% годового объёма монолитного бетона [6].

Высокие темпы возведения зданий достигаются также применением высокоподвижных бетонных смесей (10-15 см), пластифицированных или с высоким водоцементным отношением, подаваемых бетононасосами [7]. При этом тем более актуальным является предварительный разогрев бетонной смеси или бетона в конструкции, особенно в зимний период. Разогретые смеси, сами по себе или в сочетании с термоактивным выдерживанием бетона, позволяют получить через сутки и даже раньше распалубочную прочность. Технические решения установок для электроразогрева бетонной смеси в строительных условиях, использующие принцип ускоренного электродного прогрева бетонной смеси, которая при движении омывает стержневые электроды, включённые по схеме равномерного электрического и пространственного треугольника, приведены в [8].

Основным принципом ранней распалубки является определение минимально допустимой распалубочной прочности из условия ограничения деформативности. Например, распалубочная прочность конструкций с боковой опалубкой (стены, колонны) не должна быть ниже критической прочности.

Прочность бетона на ранней стадии его твердения должна контролироваться систематически:

- путём оценки прочности по статистическим изотермическим графикам или таблицам твердения бетона конкретной марки при непрерывном контроле температуры бетона;

- методом приведения времени твердения при конкретной температуре ко времени твердения бетона соответствующей марки в нормальных условиях с оценкой прочности по графику нормального твердения;

- с помощью аналитической компьютерной программы, аппроксимирующей статистическую кинетику твердения бетона различных марок, с использованием текущих измерений температуры бетона, времени твердения и прочности.

В основе систематической оценки текущей прочности бетона лежит непрерывный статистический метод, основанный, в частности, на пирометрическом контроле изменения температуры поверхности бетона или опалубки.

Методика измерения температуры бетона в конструкциях (колонны, стены, перекрытия), применяемая ЗАО НТЦ "Этэка" по данным пирометрического контроля температуры поверхности фанерной опалубки с пересчётом по формулам, учитывающим температуру воздуха, является достаточно точной и объективной, так как использует информацию о нагреве конструкции по нескольким точкам.

Инженерно-техническое сопровождение выдерживания бетона с прогревом в первые сутки твердения, выполняемое ЗАО НТЦ "Этэка", предусматривает ведение следующей документации в программе "Excel":

- лист пирометрического контроля температуры конструкции;

- табель результатов измерения и расчёта параметров режима твердения бетона в конструкции;

- температурный лист конструкции или её захватки;

- ведомость текущих значений температуры и прочности бетона в конструкциях.

По результатам непрерывного контроля параметров прогрева бетона определяются и даются в виде рекомендаций заказчику:

- время прекращения прогрева;

- время дальнейшей выдержки в опалубке или в утеплённых условиях;

- время распалубки и последующей выдержки в открытом или утеплённом состоянии.

Всё вышеизложенное – это краткая информация об ускоренных, ресурсосберегающих, всепогодных и главным образом зимних методах бетонирования конструкций, позволяющих устранить такой недостаток монолитного домостроения, как негативное влияние погодных условий и прежде всего отрицательной температуры воздуха на процессы бетонирования, твердения и выдерживания бетона.

Контакты: тел./ф. 267-51-72; факс 648-63-51;

E-mail: 10301@17-71.com

Библиографический список

1. **Трембицкий С.М.** Энерго- и ресурсосбережение в заводской и строительной технологии изготовления железобетонных изделий и конструкций. М., ОАО "Издательство "СТРОЙИЗДАТ", 2004.
2. **Второй** международный симпозиум по зимнему бетонированию (РИЛЕМ). Генеральные доклады, дискуссии. М., Стройиздат, 1978.
3. **Полтавцев С.И.** Монолитное домостроение. М., Стройиздат, 1993.
4. **Руководство** по зимнему бетонированию с применением метода термоса. М., Стройиздат, 1975.
5. **СНИП 3.03.01-87.** Несущие и ограждающие конструкции. М., 1996.
6. **Жадановский Б.В.** Технический уровень производства опалубочных, арматурных и бетонных работ в отечественном строительстве. Промышленное и гражданское строительство, №10, 2005.
7. **Молодых С.А., Митина Е.А. и др.** Возведение зданий и сооружений из монолитного железобетона. М., Издательство АСВ, 2005.
8. **Трембицкий С.М.** Высокоэффективная теплотехнология изготовления железобетонных изделий и конструкций. "Технологии бетонов", №2, 2007.

Р.Б. ГАРИБОВ, канд. техн. наук, И.Г. ОВЧИННИКОВ, д-р техн. наук, проф.

(Саратовский государственный технический ун-т);

А.Н. МАРИНИН, инж. (Волгоградский государственный архитектурно-строительный ун-т)

МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ СОВМЕСТНОМ ВОЗДЕЙСТВИИ ХЛОРИДНОЙ КОРРОЗИИ И КАРБОНИЗАЦИИ

Проблема борьбы с коррозией железобетонных конструкций под воздействием агрессивных сред в последнее время приобретает особую актуальность.

Теоретически наличие защитного слоя бетона в железобетонных конструкциях обеспечивает их долговечную безопасную работу. Однако на самом деле из-за несоблюдения толщины защитного слоя, плохого качества материала, непредусмотренных параметров внешней агрессивной среды, не соответствующих проектным, имеют место нарушения этой ситуации, и коррозия всё равно происходит. В результате этого значительно возрастают расходы на эксплуатацию конструкций, которые могут превышать затраты на капитальное строительство. Причем такое положение дел характерно и для западных стран, и для России.

Коррозионное разрушение железобетонных конструкций, особенно мостовых сооружений, в основном происходит из-за таких факторов, как карбонизация и хлоридная коррозия, причем часто эти факторы действуют совместно. Карбонизация протекает вследствие диффузии углекислого газа, который в необходимом количестве содержится в воздухе. Хлориды попадают в бетон в результате использования солей-антиобледенителей, эксплуатации конструкции в приморской атмосфере. К сожалению, до настоящего времени, хотя в процессе обследования сооружений эти факторы диагностируются, оценка их влияния на несущую способность и тем более долговечность конструкций носит скорее качественный, чем количественный характер.

