

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

ЗВЕЗДОВ А.И., ТАМОВ М.Ч. Применение энергоэффективного
заполнителя в бетонах

ФИЛИКМАН В.Р., СОРОКИН Ю.В., КАЛАШНИКОВ О.О. Строительно-
технические свойства особовысокопрочных быстротвердеющих
бетонов

КУБАНЕЙШВИЛИ А.С., ПИРАДОВ А.Б., ЮРЯТИН А.М. Физико-
механические свойства бетона, твердеющего под давлением
в замкнутом пространстве

ИЗОТОВ Ю.Л., ИЗОТОВА Т.Ю. К вопросу о деформативности бетона

ЛУКУТЦОВА Н.П. О содержании естественных радионуклидов
в бетоне

АРМАТУРА

ТИХОНОВ И.Н., МЕШКОВ В.З., СУДАКОВ Г.Н. Эффективная
стержневая арматура для железобетонных конструкций

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

ТУРУКАЛОВ Б.Ф., ТАИНГ Б. К вопросу о расчете стержневых
железобетонных элементов с учетом полных диаграмм
деформирования материалов

ИВАНОВ А. Особенности расчета колонн многоэтажных монолитных
зданий с учетом продольного изгиба

ИНФОРМАЦИЯ

II-я Всероссийская конференция по бетону и железобетону

БЕТОНЫ

А.И.ЗВЕЗДОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); М.Ч.ТАМОВ, канд. техн. наук (ООО «Черкесский керамзитовый завод»)

Применение энергоэффективного заполнителя в бетонах

Получение высококачественного керамзитового гравия путем формирования малодефектной ячеистой структуры в процессе механической и термической обработки глины связано с более эффективным использованием её потенциальных возможностей на основе углубленного представления о механизме его производства.

Экспериментальные данные о влиянии минералогического состава, температурно-временных и других технологических факторов на физико-технические показатели керамзитового гравия [1-2] позволили произвести оптимизацию технологического процесса производства, включающую:

увеличение пластической прочности гранул за счет дополнительной гомогенизации;

повышение качества опудривания со снижением расхода опудривающего материала благодаря введению нового способа опудривания;

повышение эффективности утилизации выходящих горячих газов из печи путем их использования для обогрева бункера накопителя гранул и новой конструкции термоподготовителя;

разработку нового способа получения керамзитового гравия для его реализации [3-4], позволяющую в предварительной тепловой под-

Таблица 1

Строительно-технические свойства керамзитового гравия

Свойства	Фракция, мм		ГОСТ 9757
	5-10	10-20	
Средняя насыпная плотность, кг/м ³	350	250	350/250
Истинная плотность, г/см ³	2,35	2,34	—
Объем межзерновых пустот, %	37,2	39,7	—
Пористость зерен, %	73,1	82,3	—
Содержание расколотых зерен в гравии, не более, %	4,36	5,23	10
Коэффициент формы зерен, не более, %	1,67	1,8	2,5
Прочность в цилиндре, МПа	1,72	0,8	0,6-1,2
Влажность, %	9,2	9,2	22
Водопоглощение за 1 ч, %	18	22	25
Морозостойкость (потеря массы после 15 циклов попеременного замораживания и оттаивания):			
при опудривании пылью с электрофильтров цементных заводов	1,6		8
при опудривании пылью —	7,8		8

Составы и свойства теплоизоляции керамзитобетона

Наименование	Марка керамзита	
	15	25
Керамзитовый гравий фр. 10-20 мм:		
насыпная плотность, кг/м ³	245	250
прочность, МПа	1	1
Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг:		
керамзитовый гравий	295	295
цемент М400	100	100
вода	50	50
С=3, %	0,2	0,2
Плотность, кг/м ³ :		
бетонной смеси	445	445
высушенного бетона	398	398
Прочность керамзитобетона, МПа	2,4	2,4
Фактическая марка	25	25
Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии, Вт/м °С	0,089	0,089

Таблица 3

**Составы и физико-технические свойства
конструкционно-теплоизоляционного керамзитобетона**

Наименование	Марка керамзитобетона		
	50	75	100
Керамзитовый гравий фр. 10–20 мм:			
насыпная плотность, кг/м ³	300	300	350
прочность, МПа	1,35	1,35	1,75
Керамзитовый песок фр. 0–2,5 мм:			
насыпная плотность, кг/м ³	385	385	385
прочность, МПа	2,25	2,25	3,0
Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг:			
керамзитовый гравий	300	300	340
керамзитовый песок	150	150	170
цемент М400	200	220	250
вода	145	180	200
С-3, %	0,2	0,2	0,25
Плотность, кг/м ³ :			
бетонной смеси	790	850	955
высушенного бетона	695	725	810
Прочность керамзитобетона, МПа	5,7	8,0	11,2
Фактическая марка	50	75	100
Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии, Вт/м °С	0,115	0,133	0,142
Расчетный коэффициент теплопро- водности по условиям эксплуата- ции, Вт/м °С:			
А	0,13	0,15	0,16
В	0,15	0,17	0,18

Таблица 5

**Состав высокопрочного керамзитобетона
на плотном песке**

Наименование	Марка керамзитобетона
	500
Керамзитовый гравий фр. 2,5–10 мм:	
насыпная плотность, кг/м ³	485
прочность, МПа	31,5
Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг:	
керамзитовый гравий	425
МК	50
песок речной	145
цемент М400	510
вода	230
С-3, %	1
О.К., см	16
Плотность, кг/м ³ :	
бетонной смеси	1368
высушенного бетона	1180
В/Ц	0,45
Прочность керамзитобетона, МПа:	
1 сут. ест. тв. в н.у.	162
2 сут. ест. тв. в н.у.	213
7 сут. ест. тв. в н.у.	318
28 сут. ест. тв. в н.у.	393

**Состав и свойства конструкционного керамзита
на плотном и пористом песках**

Наименование	Марка керамзита	
	150	200
Керамзитовый гравий фр. 10–20 мм:		
насыпная плотность, кг/м ³	380	
прочность, МПа	18,7	
Керамзитовый песок фр. 0–2,5 мм:		
насыпная плотность, кг/м ³	460	
Прочность, МПа	23,2	
Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг:		
керамзитовый гравий	140	
керамзитовый песок	220	
песок речной	120	
цемент М400	296	
вода	180	
С-3, %	1,0	
О.К., см	11	
Плотность, кг/м ³ :		
бетонной смеси	1320	
высушенного бетона	1160	
В/Ц	0,61	
Прочность керамзитобетона, МПа:		
после ТВО	111	
7 сут. ест. тв. в н.у.	102	
28 сут. ест. тв. в н.у.	152	
Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии, Вт/м °С	0,285	
Расчетный коэффициент теплопро- водности по условиям эксплуата- ции, Вт/м °С:		
А	0,34	
В	0,38	

цовой гранулы, резком термическом ее вспучивании и последующим отжигом;

использование трехступенчатого охлаждающего оборудования на площадке новой конструкции.

Внедрением перечисленных технических решений достигнуто снижение расхода топлива до 60 кг у.т. и электроэнергии до 15 кВт/м³ керамзитового гравия, т.е. повышена энергоэффективность производства.

Основные строительно-технические свойства высокопрочного керамзитового гравия приведены в табл. 1.

Прочность керамзитового гравия повышается с увеличением его насыпной плотности (рис. 1).



Рис. 1. Зависимость прочности керамзитового гравия от его насыпной плотности ($Y = 0,4292 + 0,193X + 0,0278X^2$, $R = 0,97$)

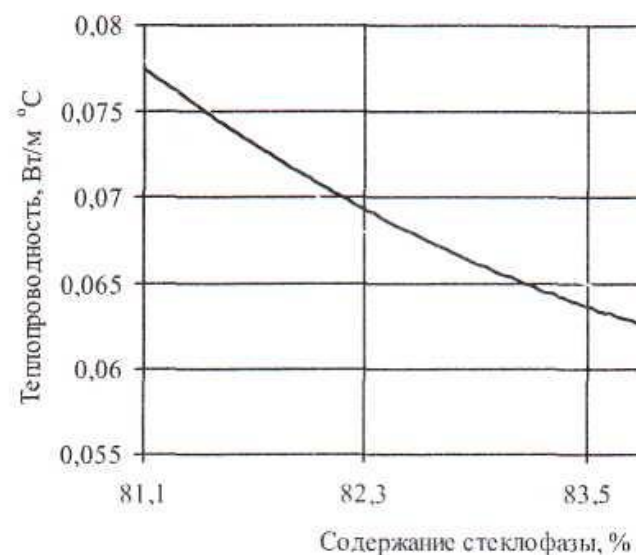


Рис. 2. Зависимость теплопроводности от содержания стеклофазы ($Y = 3,104 - 6,82 \cdot 10^{-2}X + 3,81 \cdot 10^{-4}X^2$; $R = 0,97$)

бор составов теплоизоляционных, конструктивно-теплоизоляционных и конструктивных бетонов, определены их основные физико-технические свойства (табл. 2-5).

Эффективный пористокерамический наполнитель Черкесского керамзитового завода используется в строительстве на юге России.

Микроскопическими исследованиями с увеличением в 10-70 раз изучена контактная зона скола конструкционного керамзитобетона М400 на границе цементно-песчаной матрицы и зерна керамзита. При этом установлено, что при оптимальном водоцементном отношении ($B/C=0,45$) и предварительно увлажненном наполнителе контактная зона достаточно плотная, без дефектов и микротрещин.