Анализ показывает, что в научных центрах России и за рубежом ведется определенная работа по созданию методов прогнозирования железобетонных конструкций с учетом влияния агрессивных сред, но публикаций, посвященных учету совместного влияния карбонизации и хлоридной коррозии на напряженно-деформированное состояние, немного. В связи с этим целью настоящей работы является построение модели, описывающей кинетику карбонизации и хлоридной коррозии, а также поведение железобетонной конструкции с учетом этих факторов.

Вопросы моделирования кинетики проникания агрессивной хлоридсодержащей среды в бетон и поведения в ней железобетонного элемента рассмотрены в [1, 2] и ряде других исследований, поэтому в данной работе более подробно остановимся на моделировании процесса карбонизации.

Карбонизация бетона - это реакция гидроксида кальция (известки, $\text{Ca}(\text{OH})_2$), растворённого в поровой воде, с атмосферным углекислым газом CO_2 , с превращением их в карбонат кальция: CaCO_3 ($\text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{CO}_2 = \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$), что приводит к снижению водородного показателя pH бетона с 13 до 9. При этом происходит депассивация арматурной стали (разрушение защитной пленки), в результате чего возникает опасность коррозии.

Сам процесс карбонизации достаточно подробно изучался в работах В.М. Москвина, С.Н. Алексеева, Н.К. Розенталя и других ученых. Однако влияние карбонизации на характеристики арматуры и бетона железобетонных конструкций исследовано недостаточно. В основном карбонизация определяется только для выявления инкубационного периода коррозии арматуры.

В настоящее время существует ряд моделей, описывающих процесс карбонизации. Сюда можно отнести как простые модели вида

$$\delta = a + b\sqrt{t}, \quad (1)$$

которые позволяют определять только глубину карбонизации δ в момент времени t [3], так и сложные модели, в которых физические и химические процессы карбонизации бетона представлены в виде элементарных процессов, каждый из которых описан дифференциальным уравнением [4]. Довольно подробная модель приведена в работе [5]. Однако использование сложных моделей весьма непросто, прежде всего из-за трудностей идентификации, связанной как с большим количеством подлежащих определению коэффициентов и функций, так и с недостатком и проблемами нахождения необходимых для этого экспериментальных данных.

На практике глубину карбонизации бетона чаще всего определяют по изменению величины водородного показателя pH с помощью раствора фенолфталеина. Но в [6] сделан логичный вывод о том, что указанный подход к определению глубины карбонизации не совсем правильный, так как он позволяет определять только глубину, на которой $\text{pH} < 9-9,5$, что не обязательно соответствует истинной глубине карбонизации. Поэтому возникла необходимость в построении модели, которая, с одной стороны, позволяла бы достаточно просто, но в то же время корректно описывать процесс карбонизации, а с другой стороны, давала бы возможность прогнозировать изменение напряженно-деформированного состояния

железобетонного конструктивного элемента в условиях карбонизации.

Для построения такой модели опишем процесс карбонизации, которая продолжается в карбонизированном слое бетона при увеличении концентрации CaCO_3 до полного израсходования Ca(OH)_2 (рис.1, а,б,в) [5], с использованием специально вводимого параметра химического взаимодействия μ , изменяющегося от 0 до 1 (рис. 1, з)

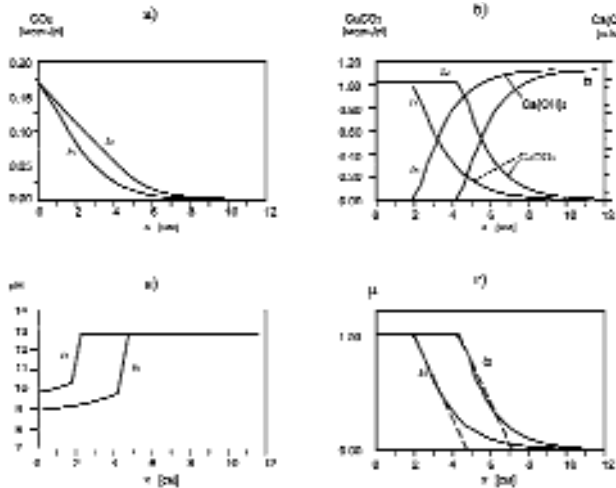


Рис. 1. Распределение углекислого газа (а), гидроксида и карбоната кальция (б), водородного показателя (в) и параметра химического взаимодействия μ (з) по глубине бетонного сечения x в моменты времени t_1 и t_2

$$\mu = \frac{C_{\text{CaCO}_3}}{C_{\text{CaCO}_3}^{\text{max}}}, \quad (2)$$

где C_{CaCO_3} - текущая концентрация CaCO_3 в заданной точке сечения; $C_{\text{CaCO}_3}^{\text{max}}$ - максимальная концентрация CaCO_3 (реакция уже завершилась).

Скалярный параметр химического взаимодействия μ ($0 \leq \mu \leq 1$) характеризует уровень химических превращений в точке конструкции при взаимодействии углекислого газа с гидроксидом кальция, при котором образуется карбонат кальция. При $\mu \approx 0$ карбонизация в точке ещё не началась, при $0 < \mu < 1$ происходит процесс карбонизации, при $\mu = 1$ процесс карбонизации завершился (рис. 1, з).

Анализ кинетики происходящих реакций позволяет конкретизировать уравнение для параметра химического взаимодействия в виде

$$\frac{d\mu}{dt} = q\mu(1 - \mu), \quad (3)$$

с начальным условием $t = 0, \mu = \mu_0$.

Здесь q - коэффициент, учитывающий свойства материала и интенсивность воздействия окружающей среды.

Решение уравнения (3) при $q = \text{const}$ имеет вид логистической кривой

$$\mu = (1 + g_0 e^{-qt})^{-1}, \quad g_0 = (1 - \mu_0) / \mu_0, \quad (4)$$

график которой приведен на рис.2 пунктиром.

Предварительный анализ показывает, что логистическую кривую без особой погрешности можно ап-

проксимировать трехзвенной ломаной (сплошная линия на рис. 2). Тогда кинетика изменения параметра $\mu(t)$, характеризующего процесс карбонизации, будет описываться трехчленной функцией

$$\mu = \begin{cases} 0, & \text{при } t < t_n; \\ (t - t_n) / (t_k - t_n), & \text{при } t_n < t < t_k; \\ 1 & \text{при } t \geq t_k; \end{cases} \quad (5)$$

где $t_n = \eta C^m$ - продолжительность инкубационного периода, в течение которого не происходит изменение свойств материала; $t_k = \gamma C^k$ - момент завершения химических превращений в материале. Здесь η, γ, m, k - константы материала, $C = C(x, y, z, t)$ - концентрация углекислого газа в точке с координатами x, y, z в момент времени t .

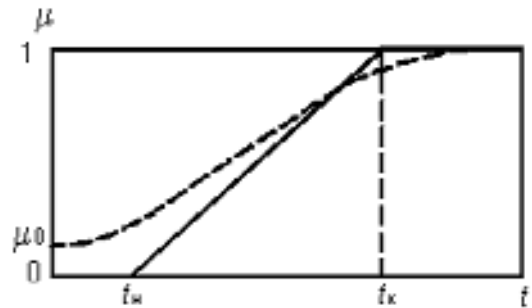


Рис. 2. Изменение параметра химического взаимодействия μ во времени

В качестве модели проникания углекислого газа в бетон можно использовать уравнение диффузии [4]. Однако при одномерном процессе диффузии во многих случаях хорошие результаты дает использование модели проникания в форме размытого фронта [7]

$$C(x, t) = \begin{cases} 0, & x > L(t), \\ C_0 \left(1 - \alpha \frac{x}{L} + \beta \frac{x^2}{L^2} \right), & x \leq L(t), \end{cases} \quad (6)$$

где x - координата точки сечения; t - время, C_0 - концентрация углекислого газа на поверхности конструктивного элемента; α, β - коэффициенты; $L(t)$ - закон продвижения границы фронта углекислого газа в глубь конструктивного элемента

$$L(t) = \lambda t^r, \quad (7)$$

где λ, r - эмпирические коэффициенты.

Значения коэффициентов α, β в (6) определим из граничных условий. Из условия равенства нулю концентрации на границе размытого фронта получим

$$x = L, C(L, t) = 0; 1 - \alpha + \beta L = 0. \quad (8)$$

Из условия равенства нулю производной на границе размытого фронта, так как касательная к графику размытого фронта в этой точке горизонтальна, найдем

$$\left. \frac{dC}{dx} \right|_{x=L} = 0; -\alpha \frac{1}{L} + 2\beta = 0. \quad (9)$$

Из совместного решения уравнений (8) и (9): $\alpha = 2, \beta = 1/L$. С учетом этого модель проникания (6) примет вид

$$C(x, t) = \begin{cases} 0, & x > L(t), \\ C_0 \left(1 - \frac{2x}{L} + \frac{x^2}{L^2} \right), & x \leq L(t) \end{cases} \quad (10)$$

Предложенная модель, основанная на введенном параметре химического взаимодействия μ , кинетическую кривую без особой погрешности можно аппроксимировать трехзвенной ломаной (сплошная линия на рис. 2). Тогда кинетика изменения параметра $\mu(t)$, характеризующего процесс карбонизации, будет описываться трехчленной функцией

тическом уравнении для него (3) или упрощенной аппроксимации его решения (5) с учетом (10) позволяющей более корректно описать процесс карбонизации железобетонных конструкций, приводящий к деградации бетона и коррозии арматуры.

Далее рассмотрим модель деформирования бетона при совместном действии карбонизации и хлоридной коррозии. Математическая модель в данном случае представляет собой сочетание моделей нагружения, конструктивного элемента, воздействия агрессивной среды (карбонизации и хлоридной коррозии), деформирования материала с учетом изменений, вызванных действием агрессивной среды и модели коррозионного износа арматуры.

Модель коррозионного износа арматуры можно принять в виде [8]

$$\delta = \begin{cases} 0, & t \leq t_{inc}; \\ a(t - t_{inc})^b, & t > t_{inc}; \end{cases} \quad (11)$$

где δ - глубина коррозии арматуры; a, b - коэффициенты; t_{inc} - инкубационный период.

При карбонизации бетона критическая концентрация хлоридов, при которой начинается коррозия арматуры, уменьшается в два раза [9], т.е. $C_{cr}^* = C_{cr}^0/2$. Следовательно, и инкубационный период при карбонизации будет меньше, т.е. $t_{inc}^{*} < t_{inc}^0$.

Анализ экспериментальных данных свидетельствует, что изменение критической концентрации хлоридов происходит не скачкообразно, а имеет место некоторая переходная зона (рис. 3), размеры которой определяются характером изменения параметра $\mu(t)$.

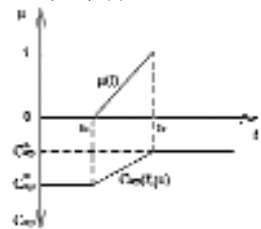


Рис. 3. Зависимость критической концентрации хлоридов от параметра химического взаимодействия

Следует также учитывать, что коррозия арматуры может начаться не только при воздействии хлоридов, но и в результате карбонизации (вследствие депассивации арматурной стали). По аналогии с хлоридной коррозией, можно предположить, что в случае карбонизации коррозия арматуры начинается при достижении у её поверхности критической величины параметра химического взаимодействия $\mu_{кр}$.

Бетон рассматриваем как нелинейный, разномодульный материал. Ограничиваясь исследованием сжатых железобетонных элементов, диаграмму деформирования бетона при сжатии принимаем в виде кубической параболы

$$\sigma = A_0 \varepsilon - B_0 \varepsilon^3. \quad (12)$$

Здесь σ - напряжение; ε - деформация; A_0 и B_0 - коэффициенты.