Библиографический список

1. Тамов М.Ч. Органические и минеральные наполнители в производстве пористых заполнителей и пористокерамических бетонов. Материалы научно-практической конференции молодых ученых и специалистов в области бетона и железобетона. Тезисы докладов. – М. – 1998. – С. 64-67.
2. Тамов М.Ч. Моделирование кинетики в пористой керамике// Строительные материалы. – М. – 2003. – С. 26.
3. Тамов М.Ч. Патент РФ на изобретение № 2003012218/А, «Способ получения керамзита в шахтающей печи». – Б.И. – 2003. – № 22.
4. Тамов М.Ч. Патент РФ на изобретение № 2003012219/А, «Способ получения керамзита». – Б.И. – 2003. – № 22.

В АНО «Секция «Строительство» Российской инженерной академии» можно приобрести книгу:

«Системные подходы к определению цен и управление стоимостью в строительстве». Справочное пособие с методиками и примерами расчетов. Авторы: академик РИА и МАИЭС, д.т.н., проф. Резниченко В.С. и инженер-экономист Ленинцев Н.Н.

В книге изложены:

- ♦ проблемы ценообразования в строительном комплексе Российской Федерации;
- ♦ организационно-экономические направления снижения стоимости строительства;
- ♦ зарубежный опыт ценообразования в строительстве;
- ♦ порядок разработки сметной документации в со-

♦ методики формирования смет с применением ресурсного, ресурсно-индексного и ресурсно-информационного методов;

♦ рекомендации по совершенствованию оценки стоимости материальных ресурсов;

♦ рекомендации по совершенствованию оценки стоимости эксплуатации строительных машин и механизмов;

♦ рекомендации по совершенствованию оценки оплаты труда рабочих;

♦ рекомендации по оценке затрат на содержание службы заказчика;

♦ программные комплексы по оценке стоимости строительства.

В.Р.ФИЛИКМАН, чл.-корр. РИА, Ю.В.Сорокин, канд. техн.наук, О.О.КАЛАШНИКОВ, инж. (НИИЖБ)

Строительно-технические свойства особовысокопрочных быстротвердеющих бетонов

Сформулированная в 80-90 гг. прошлого века концепция высококачественных бетонов (НРС) определила требования к бетонам, сочетающим оптимальные для конкретных условий эксплуатации показатели физико-механических свойств и долговечности, в том числе к бетонам с повышенными прочностными характеристиками (100 МПа и более), разработка которых стала одним из основных достижений строительного материаловедения на рубеже третьего тысячелетия [1, 2].

В рамках реализации этой концепции разработаны составы, технология изготовления и применения высокопрочных быстротвердеющих бетонов [3], предусматривающая использование композиционных вяжущих, получаемых по технологии «внутреннего помола» («intergrinding» — IG) и «внутреннего смешивания» («interblending» — IB) на основе алитовых высокоалюминатных портландцементов (содержание C_3S — 55-66%, C_3A — 12-15%, суммарное содержание C_3A+C_4AF — 15-20%). В качестве минеральных добавок в составе вяжущих использовались такие тонкодисперсные компоненты, как микрокремнезем и метакаолин. Полученные вяжущие характеризовались активностью 80-100 МПа и более при ранней (1-3 сут естественного твердения) прочности на уровне 50-70 МПа. Их применение в высокоподвижных бетонных смесях обеспечило получение тяжелых и мелкозернистых бетонов прочностью 70-140 МПа (в зависимости от состава) и с высокими темпами твердения.

Вместе с тем, применение высокоалюминатных цементов, повышенное содержание тонкодисперсных компонентов (включая цемент

могут не вызывать опасений относительно их физико-механических свойств, деформативности и долговечности.

Для практической оценки рисков, связанных с этими обстоятельствами, проведены исследования по изучению строительно-технических свойств особовысокопрочных быстротвердеющих бетонов, в том числе показателей их физико-механических свойств (призменной прочности, прочности на растяжение, начального модуля упругости) в сопоставлении с уровнем нормативных значений СНиП 2.03.01-84*. В качестве объектов исследований были выбраны бетоны с прочностью при сжатии не менее 50 МПа в возрасте 1 сут и не менее 80 МПа в возрасте 28 сут естественного твердения, приготовленные из бетонных смесей с подвижностью в пределах марок П4 — П5 по ГОСТ 7473-94. Так как принятое в мировой строительной практике понятие высококачественных бетонов обобщает весь комплекс строительно-технических свойств, включая долговечность, были также исследованы собственные деформации бетонов в условиях естественного твердения, характеристики их поровой структуры, морозостойкость и водонепроницаемость.

Эксперименты проводились в составах, принятых на основании ранее выполненных исследований, при различных видах и вариантах приготовления вяжущих, видах заполнителя, химических и тонкомолотых добавок, отражающих возможности технологии.

Методики проведения экспериментов соответствовали действующим стандартам, в том числе свойства бетонных смесей определяли

поглощение и показатели — по ГОСТ 12730.3-12740.4-78, водонепроницаемость — по ГОСТ 12730.5-84, маркировки вяжущих и цемента — по ГОСТ 310.1-76 ... ГОСТ 310.4-81 и ТУ 00369171-97 [4].

Условия приготовления композиционных вяжущих предусматривали механохимическую активацию компонентов, обеспечивающую снижение их водопотребности в связи с чем и в соответствии с живой практикой для приготовления вяжущих, получаемых по технологии «внутреннего помола» использовалась аббревиатура ВНВ (вяжущее низкой водопотребности) [5] с указанием процента содержания клинкерного компонента, например, ВНВ-80, ВНВ-90 и т.д. а для обозначения вяжущих, получаемых по технологии «внутреннего смешивания», — аббревиатура ККВ (комплексные композиционные вяжущие).

Приготовление ККВ предусматривалось в тщательном механическом перемешивании (без предварительного измельчения активированного) клинкерного цемента с тонкодисперсной добавкой — микрокремнеземом. Для ВНВ -композиционных вяжущих «внутреннего помола» — предусматривалась комплексная механохимическая активация клинкерного цемента и микрокремнезема. Наряду с составами композиционных вяжущих исследовались составы бетона на основе портландцемента марки 600 и микрокремнеземом, чистоклинкерном механохимически активированном вяжущем (ВНВ) и микрокремнеземом для компенсации увеличения потребности смеси на вяжущее.

Составы бетонов для определения физико-механических свойств

№№ составов	Условия приготовления вяжущих	Вид вяжущего	Состав бетонной смеси, кг/м ³						Вид добавки
			Вяжущее	Микрокремнезем	Маршаллит	Песок	Щебень	Вода	
1	IG	ВНВ-100	621	—	—	680	1026	152	
2	IB	ККВ-90	581 + 57	—	—	640	960	150	
3	IB	ККВ-90	584 + 59	—	—	643	965	147	
4	IG	ВНВ-90 ¹	460 + 46	—	—	649	1309	144	
5	IG	ВНВ-90 ²	538 + 54	—	—	549	1279	152	
6	IB	ПЦ-600	570 + 58	—	—	628	942	173	
7	IB	ПЦ-600	449 + 135	—	193	1273 ³	—	219	
8	IB	ПЦ-600	456 + 139	—	196	1293 ³	—	172	
9	IG	ВНВ-100	518	—	—	1554	—	168	
10	IB	ККВ-80	456 + 137	—	96	1292 ³	—	179	

Примечания: 1 — вяжущее «внутреннего помола» (IG) с ускоренным структурообразованием; 2 — то же, с замедленным структурообразованием; 3 — песок крупный двухфракционный (30% фр. 0,315-1,25 мм, 70% фр. 2,5-5 мм)

нах с использованием в качестве заполнителя кварцевого песка с $M_k=2,63$, крупного двухфракционного песка и гранитного щебня фракции 5-10 мм.

Проведенные испытания показали (табл. 1), что практически все разработанные составы бетонов удовлетворяют поставленным требованиям по прочности и темпам твердения. Для тяжелых бетонов на композиционных вяжущих (составы 1, 2, 3 и 4) значения прочности в возрасте 1 сут нормального твердения во всех случаях существенно превысили 50 МПа и составили 74-82,5 МПа, в возрасте 28 сут — 103-125,3 МПа. Для бетона на портландцементе марки 600 состав 6 в возрасте 1 сут обеспечил прочность на уровне 50,8 МПа, в возрасте 28 сут — 104 МПа. Заданному значению ранней прочности несколько уступает прочность бетона состава 5 на вяжущем «внутреннего помола» с замедленным структурообразованием, необходимым при растянутых сроках

ла». Действительно, для них характерна наибольшая плотность бетонных смесей, несмотря на близкую с остальными составами водопотребность, что может быть связано с более полным внедрением высокодисперсных частиц микрокремнезема в поверхностные поры и дефекты клинкерных зерен в процессе совместной механохимической активации. При этом прочность на уровне 77-90 МПа в возрасте 1-3 сут и 108-114 МПа в возрасте 7-28 сут обеспечивается при расходе вяжущего «внутреннего помола» (состав 4) около 500 кг/м³, считая суммарный расход клинкерного цемента и микрокремнезема, тогда как расход вяжущего в других составах с со-

поставимыми параметрами прочности достигает 600 кг/м³. Кроме того, требуется введение суперпластификатора при затворении (составы 7 и 8). Для мелкозернистых бетонов в исходном портовом состоянии (составы 7 и 8, «внутреннее») характерны невысокие значения прочности, которая достигается значениями 50 МПа при использовании состава 2 и в возрасте 28 сут. Введение добавки микрокремнезема связано с повышением прочности бетонных смесей с повышенным содержанием микрокремнезема.

Свойства бетонных смесей, темпы твердения и прочность

Состав бетона по табл. 1	ОК, см	Плотность бетонной смеси, кг/м ³	Воздуховлечение, %	Прочность при сжатии, МПа	
				1	2

дисперсного компонента, включая вяжущее и молотый кварцевый песок — маршаллит. Значения 28-суточной прочности превышают 90 МПа, а при использовании добавки Полиэл-2 практически достигают 100 МПа.