Ввиду того, что пока не обнаруживается полного спектра экспериментальных данных по кинетике деградации бетона при совместном действии и карбонизации, и хлоридной коррозии, для учета их совместного воздействия на процесс деформирования бетона используем следующую гипотезу

$$\sigma = A_0 \chi_1(\mu) \psi_1(C_{cl}) \varepsilon - B_0 \chi_2(\mu) \psi_2(C_{cl}) \varepsilon^3, \quad (13)$$

где $\psi_j(C_{cl})$ - функция влияния хлоридной коррозии (ее применение достаточно подробно рассмотрено в [1, 2]); $\chi_j(\mu)$ - функция влияния карбонизации; $j = 1, 2$; C_{cl} - концентрация хлоридов.

Исследования показали, что прочность бетона после карбонизации изменяется (возрастает или уменьшается в зависимости от вида цемента) [9]. Авторами работы [10] сделан вывод о том, что существует линейная зависимость между усредненными значениями поверхностной прочности бетона и водородным показателем

$$R = -a + b \cdot \text{pH}, \quad (14)$$

где для одного из бетонов $a = 37,02$; $b = 6,198$.

Используя экспериментальные данные, полученные в [5] (рис. 1, а, б, в), рассчитанные по ним значения параметра μ и формулу (14), можно построить зависимость параметра μ от водородного показателя pH (рис. 4).

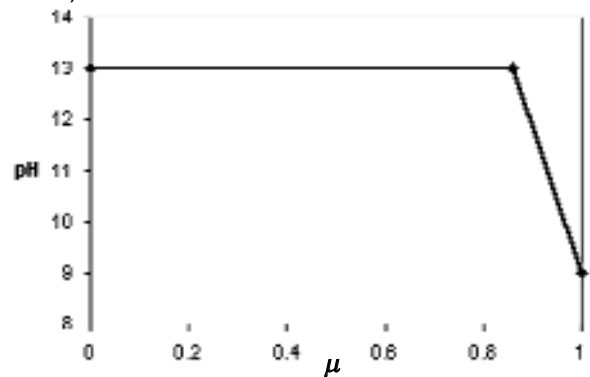


Рис. 4. Зависимость параметра химического взаимодействия μ от pH

Используя эту зависимость, изменение прочности бетона на сжатие R (14) можно связать с изменением параметра μ (рис. 5).

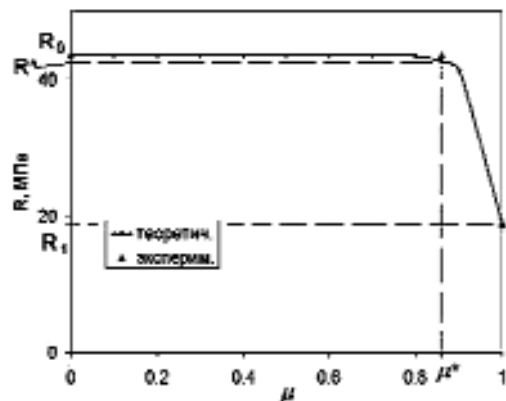


Рис. 5. Зависимость R от μ

Предварительный анализ показал, что экспериментальные данные, представленные на рис. 5, достаточно хорошо аппроксимируются выражением

$$R(\mu) = \begin{cases} R_0 & \text{при } \mu = 0 \\ R_0 - (R_0 - R_1) \mu^p & \text{при } 0 < \mu \leq 1, \end{cases} \quad (15)$$

где

$$p = \ln \left(\frac{R_0 - R^*}{R_0 - R_1} \right) / \ln \mu^* \quad (16)$$

Случаи воздействия агрессивной среды на железобетонный элемент

Показатели	Нет агрессивного воздействия	Только CO ₂		Только Cl		Совместное воздействие CO ₂ и Cl			
		"Фронт" карбонизации не достиг арматуры	"Фронт" карбонизации достиг арматуры	"Фронт" хлоридов не достиг арматуры	"Фронт" хлоридов достиг арматуры	"Фронты" не достигли арматуры	"Фронт" хлоридов достиг арматуры	"Фронт" карбонизации достиг арматуры	"Оба" достигли арматуры
Время эксплуатации конструкции	$t = 0$	$t < t_{inc}^{карб.}$	$t \geq t_{inc}^{карб.}$	$t < t_{inc}^{Cl}$	$t \geq t_{inc}^{Cl}$	$t < t_{inc}^{карб.}$ $t < t_{inc}^{Cl}$	$t < t_{inc}^{карб.}$ $t \geq t_{inc}^{Cl}$	$t \geq t_{inc}^{карб.}$ $t < t_{inc}^{Cl}$	$t \geq t_{inc}^{карб.}$ $t \geq t_{inc}^{Cl}$
Параметр химического взаимодействия на уровне арматуры	$\mu = 0$	$\mu < \mu_{кр}$	$\mu \geq \mu_{кр}$	$\mu = 0$		$\mu < \mu_{кр}$		$\mu \geq \mu_{кр}$	$\mu \geq \mu_{кр}$
Концентрация хлоридов на уровне арматуры	$C = 0$	$C = 0$		$C < C_{кр}$	$C \geq C_{кр}$	$C < C_{кр}$	$C \geq C_{кр}$	$C < C_{кр}$	$C \geq C_{кр}$
Напряжение в бетоне	$\sigma_6 = A_0 \varepsilon - B_0 \varepsilon^3$	$\sigma_6 = A_0 \chi_1(\mu) \varepsilon - B_0 \chi_2(\mu) \varepsilon^3$		$\sigma_6 = A_0 \Psi_1(C) \varepsilon - B_0 \Psi_2(C) \varepsilon^3$		$\sigma_6 = A_0 \chi_1(\mu) \Psi_1(C) \varepsilon - B_0 \chi_2(\mu) \Psi_2(C) \varepsilon^3$			
Напряжение в арматуре	$\sigma_a = a \varepsilon^m$								
Глубина коррозии арматуры	$\delta = 0$	$\delta = \alpha(t - t_{inc}^{карб.})^\beta$	$\delta = 0$	$\delta = \alpha(t - t_{inc}^{Cl})^\beta$	$\delta = 0$	$\delta = \alpha(t - t_{inc}^{Cl})^\beta$	$\delta = \alpha(t - t_{inc}^{карб.})^\beta$	$\delta = \alpha(t - t_{inc}^{карб.})^\beta$	$\delta = \alpha(t - t_{inc}^{Cl})^\beta$

Полагая, что диаграмма деформирования бетона под влиянием карбонизации изменяется так же, как и $R(\mu)$, можно построить следующие диаграммы деформирования бетона при сжатии для разных значений параметра μ (рис. 6).