Для мелкозернистого бетона на композиционном вяжущем «внутреннего смешивания» (состав 10) при близком расходе материалов и характеристиках бетонной смеси в возрасте 1 и 28 сут обеспечивается прочность 59,5 и 103 МПа, соответственно. Заданное значение ранней прочности достигается и для бетона на чистоклинкерном механоактивированном вяжущем (состав 9), однако в этом случае 28-суточная прочность не превышает 75,5 МПа, что может быть связано с пониженным, по сравнению с другими мелкозернистыми бетонами, расходом вяжущего и отсутствием добавок микрокремнезема и суперпластификатора.

Таким образом, совокупность приведенных в табл. 1 данных свидетельствует о многообразии подходов к получению особовысокопрочных быстротвердеющих бетонов. В общем виде можно сделать вывод об определенных преимуществах, при прочих равных условиях, механоактивированных композиционных вяжущих «внутреннего помола» по отношению к композиционным вяжущим «внутреннего смешивания», а их, в свою очередь, по отношению к традиционным неактивированным цементам, даже при использовании последних в сочетании с микрокремнеземом в виде вяжущих «внутреннего смешивания».

Так как прочность большинства приведенных составов удовлетворяет заданным требованиям, были проведены испытания по определению комплекса физико-механических свойств всех бетонов и их сопоставление с нормативными показателями.

Данные, представленные на

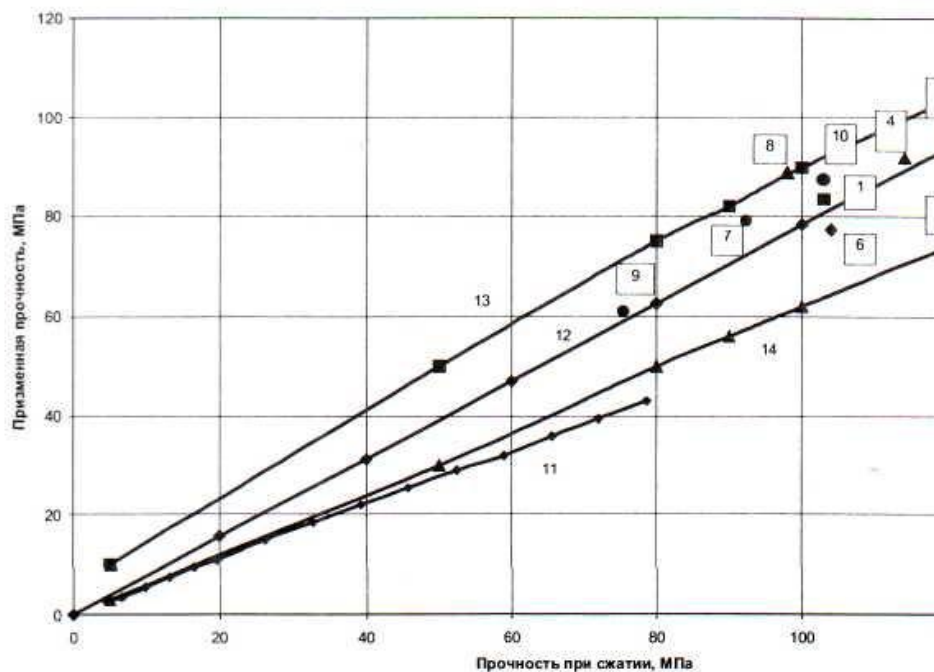


Рис.1. Нормативные и фактические значения призмной прочности от прочности при сжатии (кубиковой)

1–10 — экспериментальные значения; 11 — нормативные значения по СНиП 2.03.01-84*; 12 — обобщенная зависимость [7]; 13, 14 — верхняя и нижняя границы опытных данных [7].

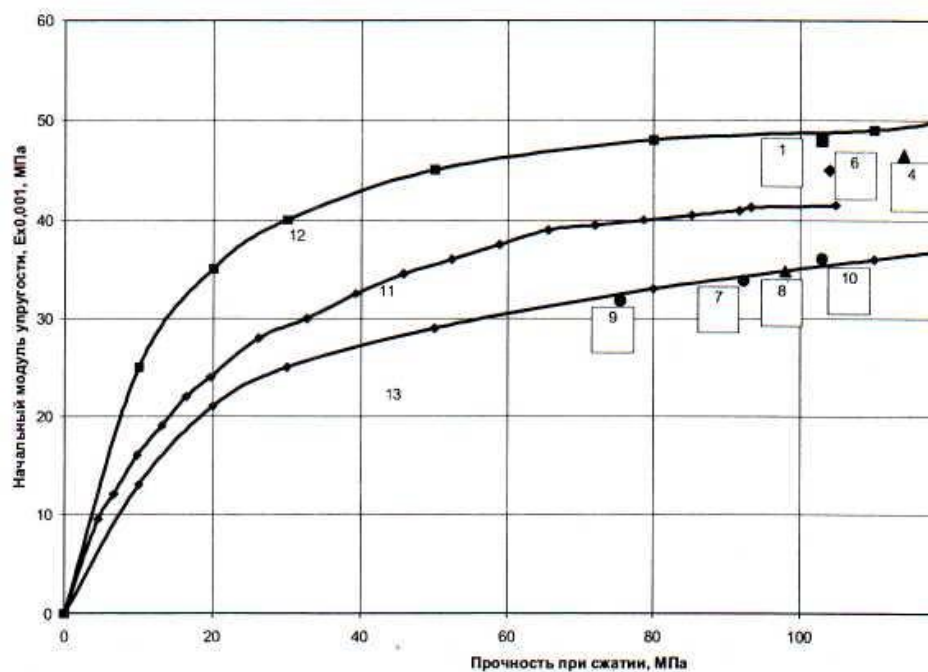
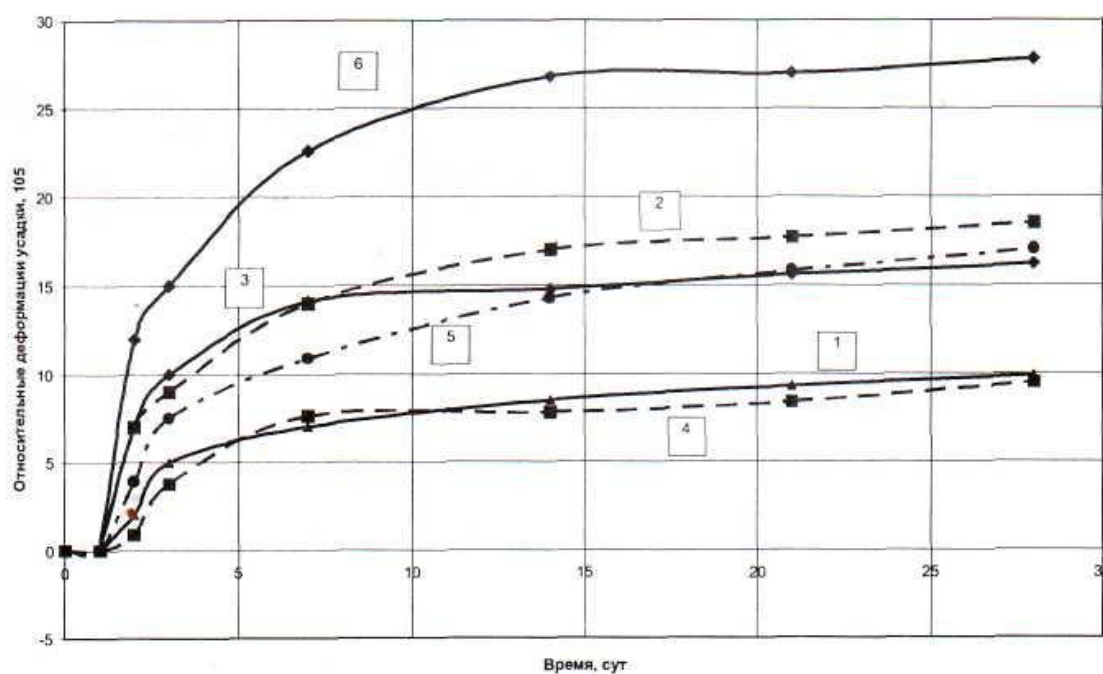


Рис.2. Начальный модуль упругости особовысокопрочных бетонов

1–10 — экспериментальные значения; 11 — нормативные значения для бетонов (СНиП 2.03.01-84*); 12, 13 — верхняя и нижняя граница разброса данных [7]

а



б

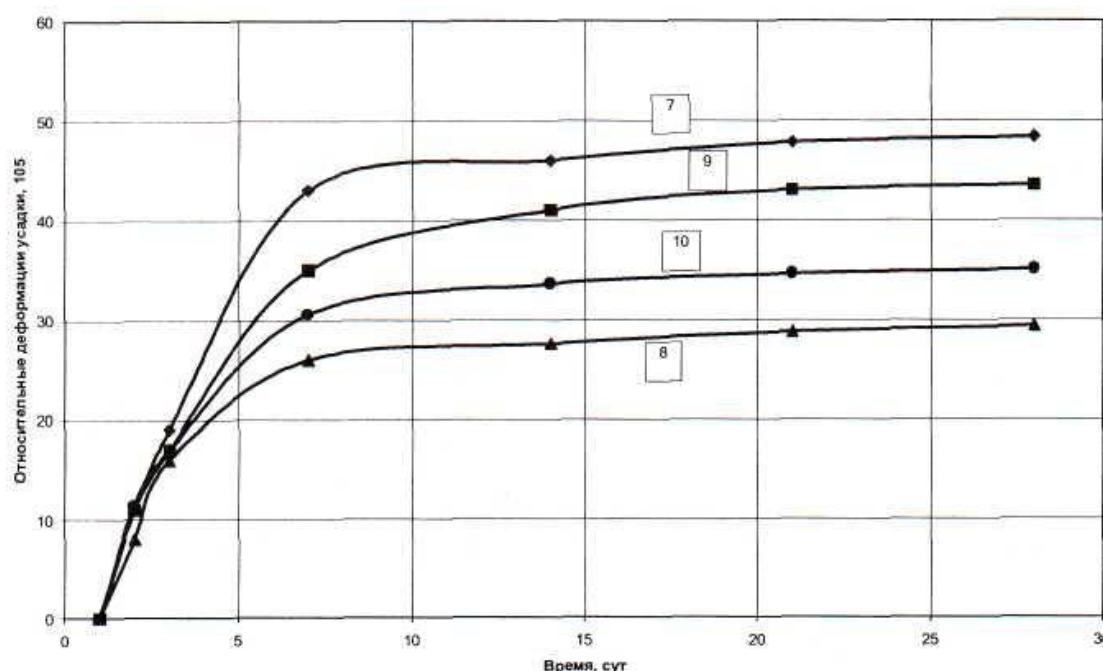


Рис.5. Относительные деформации усадки тяжелых (а) и мелкозернистых (б) особовысокопрочных бетонов