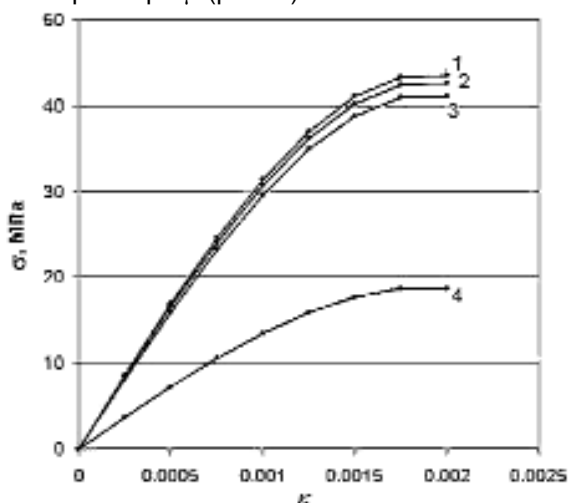


Рис. 6. Диаграммы деформирования бетона при сжатии, соответствующие различной степени карбонизации
1 - $\mu = 0,7$; 2 - $\mu = 0,86$; 3 - $\mu = 0,9$; 4 - $\mu = 1$

С учетом (13) модель деформирования бетона, подвергающегося воздействию только карбонизации, можно записать в виде

$$\sigma = A(\mu)\varepsilon - B(\mu)\varepsilon^3, \quad (17)$$

где

$$A(\mu) = A_0 \chi_1(\mu) = A_0(1 - f_1(\mu)), \quad B(\mu) = B_0 \chi_2(\mu) = B_0(1 - f_2(\mu)) \quad (18)$$

Значения коэффициентов A_0 , B_0 и вид функций $f_1(\mu)$ и $f_2(\mu)$ могут быть определены из условия наилучшей аппроксимации кривых деформирования бетона, подверженного карбонизации различной степени, по методу наименьших квадратов [11].

Если все измерения значений σ_j , ε_j приведены с одинаковой точностью, то оценки значений коэффициентов по методу наименьших квадратов находятся из условия, чтобы сумма квадратов отклонений измеренных значений $\sigma_j^{эксп}$ от расчетных $\sigma_j = A\varepsilon_j - B\varepsilon_j^3$ была минимальной, т. е. из условия минимума функционала

$$I = \sum_{j=1}^n (A\varepsilon_j - B\varepsilon_j^3 - \sigma_j^{эксп})^2 \rightarrow \min \quad (19)$$

Здесь n - общее количество точек, принятых при аппроксимации экспериментальной кривой.

Отсюда значения коэффициентов A и B определяются по формулам:

$$A = \frac{\left(\sum_{j=1}^n \sigma_j \varepsilon_j \right) \left(\sum_{j=1}^n \varepsilon_j^6 \right) - \left(\sum_{j=1}^n \sigma_j \varepsilon_j^3 \right) \left(\sum_{j=1}^n \varepsilon_j^4 \right)}{\left(\sum_{j=1}^n \varepsilon_j^2 \right) \left(\sum_{j=1}^n \varepsilon_j^6 \right) - \left(\sum_{j=1}^n \varepsilon_j^4 \right)^2}; \quad (20)$$

$$B = \frac{\left(\sum_{j=1}^n \sigma_j \varepsilon_j \right) \left(\sum_{j=1}^n \varepsilon_j^4 \right) - \left(\sum_{j=1}^n \sigma_j \varepsilon_j^3 \right) \left(\sum_{j=1}^n \varepsilon_j^2 \right)}{\left(\sum_{j=1}^n \varepsilon_j^2 \right) \left(\sum_{j=1}^n \varepsilon_j^6 \right) - \left(\sum_{j=1}^n \varepsilon_j^4 \right)^2}$$

На рис. 7 представлен график зависимости функций $f_1(\mu) = f_2(\mu) = f(\mu)$ от параметра химического взаимодействия.

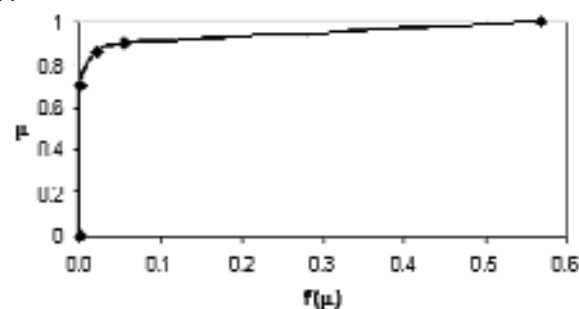


Рис. 7. Изменение значений функции $f(\mu)$ в зависимости от параметра μ

Представленные выше уравнения могут быть использованы для прогнозирования напряженно-деформированного состояния сжимаемых железобетонных элементов конструкций с учетом совместного влияния процессов карбонизации и хлоридной коррозии.

В таблице приводятся случаи воздействия агрессивной среды (на примере хлоридов и углекислого газа) на железобетонный конструктивный элемент.

Библиографический список

1. **Овчинников И.Г., Раткин В.В., Землянский А.А.** Моделирование поведения железобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред. - Саратов: Саратов. гос. техн. ун-т, 2000. - 232 с.
2. **Овчинников И.Г., Дядькин Н.С.** Расчёт элементов конструкций с наведённой неоднородностью при различных схемах воздействия хлоридсодержащих сред. - Саратов: Саратов. гос. техн. ун-т, 2003. - 240 с.
3. **Маринин А.Н.** Сравнительный анализ различных моделей проникания агрессивных сред в железобетонные элементы конструкций. Математическое моделирование и краевые задачи: Труды Всероссийской научной конференции, 26-28 мая 2004 г. Ч. 1. Самара: Самарский государственный технический университет, 2004. 276 с.
4. **Гусев Б.В., Файвусович А.С., Степанова В.Ф., Розенталь Н.К.** Математические модели процессов коррозии бетона. М.: Информационно-издательский центр "ТИМР", 1996. 104 с.