1–10 — номера составов по табл.1-3

не 100-120 МПа. Показатели физико-механических свойств особовысокопрочных быстротвердеющих бетонов соответствуют уровню нормативных значений для соответствующих классов по прочности, что дает возможность осуществлять проектирование конструкций на их основе с использованием традиционного расчетного аппарата, приме-

строительных конструкций и строительства сооружений, подвергающихся в процессе эксплуатации не только интенсивным механическим нагрузкам, но и агрессивным химическим и климатическим воздействиям.

С точки зрения обеспечения физико-механических и строительно-технических свойств бетонов при

емые по технологии «внутреннего помола». Анализ выполнения расчета среднего энергопотребления на обжиг 1 т клинкера, равного 3000 МДж, и среднего расхода топлива на помол 1 т вяжущих, равного 100 МДж. При этом, в соответствии с составом и способом приготовления вяжущих, а также с учетом расхода, меняется энергоемкость цементной составляющей бетона. Действительно, удельная энергоемкость (на уровне 3000 МДж) характеризуется вяжущем «внутреннего помола». Для этого же состава бетона, наибольший показатель прочности (0,225 МПа/кВт) обусловлен, в первую очередь, результатом — энергоемкостью вяжущего. Удельная прочность (1,34x10⁴ МДж/(МПа/кг)) характеризующему вяжущим внутренне помолу дают существенными отличиями как по отношению к бетонам на чистом ВНВ-100 и портландцементе.

Близкими показателями энергоемкости (на уровне 3000 МДж) характеризуются мелкозернистые бетоны, что обусловлено высокой дозировкой микрокремниста, причем эти бетоны обладают преимуществами по отношению к бетонам на чистом клинкерном цементе. С учетом наибольшей прочности наилучшим решением по отношению к прочим показателям отличия является на механически активированном вяжущем ККВ-80.

Библиографический

1. Boyle, M.J. Concrete for granite cladding attains high performance consideration as exceptional materials and products // International Symposium on Performance Concrete, September 2000, Orlando, Florida, USA, p. 331-339.
2. Shah S.P., Murphy W. High Performance Concrete Permeability, and Shrinkage // p. 331-339.
3. Калашников О.О., Сидоров В.В. Бетон с

Показатели морозостойкости, водонепроницаемости и характеристик поровой структуры особовысокопрочных бетонов (Т – тяжелые, М – мелкозернистые)

Условия приготовления вяжущих	Вид вяжущего	Вид бетона	Вид и дозировка добавки	В/Вяз	Прочность при сжатии, МПа	Показатели морозостойкости			Водонепроницаемость, марка	Показатели	
						Число циклов ПЗО	Коэффициент морозостойкости, $K_{мрз}$	Марка по морозостойкости		Водопоглощение $W_{т}$, %	Водопоглощение $W_{об}$, %
	ВНВ-100	Т	-	0,245	103,0	600	0,98	>F 600	> W20	1,56	3,78
	ККВ-90	Т	-	0,235	121,3	600	1,02	>F 600	> W20	1,16	2,69
	ККВ-90	Т	С-3 0,4%	0,23	125,3	600	1,02	>F 600	> W20	1,42	3,31
	ВНВ-90 ¹	Т	-	0,285	114,0	600	1,18	>F 600	> W20	1,12	2,65
	ВНВ-90 ²	Т	-	0,26	119,6	600	1,14	>F 600	> W20	0,95	2,27
	ПЦ-600	Т	С-3 1%	0,28	104,0	600	1,10	>F 600	> W20	0,97	2,22
	ПЦ-600	М	С-3 1,5%	0,38	92,3	600	1,06	>F 600	> W20	2,2	4,65
	ПЦ-600	М	Полизл-2 1,0%	0,29	98,0	600	1,03	>F 600	> W20	1,6	3,43
	ВНВ-100	М	-	0,32	75,5	600	1,09	>F 600	> W20	1,48	3,17
	ККВ-80	М	С-3 0,9%	0,30	103,0	600	1,11	>F 600	> W20	1,39	3,0

Примечания: 1 — вяжущее «внутреннего помола» (IG) с ускоренным структурообразованием; 2 — то же, с замедленным структурообразованием; 3 — песок крупный двухфракционный (30% фр. 0,315-1,25 мм, 70% фр. 2,5-5 мм)

низкой водопотребности. Технические условия.

5. Патент России № 2096364. Гидравлический цемент, Н.Ф.Башлыков, В.Р.Фаликман, В.Н.Сердюк и др., 1996, опублик. Бюл. № 32, 1997.

6. Вайнер А.Я., Башлыков Н.Ф., Фаликман В.Р., Сорокин Ю.В. и др. Высо-

коэффективные поликарбоксилатные суперпластификаторы на основе бинарных сополимеров оксизетилированного аллилового спирта и малеиновой кислоты // Бетон на рубеже третьего тысячелетия. Материалы 1-й Всерос. конф. по проблемам бетона и железобетона. М., 2001. Кн.3, с. 1272-1281.

7. Берг О.Я., Щербаков Г.Н. Высокопрочный бетон. М.: Стройиздат, 1971, 208 с.

8. Шейкин А.Е., Бруссер М.И. Структурные бетоны. М.: Стройиздат, 1971, 343 с.

Бетон и железобетон в XXI веке

Подготовлена НИИЖБом и вышла из печати монография, посвященная современному состоянию и перспективам развития железобетона в строительстве.

Железобетон, 150-летие со дня изобретения которого отмечалось совсем недавно, стал в настоящее время строительным материалом номер один. По оценкам, в мире ежегодно применяется свыше 3 млрд. м³ бетона и железобетона.

В монографии, состоящей из 7 глав, на основе обобщения отечественного и зарубежного опыта отражены вопросы, связанные с изучением свойств бетонов на плот-

ней, показаны проблемы повышения долговечности железобетона и др. Приведены примеры новых конструкций железобетонных сооружений отечественной строительной практики. Каждая глава завершается оценкой перспектив развития того или иного направления.

В подготовке монографии общим руководством приняли участие все подразделения и все сотрудники института.

В редколлегию по подготовке монографии возглавляемую директором НИИЖБ А.И.Звездиным

А.С.КУБАНЕЙШВИЛИ, А.Б.ПИРАДОВ, доктора техн.наук, профессора,
А.М.ЮРЯТИН, канд.техн.наук (Грузинский НИИ энергетики и энергетических сооруже

Физико-механические свойства бетона, твердеющего под давлением в замкнутом пространстве

В практике строительства встречаются сооружения, где необходимо создать емкости высокого давления. Это резервуары различного назначения, напорные водоводы, защитные оболочки атомных станций и др. Такие конструкции могут быть решены в трехслойном варианте, где между внутренним и наружным слоями в замкнутое пространство под давлением нагнетается цементный раствор, создаю-

ющих и деформативных свойств твердеющего бетона среднего слоя в замкнутом пространстве при различных уровнях нагнетаемого давления и жесткостях обоймы. Жесткости варьировались с помощью пластмассовых, металлических и железобетонных цилиндров, характеристики которых приведены в табл. 1.

Образцы изготовлялись путем засыпки в полость цилиндра обой-

мы щебня фракций 10...20 мм и последующим заполнением цементным раствором.

На бетон, изготовленный в пластмассовых и железобетонных обоймах, давление передается с помощью пружинных устройств, загрузка которых осуществляется гидравлическим домкратом. Процесс контролировалось манометром насосной станции. При малой жесткости обоймы нагнетание проводилось под давлением гидравлическим насосом.

Непосредственно нагнетание в бетонное кольцо усилие от насосной станции, предварительно испытанные в таких же пластмассовых обоймах (трубах), в которых были изготовлены образцы-цилиндры.