5. **Maekawa K., Ishida T., Kishi T.** Multi-scale Modeling of Concrete Performance. Integrated Material and Structural Mechanics //Journal of Advanced Concrete Technology. 2003, Vol. 1, No. 2, P. 91-126.
6. **Service** Life Prediction of Reinforced Concrete Structures. Sydney: Austroads, 2000, 79pp
7. **Овчинников И.Г., Инамов Р.Р., Гарибов Р.Б.** Прочность и долговечность железобетонных элементов конструкций в условиях сульфатной агрессии. Саратов: Изд-во Саратов. ун-та, 2001. 164 с.
8. **Наумова Г.А., Овчинников И.Г.** Расчеты на прочность сложных стержневых и трубопроводных конструкций с учетом коррозионных повреждений. Саратов. гос. техн. ун-т. Саратов. 2000. 227 с.
9. **Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузев Е.А.** Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. /Под общ. ред. В.М. Москвина. - М.: Стройиздат, 1980. 536 с.
10. **Васильев А.А., Дзирко С.В.** Оценка и прогнозирование основных физико-химических характеристик бетона длительно эксплуатируемых железобетонных конструкций. Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. науч. тр. междунар. науч.-метод. межвузовского семинара, Могилев, 16-18 нояб. 2005 г. 507 с.
11. **Наумова Г.А., Овчинников И.И.** Моделирование коррозионных и деформационных процессов в конструкциях, взаимодействующих с агрессивной средой. Учебное пособие для подготовки магистров по направлению "Строительство". Волгоград. ВолгГАСУ. 2006. 60 с.

Н.К. РОЗЕНТАЛЬ, д-р техн. наук (НИИЖБ)

ПРОБЛЕМЫ КОРРОЗИОННОГО ПОВРЕЖДЕНИЯ БЕТОНА

В современном бетоноведении процессы коррозии бетона в агрессивных средах рассматриваются как сложные комплексы гетерогенных физико-химических процессов между компонентами бетона с окружающей средой или взаимодействие составляющих бетона без ее участия. Скорость подобных процессов, как правило, определяется скоростями диффузионного переноса веществ. Решающим фактором является проницаемость бетона.

За последние полвека исследователями выполнен большой объём экспериментальных и аналитических работ, установлены закономерности многих коррозионных процессов [3, 4]. С развитием технологии бетона появились новые возможности повышения его коррозионной стойкости в агрессивных средах с использованием мер первичной защиты. Решающую роль имеет применение современных добавок (модификаторов) бетона, регулирующих проницаемость и фазовый состав цементного камня [1].

Исследованиями НИИЖБа и других организаций показана возможность резкого повышения коррозионной стойкости бетона во всех изучаемых агрессивных средах. Это достигается снижением диффузионной проницаемости бетона и изменением фазового состава цементного камня. Заслуживают внимания дальнейшие исследования влияния заряда поверхности на диффузию агрессивных веществ в бетоне [8], особенно в бетоне особо низкой проницаемости. Выполненными исследованиями не исчерпана проблема коррозии и защиты бетона, появляются всё новые задачи, а некоторые, ранее мало значимые, приобретают важное значение. К настоящему времени изучены процессы коррозии бетона первого, второго и третьего ви-

дов по классификации проф. В.М. Москвина применительно к традиционным бетонам марок по водонепроницаемости W4-W8. Сделаны первые шаги в изучении коррозионной стойкости бетонов особо низкой проницаемости - более W8 (до W20) [7].

Одна из проблем - создание бетонов с длительным, свыше 50 лет, работоспособным состоянием при воздействии агрессивных сред. Это не в последнюю очередь связано со строительством зданий и сооружений высокой ответственности - высотных домов, тоннелей, плотин и прочих зданий и сооружений, проектный срок эксплуатации которых составляет 100 лет и более. Действующими до настоящего времени нормами СНиП 2.03.11-85 оценка степени агрессивного воздействия окружающей среды выполнена из предположения, что конструкции из бетона будут эксплуатироваться в течение 50 лет. Нормы были созданы главным образом на основании ускоренных коррозионных испытаний и опыта эксплуатации конструкций в различных сооружениях и средах. До 1991 г. определённые испытания выполнялись на натуральных средах, что в большей степени отражало действительные условия работы бетона, в том числе учитывало одновременное влияние многих факторов внешней среды. К сожалению, в настоящее время натурные испытания практически прекращены, а имевшиеся стенды в различных климатических зонах почти полностью утрачены. В этих условиях приобретает особое значение накопление данных о длительности эксплуатации бетонов в различных условиях, получаемых при диагностике сооружений.

Другой серьёзной проблемой является создание методов коррозионных испытаний и особенно мето-

дов прогнозирования сроков службы бетона. Ранее такие методы базировались на основе результатов коррозионных испытаний и более или менее отражали реальную кинетику коррозионных процессов. Предложены математические модели ряда коррозионных процессов [2, 6]. Однако наблюдаемое ныне стремление к математизации коррозионных исследований без развития экспериментальных работ чревато тем, что математические модели перестанут отражать действительное состояние бетона. Ещё проф. В.М. Москвин указывал, что в основе математических построений должны лежать глубоко изученные физические и физико-химические явления коррозии бетона.

По ряду агрессивных воздействий всё ещё существует неполная картина механизма коррозионных процессов. Так, вроде бы хорошо изученная сульфатная коррозия бетона ставит перед исследователями ряд нерешённых вопросов. Например, предложены методы прогнозирования сроков службы бетона на основании расчётов времени, за которое поры бетона заполняются продуктами взаимодействия с сульфатными средами. Считается, что разрушение бетона наступает с заполнением пор и возникновением внутренних напряжений от давления вновь образовавшихся кристаллов. Однако остаётся неясным ряд вопросов, в том числе: в каком соотношении образуются гипс, моно- и трёхсульфатная форма гидросульфата алюмината, других сульфатсодержащих фаз, как эти фазы взаимодействуют между собой в стеснённых условиях поровой структуры малопроницаемых бетонов, как происходит их перекристаллизация во времени, в каких порах возможно образование тех или иных сульфатсодержащих фаз, учитывая то, что в современных бетонах малой проницаемости значительную долю составляют поры геля, размеры которых измеряются нанометрами.

При другом подходе глубину коррозионного повреждения бетона в проектные сроки службы конструкции прогнозируют на основании экспериментальных результатов с учётом критического количества новообразований в бетоне. Однако само понятие критического количества сульфатсодержащих фаз требует существенного уточнения. Очевидно, что для бетонов различной пористости оно будет различным.

Многие прикладные вопросы сульфатной коррозии могли бы быть сняты разработкой специальных цементов, в которых было бы чётко сбалансировано содержание определённых компонентов. Производство таких цементов следует поднять на новый уровень, в первую очередь необходимо повысить однородность (стабильность) состава таких цементов (тонкость помола, содержание алюминатов, гипса, щелочей, минеральных добавок и других компонентов).

Отсутствует в настоящее время надёжный метод расчёта сроков службы бетона в условиях капиллярного всасывания растворов солей и испарения. Принципиально вопрос о повышении стойкости бетона в этих условиях решается путём понижения капиллярной проницаемости бетона, в том числе приданием ему свойств гидрофобности. Процессы коррозии бетона в условиях капиллярного всасывания и испарения растворов солей необходимо изучить ко-

личественно с разработкой соответствующих математических моделей и прогнозированием скорости разрушения бетона.

В настоящее время начался достаточно сложный процесс гармонизации отечественных и зарубежных норм по защите железобетонных конструкций от коррозии. Сложность его состоит в том, что в течение полувека отечественная коррозионная школа развивалась на основе изучения коррозии как кинетических физико-химических явлений. В этом направлении накоплен значительный опыт, полученный выполнением большого объёма экспериментальных работ. Для отечественной школы коррозионистов характерно создание методов испытаний с обязательной разработкой критериев оценки их результатов. В ряде зарубежных стандартов мы зачастую видим тщательную проработку метода испытаний и отсутствие критериев оценки результатов. Некоторые исследования, выполненные в нашей стране два десятка лет назад, до настоящего времени не повторены за рубежом. Например, нам не известны в зарубежной литературе количественные оценки степени агрессивного воздействия одновременно присутствующих в среде сульфатов и бикарбонатов [9]. Хотя учёт присутствия бикарбонатов в сульфатной среде резко понижает требования к сульфатостойкости бетона. В целом существующие ныне в РФ нормы по защите от коррозии представляются более детализированными, и простой переход на европейские нормы означает утрату значительного числа наработок.

В чрезвычайно сложной области биологической коррозии бетона сделаны лишь первые шаги. Исследовано действие главным образом грибов и тионовых бактерий, отчасти морских организмов. Во многих случаях мы пока не можем оценить вклад биологического фактора в сложный процесс коррозии бетона. Можно полагать, что прорыв возможен при совместной работе биологов и бетоноведов, при этом оптимальным был бы экологически обоснованный подход к решению коррозионных задач, когда изменением условий существования биодеструкторов была бы ликвидирована возможность образования агрессивных для бетона продуктов жизнедеятельности живых организмов.

Продолжаются исследования процессов взаимодействия щелочей цемента и добавок на кремнезём заполнителя. Процессы коррозии, вызванные взаимодействием щелочей с кремнезёмом заполнителей, в настоящее время изучены достаточно обстоятельно [5]. Разрабатываются меры по предупреждению развития этого вида коррозии бетона. Указанная проблема является интернациональной. Технический комитет РИЛЕМ занимается обобщением и разработкой методов определения реакционной способности заполнителей. Результаты отечественных исследований и работы РИЛЕМ получили отражение в стандарте ГОСТ 8269.0-97. Предложена система методов испытаний заполнителей на склонность к РЦК. Предстоит изучить ряд вопросов, в том числе: роль пористости и кристаллического строения кремнезёмистых пород, установить степень опасности морских солей и известняков, содержащих включения аморфного кремнезёма, и доломитов.

Нам представляется, что настало время выполнить масштабную оценку заполнителей, поставляемых основными производителями инертных материалов, не ограничиваясь определением количества растворимого в щелочах кремнезёма, а доведя исследования до испытаний бетона по ГОСТ 8269.0-97. Одновременно следует вести проверку эффективности разработанных методов повышения коррозионной стойкости бетона для конкретных сочетаний цемента и заполнителей. Это позволило бы ранжировать материалы различного месторождения по их склонности к указанному виду коррозии и определить случаи, когда необходимо использовать известные методы защиты.

В краткой статье невозможно обозначить все проблемы коррозии бетона. Мы не коснулись здесь вопросов морозостойкости бетона, в том числе при воздействии рассолов, защитного действия бетона на стальную арматуру, проблемы армирования бетона минеральными волокнами и ряда других.

Библиографический список

1. **Батраков В. Г.** Модифицированные бетоны. Теория и практика. - М.:Изд."Технопроект". 1998.- 768 с.
2. **Гусев Б.В., Файвусович А.С., Степанова В.Ф., Розенталь Н.К.** Математические модели процессов коррозии бетона. - М.: Информационно-издательский центр "ТИМР", 1996. - 102 с.
3. **Москвин В.М.** Коррозия бетона. - М.: Госстройиздат, 1952. - 344 с.
4. **Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузев Е.А.** Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. - М.: Стройиздат, 1980. - 533 с.
5. **Рояк Г.С.** Внутренняя коррозия бетона. Тр. ЦНИИС- М., 2002.
6. **Полак А. Ф.** Физико-химические основы коррозии железобетона. - Уфа: Уфимский нефтяной институт, 1982. - 74 с.
7. **Розенталь Н.К.** Коррозионная стойкость цементных бетонов низкой и особо низкой проницаемости. - М.: ФГУП ЦПП, 2006. - 520 с.
8. **Савич Е.Г.** Исследование диффузии растворов хлористых солей в цементном камне и бетоне: Автореф. дисс. канд. техн. наук.- Ростов-на-Дону, 1982.
9. **Чехний Г.В.** Бетоны на портландцементе, стойкие в агрессивных сульфатных средах с различной бикарбонатной щёлочностью: Автореф. дисс. канд. техн. наук.-М., 1985. - 21 с.