Для обеспечения максимальной герметичности

Таблица 1

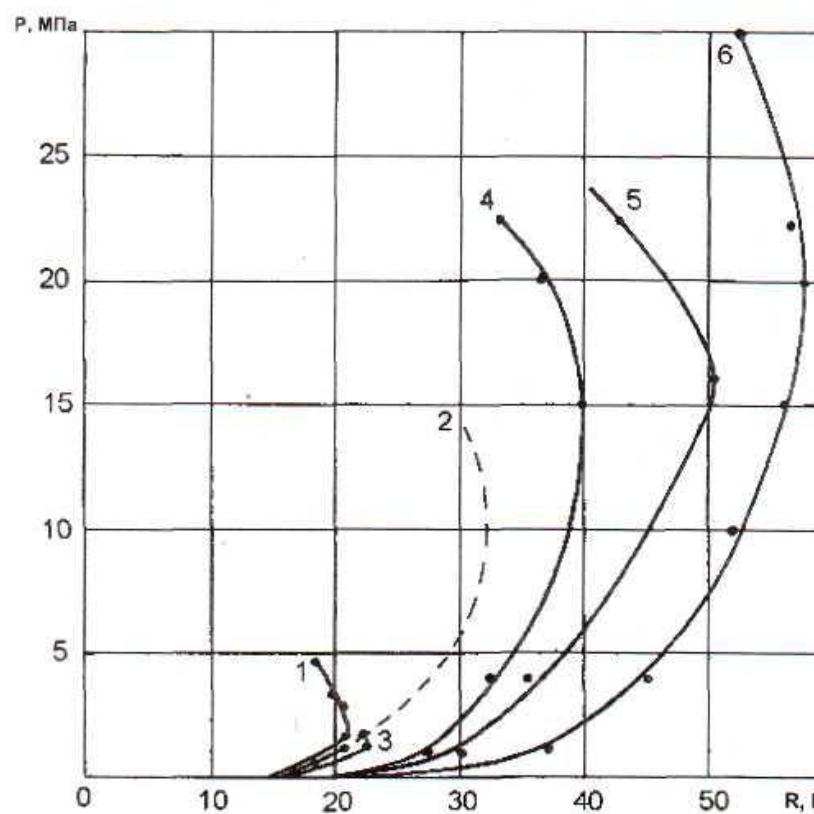
Материал	Размер, мм			Модуль упругости, МПа
	толщина	внутренний диаметр	высота	
Пластмасса	3,0	100	400	3700
Металл	3,0	150	450	20950
Железобетон*	20,0	100	400	12400

Примечание: * арматура $\varnothing 4$ мм, шаг навивки 20 мм

щий предварительное обжатие внутренней части емкости.

Подобная комбинированная конструкция была разработана в Грузинском НИИЭиЭС и реализована при строительстве Ингурской ГЭС (Грузия) на участке напорного туннеля, а также в дальнейшем в процессе ремонтных работ. Эта конструкция состоит из внешнего монолитного бетона и внутреннего железоторкретного кольца. В зазор между ними нагнетается раствор на расширяющемся алуниевом цементе, при твердении которого происходит предварительное обжатие железоторкретного кольца [1].

В таких конструкциях особенно важным является качество бетона среднего слоя, так как от правиль-



бетонных обоймах при передаче усилия на испытуемый бетон к обоим торцам обоймы изнутри приклеивались отрезки пластмассовых труб длиной 25 мм, вырезанных из тех же труб, в которых готовились пуансоны.

Образцы, изготовленные в пластмассовых и металлических обоймах, в возрасте не менее 28 сут освобождались от обойм и испытывались на гидравлическом прессе. Образцы же, изготовленные в железобетонных обоймах, испытывались вместе с обоймой, но нагрузка на образец передавалась через пуансоны.

Результаты испытания в виде графика представлены на рис. 1. Там же приведены данные, полученные в [2].

Как видно из графика, с увеличением давления наблюдается рост прочности бетона, но до определенного предела, после чего прочность понижается. По максимальным значениям полученных прочностей и соответствующих им давлениям с учетом жесткостей обойм построен график, приведенный на рис. 2. Приняв эту зависимость в виде экспоненты, получили формулу для определения предельного эффективного давления для конкретной обоймы

$$P = 20(1 - e^{-0,65EI}),$$

где P - давление, МПа; E - модуль упругости материала обоймы, МПа; I - момент инерции сечения обоймы, m^4 .

Ползучесть и усадку изучаемого бетона определяли на образцах в железобетонной обойме. Давление, передаваемое на бетон, составляло от 1,64 до 4,59 МПа. Деформации замерялись на базе 200 мм в средней части образца с двух противоположных сторон компаратором, снабженным индикатором часового типа с ценой деления 0,01 мм. Компараторы устанавливались между шариками, завальцованными на концах стержней, которые крепились к шпилькам.

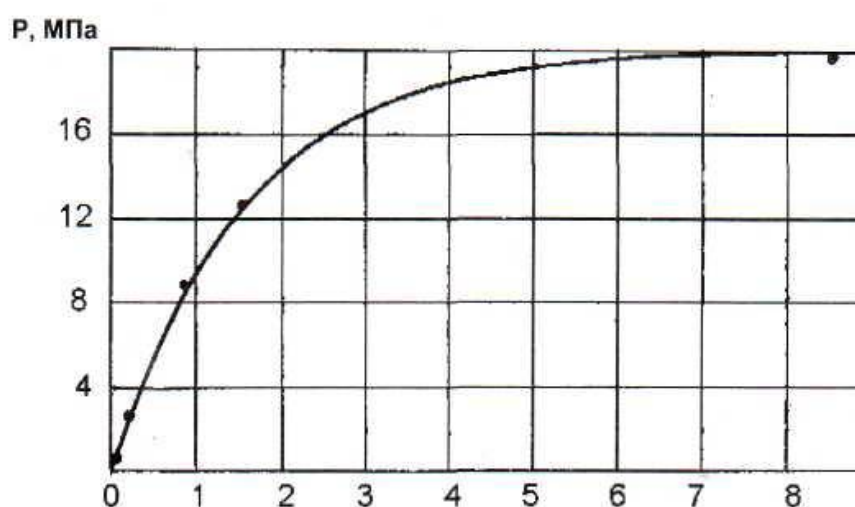
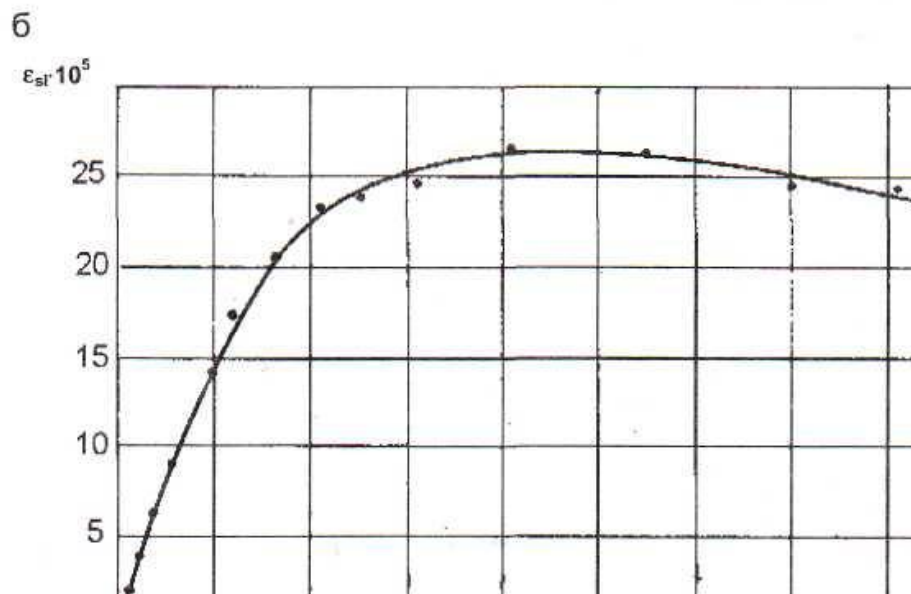
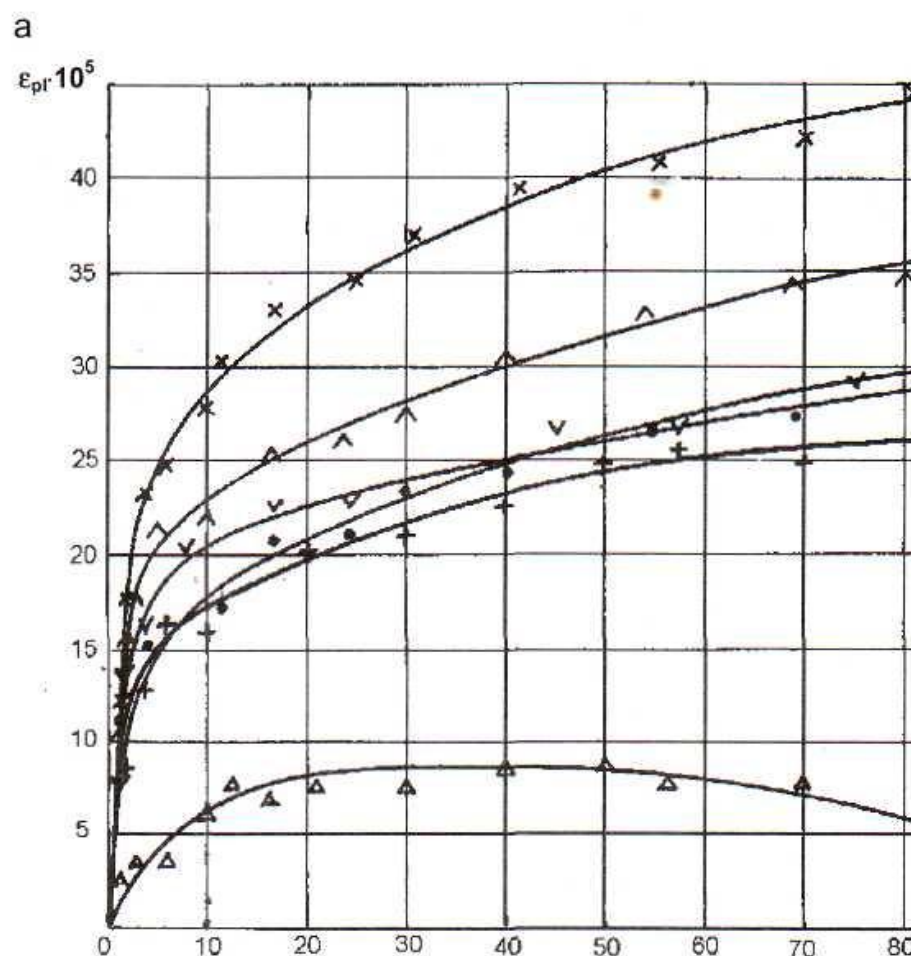


Рис. 2. Зависимость максимальной прочности бетона от жесткости



№ образцов	Обжатие $\sigma_{обж}$, МПа	Упругая разгрузка, $\epsilon_{ур} \cdot 10^5$	Сдвигка гаек $\sigma_{г}$, МПа	$E_{г'}$, МПа	$\epsilon_{ур} \cdot E_{г'}$, МПа	$\sigma_{обж} - \sigma_{г'}$, МПа	$\sigma_{обж} - \epsilon_{ур} \cdot E_{г'}$, МПа	По
								средние значения, МПа
1	4,586	23	3,934	17200	3,956	0,654	0,630	0,642
2	3,277	17,7	3,082	18000	3,186	0,195	0,097	0,146
3	2,621	10,3	2,229	24000	2,459	0,392	0,162	0,277
4	2,621	10,5	2,496	24000	2,486	0,196	0,125	0,036
5	1,966	9,1	1,638	20600	1,872	0,328	0,094	0,211
6	1,638	7,0	1,311	22500	1,575	0,327	0,065	0,196

величины давления на поверхности обоймы фиксировались трещины различного раскрытия.

Аналогично, но без приложения внешней нагрузки, было изготовлено два образца для определения температурно-усадочных деформаций. Деформации ползучести определяли путем вычитания из полных деформаций температурно-усадочных, зафиксированных на незагруженных образцах. Полученные таким образом результаты отражены на рис.3.

Потери предварительного напряжения в бетоне определяли как по показанию манометра насосной станции при разгрузке образцов в момент ослабления фиксирующих

гаек пружинной установки, так и замером деформаций упругой разгрузки бетона. Разность напряжений при загрузке и разгрузке позволила судить о величине потерь.

Свежеуложенный нагруженный бетон уже через 30 мин имел прочность. Это видно из того, что разность деформаций, измеренных после 30-минутной выдержки и через 24 ч, по перемещениям пуансонов и на базе 200 мм почти совпадает. То, что бетоны при прессовании обладают "мгновенной" прочностью и эффективная величина прессования находится в пределах 1...5 МПа, известно из [2 и др.], что еще раз было подтверждено нашими опытами.

Полученные результаты в явлению потерь предварительного напряжения приведены в табл.3.

Как видно из табл.3, потери предварительного напряжения превышают 15% первоначального усилия, поэтому эта величина может быть рекомендована для проектирования.

Библиографический список

1. Мостков В.М., Орлов В.П., Панов П.Д. и др. Подземные сооружения. М.: Высшая школа, 1971.
2. Элбакидзе М.Г., Енуков В.И. Прессование и вибропрессование бетона. Методика проведения испытания, растворов и бетона. М.: ТНИСГЭИ им. А.Винтера, 1971.

Новая книга о гидроизоляции сооружений

Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Ляпидевская О.Б. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте. Учебн. пособие. – Изд-во «Русская торговая марка», 2003. – 398 с., 110 ил.

Настоящая книга является единственным в данной области учебным пособием, в котором вопросы гидроизоляции рассматриваются как комплексная проблема защиты подземных и заглубленных зданий и сооружений. Впервые осуществлен системный подход к гидроизоляции, основанный на решении задач по созданию гидроизоляционной мембраны, теплоизоляции, дренажа, вентиляции сооружений.

В книге изложены основы проектирования и создания системы гидроизоляционной защиты сооружений при их строительстве и ремонте, приводятся методики

решения различных технологических задач по гидроизоляции зданий и сооружений.

Уникальность книги состоит в том, что она основана на многолетних научных исследованиях сотрудников «Триады-Холдинг» и богатейшей информации фирм в области строительства и ремонта подземных сооружений (более 1000!). Таким образом, настоящее издание представляет собой законченный фундаментальный труд, в котором соединены теоретические основы защиты сооружений от воды и влаги с их практическим решением.

Представляемая книга (под редакцией докторов технических наук, профессора кафедры «Строительство подземных сооружений и шахт» Московского государственного горного университета (МГГУ), генерального директора ЗАО «Триада-Холдинг» А.А.Шилина)

К вопросу о деформативности бетона

Бетон представляет собой упруго-пластичный материал. При одноразовом нагружении бетонного образца кратковременной нагрузкой в нем, помимо упругих, развиваются также пластические деформации.

$$\varepsilon_B = \varepsilon_c + \varepsilon_{p1} \quad (1)$$

По проведенным исследованиям (см. таблицу) построены графики зависимости "уровень напряжений в бетоне (η) – деформации (ε_B) – коэффициент упругости (ν)".

$\eta = \frac{\sigma_b}{R_{bn}}$	$\varepsilon_B \cdot 10^{-4}$	$E_B \text{ МПа,}$ $1 \cdot 10^2$	ν	λ
0,384	6,3	158	0,607	0,393
0,585	12	127	0,488	0,512
0,77	20	100	0,385	0,615

Бетон тяжелый, $R_{bn} = 26 \text{ МПа}$, В20, $E_B = 2,6 \cdot 10^4 \text{ МПа}$. Результаты опытов показывают, что ν и λ зависят не только от уровня напряжения в бетоне, но также и от его класса по прочности на сжатие.

В СНиП 2.03.01-84 приводятся значения коэффициента полноты эпюры напряжений сжатой зоны поперечного сечения изгибаемого элемента при расчетных напряжениях в зависимости от класса прочности на сжатие (ω), значение модуля упругости бетона (E_B) при $\eta = 0,3$, а значение коэффициента упругости бетона (ν) приводится независимо от его класса по прочности при действии нормативных нагрузок, т.е. при напряжениях меньше расчетных.

В практике проектирования и эксплуатации железобетонных конструкций имеют место случаи, когда действующие нагрузки меньше или больше нормативных, и перечисленные выше характеристики не могут быть использованы.

В теории бетона и железобетона отмечается, что эпюра сжимающих напряжений для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов – криволинейная, однако математическая зависимость криволинейной эпюры для каждого класса бетона от уровня его напряжения отсутствует. Это также можно отметить и по характеристикам ν и E_B . В настоящей статье приводятся результаты экспериментально-теоретических исследований,

в бетоне и, в частности

$$\varepsilon_B = 3,1 \cdot 10^{-3} (\eta - 0,04)^{1,50}$$

$$\nu = 0,335 (\eta - 0,04)^{-0,55}$$

$$\lambda = 1 - \nu = 1 - 0,335 (\eta - 0,04)^{-0,55}$$

и значение модуля упругопластичности

$$E_B^1 = E_B \nu$$

Выше отмечалось, что в бетоне, как упругопластичном, имеет место нелинейность между деформациями и уровнем напряжения, т.е.

$$\varepsilon_B = k_1 \eta^n,$$

тогда как упругие деформации бетона имеют линейную зависимость, т.е.

$$\varepsilon_1 = k_2 \eta$$

Коэффициент упругости бетона предположительно в отношении упругих деформаций к полному деформации бетона

$$\nu = \frac{a_c}{a_b} = \frac{K_2}{K_1} \eta^{1-1,55} = 0,335 \cdot 10^3 \eta^{-0,55}$$

При известной зависимости (2) значение ν по (8), имеет вид

$$\nu = \frac{1}{3 \cdot 10^{-3}} \eta^{1-1,55} = 0,335 \cdot 10^3 \eta^{-0,55}$$

т.е. имеем результат, полученный на основе математической обработки опытных данных, что дает достоверность исследования.

При криволинейной эпюре сжимающих напряжений равнодействующая записывается следующим образом

$$N_b = \omega R_b b x_{кр}$$

Используя интегральное исчисление

Отношение $\frac{n}{1+n}$ является коэффициентом полноты площадки, ограниченной кривой и осью координат, но и $\omega = \frac{n}{1+n}$ (10)

$$\text{Тогда } n = \frac{\omega}{1-\omega} \quad (11)$$

Выражая степень функций (2) и (3) через ω , можно записать

$$\varepsilon_B = 3,1 \cdot 10^{-3} (\eta - 0,04)^{\frac{\omega}{1-\omega}} \quad (12)$$

$$\nu = 0,335 (\eta - 0,04)^{\frac{1-2\omega}{1-\omega}} \quad (13)$$

$$\lambda = 1 - \nu = 1 - 0,335 (\eta - 0,04)^{\frac{1-2\omega}{1-\omega}} \quad (14)$$

$$\text{и } E_B^1 = E_B \nu \quad (15)$$

По результатам проведенных кафедрой железобетонных конструкций ДИСИ исследований получены зависимости, определяющие изменения относительных деформаций и коэффициент упругости высокопрочного бетона В70

$$\varepsilon_B = 1,83 \eta^{1,0885} \quad (16)$$

$$\nu = 0,818^{-0,0885} \quad (17)$$

$$\lambda = 1 - \nu = 1 - \eta^{0,0885} \quad (18)$$

Выражая степень кривых через коэффициент полноты эпюры сжатой зоны поперечного сечения элемента для этого бетона, соответственно имеем

$$\varepsilon_B = 1,83 \eta^{\frac{\omega}{1-\omega}} \quad (19)$$

$$\nu = 0,818 \eta^{\frac{1-2\omega}{1-\omega}} \quad (20)$$

В проведенных исследованиях воздействие нагрузки было кратковременное, т.е. при загрузении опытных образцов происходили деформации быстронатекающей ползучести.