НАШИ ЮБИЛЯРЫ

К 70-ЛЕТИЮ Ш.А. ХАКИМОВА



Известному специалисту в области сейсмостойкого строительства, руководителю отдела конструкций ЗАО "УзЛИТТИ" (бывш. ТашЗНИИЭП) в Ташкенте **Шамилю Абдуллаевичу Хакимову** 29 ноября 2007 г. исполнилось 70 лет.

Выпускник аспирантуры НИИЖБ Госстроя СССР лаборатории №1 "Теория бетона и железобетона", возглавляемой тогда проф. А.А. Гвоздевым,

ученик проф. С.А. Дмитриева, свою дальнейшую инженерную и научную деятельность юбиляр связал с экспериментально-теоретическими исследованиями сейсмостойкости конструктивных систем из железобетона.

На основании его экспериментальных исследований, натуральных испытаний зданий на нагрузки типа сейсмических были впервые разработаны и внедрены крупнопанельные здания с увеличенными пролетами серии 1.090.1-5с при строительстве детских садов в Узбекистане, а также бескаркасные в узлах железобетонные сборно-монолитные каркасные системы межвидовой унификации серии "Ташкент".

При оценке сейсмического риска гражданских зданий в Ташкенте ученым впервые была выполнена классификация различных конструктивных систем из железобетона по степени их повреждаемости при землетрясениях различной интенсивности. Выявлен относительный уровень "природной сейсмостойкости" конструктивных систем из железобетона, что позволило сэкономить материальные ресурсы для антисейсмического усиления.

Большинство методов восстановления и антисейсмического усиления зданий, предложенных Ш.А. Хакимовым, касаются железобетонных зданий. За разработку и внедрение

новых методов восстановления и повышения сейсмостойкости панельных зданий при ликвидации последствий Газлийского землетрясения ему присуждена премия Совета Министров СССР, он имеет медали ВДНХ, изобретения и правительственную награду.

Им опубликовано более 130 научных трудов, из них более 30 - за рубежом, в том числе в журнале "Бетон и железобетон". Он активный участник международных конференций в области бетона и железобетона, в том числе и российских.

Результаты научных исследований юбиляра нашли отражение в союзных и республиканских нормативных документах по проектированию железобетонных конструкций и в нормах по проектированию в сейсмических районах, в части учета потерь от ползучести бетона, влияния предварительного напряжения на прочность конструкций, увеличенных размеров защитного слоя бетона на раскрытие трещин, а также требований по проектированию железобетонных конструкций в сейсмоопасных районах и др.

В Республике Узбекистан он осуществляет сопровождение норм и правил проектирования бетонных и железобетонных конструкций.

Как ключевой специалист в области сейсмостойкого строительства и сейсмического риска гражданских зданий республик Центральной Азии, внесший существенный вклад в науку о сейсмостойком строительстве, в том числе с использованием железобетонных конструктивных систем, его имя занесено во Всемирную энциклопедию "Сейсмостойкое строительство и инженерная сейсмология". Ш.А. Хакимов один из авторов Всемирной энциклопедии "Жилища в сейсмоопасных регионах мира". В его трудах пропагандируются новые направления применения железобетона для повышения сейсмической безопасности зданий существующей застройки.

Сердечно поздравляем Ш.А. Хакимова – нашего коллегу из Узбекистана с юбилеем и желаем ему здоровья, дальнейших творческих успехов, в том числе в совместных разработках!

Контролируя качество работ, вы контролируете свои деньги!

Приборы для неразрушающего контроля бетона и железобетона

Продажа, обслуживание, выполнение работ

Мировой лидер - фирма **PROCEQ** (Швейцария)



Система молотков Шмидта

Контроль прочности любого вида конструкций в диапазоне 0,2-70 Н/мм².

TORRENT

Контроль проницаемости бетона и железобетона

CANIN

Обнаружение коррозии арматуры.

PROFOMETER-4

Поиск арматуры, измерение её диаметра и определение толщины защитного слоя бетона.

DYNA

Измерение адгезии к бетону покрытий любого типа, а также определение усилия на выдергивание/смещение анкеров.

TICO

Ультразвуковой контроль сборных и монолитных железобетонных конструкций.

RESI

Измерение электрического сопротивления железобетона для оценки наличия и степени коррозии.

DYNA-ESTRICH

Испытание стяжки перед устройством наливных полов и других покрытий.

Продукция **PROCEQ** имеет сертификат качества ISO 9001 и отвечает требованиям нормативных документов Швейцарии, России, Германии, Великобритании, США и других стран.



Триада - Холдинг



Россия, 123308, Москва, проспект Маршала Жукова, дом 6, стр. 2
Тел.: (495) 956-18-52, 956-15-04 Факс: (495) 234-38-84
www.triada-holding.ru E-mail: trhold@comail.ru

Эксклюзивный представитель в России и СНГ

Редакционная коллегия: Ю.М. Баженов, В.Г. Батраков, В.М. Бондаренко, Ю.С. Волков, В.В. Гранев, В.Г. Довжик, А.И. Звездов, К.В. Михайлов, Ю.П. Назаров, В.А. Рахманов, А.С. Семченков, Р.Л. Серых (главный редактор), А.Г. Тамразян, В.Р. Фаликман, Ю.Г. Хаютин, А.А. Шлыков (зам. главного редактора)

Подписано в печать 26.11.07. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0 Заказ №

Почтовый адрес редакции
125829, ГСП, Москва, Ленинградский проспект, 64, офис 309

E-mail: magbeton@rambler.ru

http://vlib.ustu.ru/beton

Тел. (495) 155-0345; 703-9762

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