В формулах (12, 13) и (19, 20) находятся множители, которые подходят соответственно для бетонов В20 и В70. Для бетонов любого класса прочности на сжатие значение ε_B и ν предлагается вычислять по формулам

В опытах, проведенных на бетонных образцах с использованием высокопрочного цемента в (21) составил $K_1 = 0,6 + 0,0175B$

$$K_1 = \frac{1}{K_4} = \frac{1}{0,6 + 0,0175B}$$

По результатам проведенных исследований отметить, что при определении параметров следует также определять его деформативную кривую, позволяющую учитывать ее при расчете железобетонных конструкций по деформациям.

Коэффициент полноты эпюры сжатых напряжений после прохождения кратковременной нагрузки для бетона любого класса по прочности предлагается определять зависимостью

$$\omega_{sh} = 0,6428 - 0,00174B$$

В практике проектирования зачастую не знают напряженно-деформированное состояние бетона при $\eta = 0,77$. В этой связи значение ω_{sh} предлагается определять в зависимости от η по формуле

$$\omega_{sh} = 0,45 + 0,0006B + \eta (0,25 - 0,003B)$$

При расчете железобетонных элементов по жесткости, т.е. при действии на элемент мативной нагрузки, значение коэффициента ω_{sh} принимать по зависимости

$$\eta = 0,77 \frac{q_n + p_B}{q + p}$$

В СНиП 2.03.01-84 значение ω дается для различных напряжений в бетоне с учетом длительности действия нагрузки (коэф. $\varphi_{B2} = 2$, табл. 34).

При определении характеристик по (21) в знаменателе (22) следует подставить значение η (табл.34), а значение ω принимать согласно (27).

При $K = 0,8$

$$\omega_1 = 0,483 + (0,408 - 0,00572B) \eta$$

При $K = 0,85$

$$\omega_1 = 0,483 + (0,465 - 0,0053B) \eta$$

Значение модуля упругости бетона в СНиП 2.03.01-84 дается для всех классов бетона на сжатие. Выполненные по (20) вычисления по

Н.П. ЛУКУТЦОВА, канд. техн. наук (Брянская государственная инженерно-техническая академия)

О содержании естественных радионуклидов в бетоне

Эффективная удельная активность природных радионуклидов ($A_{эфф}$) в бетоне в соответствии с ГОСТ 30108-94 определяется как суммарная удельная активность естественных радионуклидов (ЕРН) по формуле [1]:

$$A_{эфф} = A_{Ra} + 1,31 \cdot A_{Th} + 0,085 \cdot A_K,$$

где A_{Ra} и A_{Th} – удельные активности ^{226}Ra и ^{232}Th , находящиеся в равновесии с остальными членами уранового и ториевого рядов, Бк/кг; A_K – удельная активность ^{40}K , Бк/кг.

Оценка и анализ естественных радионуклидов в компонентах и бетонах предприятий Брянска показали, что ЕРН варьируют в них в существенных пределах: от 17 до 447 Бк/кг при среднем значении 75 Бк/кг [2,3].

Учитывая, что в настоящее время в строительстве применяются различные виды бетона, а процесс создания новых интенсивно продолжается, выявление основных технологических факторов, определяющих и регулирующих радионуклидный состав бетона, является важной задачей по снижению дозы облучения человека.

Установлено, что эффективная удельная активность бетонов подчиняется правилу аддитивности, и при известных значениях $A_{эфф}$ отдельных компонентов и их содержании в бетоне может быть рассчитана по формуле [3, 4]:

$$A_{эфф} = \sum_{i=1}^n A_{эффi} \cdot q_i =$$

где $A_{эфф1}$, $A_{эфф2}$, $A_{эффn}$ – эффективные удельные активности компонентов бетона, Бк/кг; q_1 , q_2 , q_n – массовые доли компонентов в бетоне, отн. единицы.

Сопоставление расчетных и экспериментальных значений удельных и эффективных удельных активностей ЕРН в тяжелом бетоне показало, что максимальное отклонение от расчетных значений имеет торий-232 – 0,85. Отношение расчетных и экспериментальных значений для радия-226 составляет 0,96, калия-40 – 1,03, эффективной удельной активности естественных радионуклидов – 0,99 (табл. 1).

У керамзитобетона получены большие отклонения при сопоставлении расчетных и экспериментальных значений удельной и эффективной удельной активности естественных радионуклидов по сравнению с тяжелым бетоном. Так, соотношение расчет / эксперимент керамзитобетона составляет для: радия-226 – 0,94, тория-232 – 1,1, калия-40 – 0,88, эффективной удельной активности – 0,95.

Для установления влияния условий твердения бетона на содержание ЕРН проводились исследования их радионуклидного состава при естественном твердении и пропаривании.

Естественное содержание радионуклидов в керамзитобетонах определялось при температуре 20±0,5 °С с относительной влажностью воздуха 95-100%. Определение радионуклидного состава проводилось с помощью спектрометрического метода на полупроводниковом детекторе типа ДГДК-80 в спектре энергий от 0 до 4000 кэВ (табл. 2). Собственная энергия детектора в диапазоне энергий от 0 до 4000 кэВ составляла 5,8 кэВ, минимальное разрешение спектра – 0,5 кэВ при $E_\gamma = 1,332$ МэВ. Для граммного обеспечения точности спектрометрии позволяется выделять пики в аппаратурном спектре с помощью их идентификации по известным значениям удельных активностей при заданной погрешности.

Отбор и подготовка проб проводились в соответствии с ГОСТ 30108-94. Пробу получали из изделий диаметром менее 5 мм. Объем проб составлял 10 г. Маринелли составляли 10 г. Масса проб определялась с помощью весов с погрешностью ±0,001 г. Герметично укупоренные пробы хранились в течение времени, достигающего равновесия с дочерними продуктами распада.

Полученные результаты показали, что содержание

Наименование	Содержание, %	Удельная активность, Бк/кг		
		^{226}Ra	^{232}Th	^{40}K
Портландцемент ПЦ 400-Д0	18	27,5 ± 11	12,9 ± 7	172,5
Керамзитобетон	25	22,7 ± 9	9,8 ± 6	245

Таблица 2

Время твердения, сут	Содержание радионуклидов, Бк/кг			
	Радий-226	Торий-232	Калий-40	$A_{эфф}$
1	65	8,4	380	108,3
3	61	9,4	365	104,3
7	60,5	9,6	408	107,8
14	46,8	7,7	388	89,9
21	59,7	8,1	390	103,5
28	60,2	8,8	409	106,5
Среднее значение, Бк/кг	57,6	8,5	390	103,4
Среднее квадратическое отклонение, S, Бк/кг	1,68	0,04	8,5	2,2
Нижняя доверительная граница, a_n , Бк/кг	55,3	8,42	379	10,1
Верхняя доверительная граница, a_n , Бк/кг	59,9	8,54	400,6	10,6
Коэффициент вариации, %	2,9	0,49	2,18	2,12

се твердения бетона не меняется. При этом среднее квадратическое отклонение содержания ЕРН для керамзитобетона в процессе твердения составило для $A_{эфф}$ - 2,2, ^{226}Ra - 1,68, ^{232}Th - 0,04 и ^{40}K - 8,5 %; коэффициент вариации - 2,12, 2,9, 0,49, 2,18 % соответственно.

Влияние пропаривания на содержание естественных радионуклидов в бетонах изучалось на ОАО «Крупные панели» (г. Брянск) в цехе № 2, где тепловлажностную обработку осуществляют в щелевых камерах при температуре $85 \pm 5^\circ\text{C}$ по режиму 3,5+8+2,5 ч. Мониторинг естественных радионуклидов производства бетона В 22,5 лестничных площадок показал, что содержание ЕРН в сырьевых материалах и готовых изделиях в пределах погрешности совпадают.

Соотношение тяжелый бетон до пропаривания / тяжелый бетон после пропаривания составило: ^{226}Ra - 0,96, ^{232}Th - 1,01, ^{40}K - 1,05, $A_{эфф}$ - 1,01. Гранитный щебень в тяжелом бетоне приводит к увеличению вклада тория-232 в $A_{эфф}$, на долю которого приходится 40%. Вклад радия-226 в эффективную удельную активность ЕРН составляет 31%, калия-

40 - 33,6, тория-232, калия-40 и $A_{эфф}$ в бетоне до пропаривания и после пропаривания, как и для тяжелого бетона, в пределах погрешности совпадают.

В керамзитобетоне радий-226, торий-232 и калий-40 вносят примерно одинаковой вклад в эффективную удельную активность - 33,6, 32,5 35,4% соответственно. Отклонения значений удельных активностей ^{226}Ra , ^{232}Th , ^{40}K и эффективной удельной активности $A_{эфф}$ керамзитобетона после пропаривания и до пропаривания связаны с варьированием естественных радионуклидов в сырье.

Для контроля ЕРН при производстве керамзитобетонных наружных стеновых панелей ПН-1 домов серии III-90 ОАО «Крупные панели» г. Брянска была разработана радиационно-технологическая карта. Она включает входной, операционный и выходной радиационный контроль. Входной контроль предусматривает определение ЕРН заполнителей, портландцемента и сопутствующих материалов и добавок.

Учитывая неоднородность и значительное варьирование естественных радионуклидов в сырье, возможность содержания в нем след-

этапах производства железобетонных изделий. В случае обнаружения высокой удельной активности требуется внести коррективы в технологический радиационный контроль, осуществляемый после пропаривания и выдержки, выхода из пропарочной камеры и т.д. Приемочный радиационный контроль определяет эффективную удельную активность продукции и подтверждает ее безопасность.

Полученные результаты показали, что эффективная удельная активность бетона не зависит от технологии производства и определяется радионуклидным составом исходного соотношением компонентов смеси. Это позволяет контролировать содержание радионуклидов не, а в случае необходимости регулировать.

Радиационно-технологические карты позволят проконтролировать не только получение эффективных безопасных бетонов и материалов, но и защитить их в местах от природного облучения в процессе производства продукции различного назначения.

Библиографический

1. ГОСТ 30108-94. Материалы для строительства. Определяющие радионуклиды. Методы определения эффективной удельной активности естественных радионуклидов. - М., Изд-во стандартов, 1994.
2. Лукутцова Н.П., Кривонозова Г.И. и др. Радиационная безопасность строительных материалов и промышленных отходов // Известия вузов, 2001.- т. 90.- вып. 4.- с. 10-15.
3. Лукутцова Н.П. Строительные материалы в экологическом аспекте. Брянск: Изд-во БГИТА, 2000.
4. Лукутцова Н.П. Факторы влияющие на содержание естественных радионуклидов в строительных материалах // Известия вузов, 2002.- № 1.

АРМАТУРА

И.Н.ТИХОНОВ, В.З.МЕШКОВ, Г.Н.СУДАКОВ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

Эффективная стержневая арматура для железобетонных конструкций

Критериями эффективности стержневой арматуры, помимо экономических показателей, являются нормируемая прочность, способность к значительным пластическим деформациям перед разрывом стержня и надежное сцепление с бетоном.

Увеличение прочностных показателей арматурного проката позволяет снижать металлоемкость железобетона. Высокие характеристики пластичности арматуры дают возможность оптимального перераспределения усилий с наиболее нагруженных участков статически неопределимых железобетонных конструкций на менее нагруженные за счет образования пластических шарниров. Пластичность арматуры очень важна и для повышения энергоемкости деформирования строительных сооружений под действием нагрузок, вызванных чрезвычайными ситуациями (землетрясения, пожары, взрывы и т.п.), и, следовательно, для снижения риска прогрессирующего обрушения.

Сцепление арматуры с бетоном должно гарантировать надежное заанкеривание и стыкование арматурных стержней внахлестку на достаточно коротких участках, удерживать в допустимых пределах раскрытие трещин и прогибы в стадии эксплуатации и в то же время обеспечивать контролируемую податливость участков конструкции, запроектированных как пластические шарниры.

Многочисленными отечественными и зарубежными исследованиями последних лет показано, что

цели расчетных требований, относящихся к первой и второй группам предельных состояний, при хороших экономических показателях.

Сегодня страны ЕЭС практически перешли на исключительное применение в обычном железобетоне арматурной стали со свойствами класса А500С, что позволило унифицировать производство арматурного проката и снизить металлоемкость железобетона в среднем на 10%.

Стержневая арматурная сталь в Европе производится с периодическим профилем согласно EN-10080-1 (1998), в котором серповидные поперечные ребра не имеют пересечений с продольными ребрами (рис.1, а). По геометрическим характеристикам, имеющим первостепенное влияние на сцепление с бетоном, этот профиль в значительной мере отличается от периодического профиля по ГОСТ 5781 (рис. 1, б) с кольцевыми поперечными ребрами, с которым до 1990 г. производилась вся отечественная горячекатаная и термомеханически упрочненная арматура.

Позднее металлургические заводы стран СНГ, производящие арматурный прокат для железобетон-

ных конструкций, на освоение зарубежной та своей продукции, в частности, в виде арматуры с профилем образца по СТО АСЧП, видным поперечным ребром, накопилось большое количество арматуры и в России, в том числе, в результате пересмотра требований к арматуре и стыкованию арматурных стержней внахлестку, требующие изменения в СНиП 2.03.01-84, ранее основанном на многолетнем опыте сцепления с бетоном арматуры с периодическим профилем по ГОСТ 5781, но отличающихся от норм других стран.

Согласно европейскому стандарту EN 10080-1-1 (April 2003), требования к длине анкеровки и к заделке стержневой арматуры в бетоне в нормальном предельном текучем состоянии не превышают аналогичные требования по СНиП 2.03.01-84 на 50-60%, что, видимо, свидетельствует о накопленном многолетнем опыте применения арматуры с периодическим профилем в Западной Европе.

В проекте новых российских норм прое-

а



б



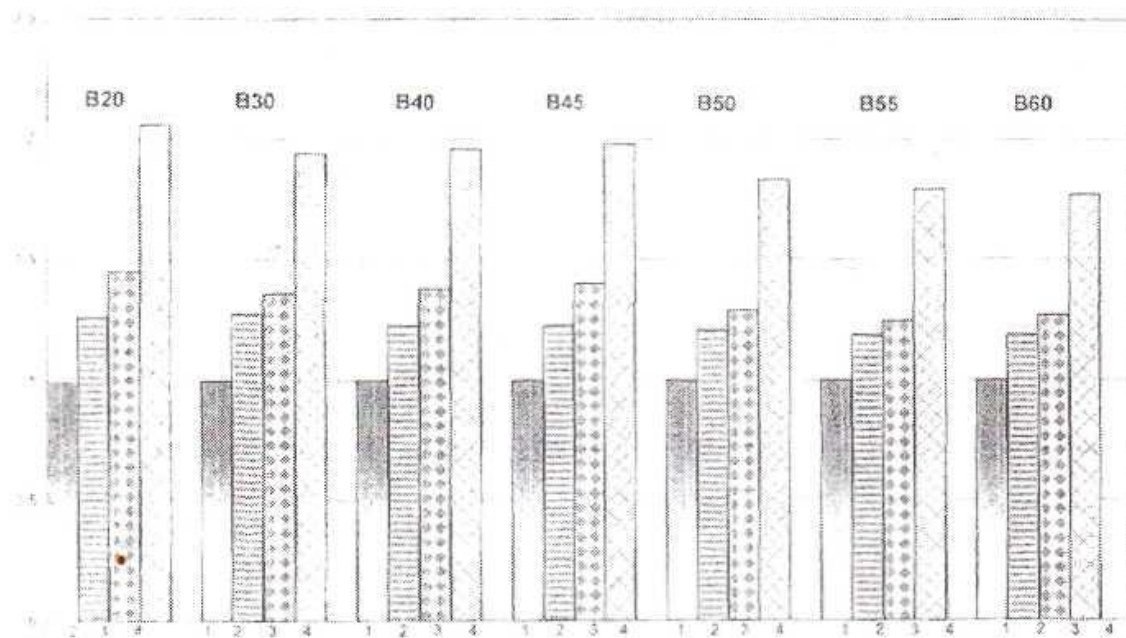


Рис. 2. Сравнение значений длины анкеровки l_{an}/d для растянутой арматуры класса А500С, вычисленных по СНиП 2.03-01-84(1), по проекту СНиП 52-01-03 (2) и по Евронормам EN 1992-1-1: минимальный (3) и максимальный (4)

тонных и железобетонных конструкций (СНиП 52-01-03) для ненапрягаемой арматуры с профилем по СТО АСЧМ 7-93 европейского типа предусмотрено увеличение длин анкеровки и нахлестки на 15–30% в зависимости от классов бетона и арматуры. В наибольшей мере это касается конструкций из бетона невысоких классов прочности с арматурой класса А500С. Сравнение значений относительной длины анкеровки l_{an}/d для растянутой арматуры класса А500С в растянутом бетоне, вычисленных по СНиП 2.03-01-84, по проекту СНиП 52-01-03 и по евронормам EN 1992-1-1, приведено на рис.2.

Анализ проектной документации, относящейся к монолитному домостроению, показывает, что для случая наиболее широко применяемых классов бетона В25-В30 и стержневой арматуры оптимальной девятиметровой мерной длины изменение длин нахлестки стержней согласно новым требованиям СНиП приведет к увеличению общего расхода растянутой арматуры класса А500С в среднем на 3,5%, а класса А400 на 2,5%. Еще более заметным

Нельзя не отметить еще одного негативного аспекта, связанного с тотальным переходом на профиль европейского образца, а именно, на невозможность визуально отличить стержни класса А500С от класса А400, который все еще составляет значительную долю поставок металлургических заводов СНГ. По этой причине и строители, и проектировщики зачастую отказываются от использования преимуществ применения высокоэффективной арматуры класса А500С, опасаясь пересортицы в арматурных цехах и на стройплощадках, и выбирают варианты армирования, ориентированные на класс А400.

Вышеизложенные обстоятельства явились основанием для разработки в НИИЖБе принципиально нового периодического профиля для арматурной стали класса А500С.

Главной целью разработки является получение характеристик, позволяющих оставаться в рамках требований действующей технической документации, введенные на данных и арматуры с профилем и следовательно, избежать дополнительных расходов, связанных с переделками и увеличением стоимости конструкций. Кроме того, ставилось желательным разработать профиль с формой, позволяющей безошибочно различать арматуры на стройплощадке.

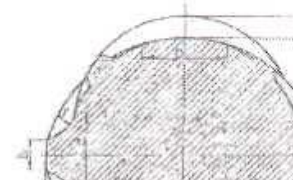
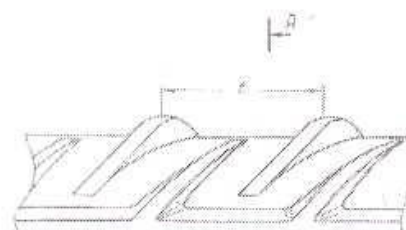
При разработке конструкции профиля рассматривались следующие задачи:

- обеспечить более высокую прочность сцепления при эластичных нагрузках;

- увеличить прочность при значительных сдвигах в зонах сжатия арматурного бетона, характерных для зон пластических шарниров;

- снизить отрицательное влияние усилий распора в зонах на эксплуатационные характеристики железобетонной конструкции;
- сделать форму профиля отличимой.

Как видно из рис. 1, новой особенностью нового профиля является наличие вершины незамкнутых ребер, расположенных на стержне не в одной плоскости, а в двух взаимно перпендикулярных. Разведение реберных пар серповидным углом 90° по контуру стержня обеспечивает более равномерную поновку зерен крупнозернистого бетона вокруг сердечника



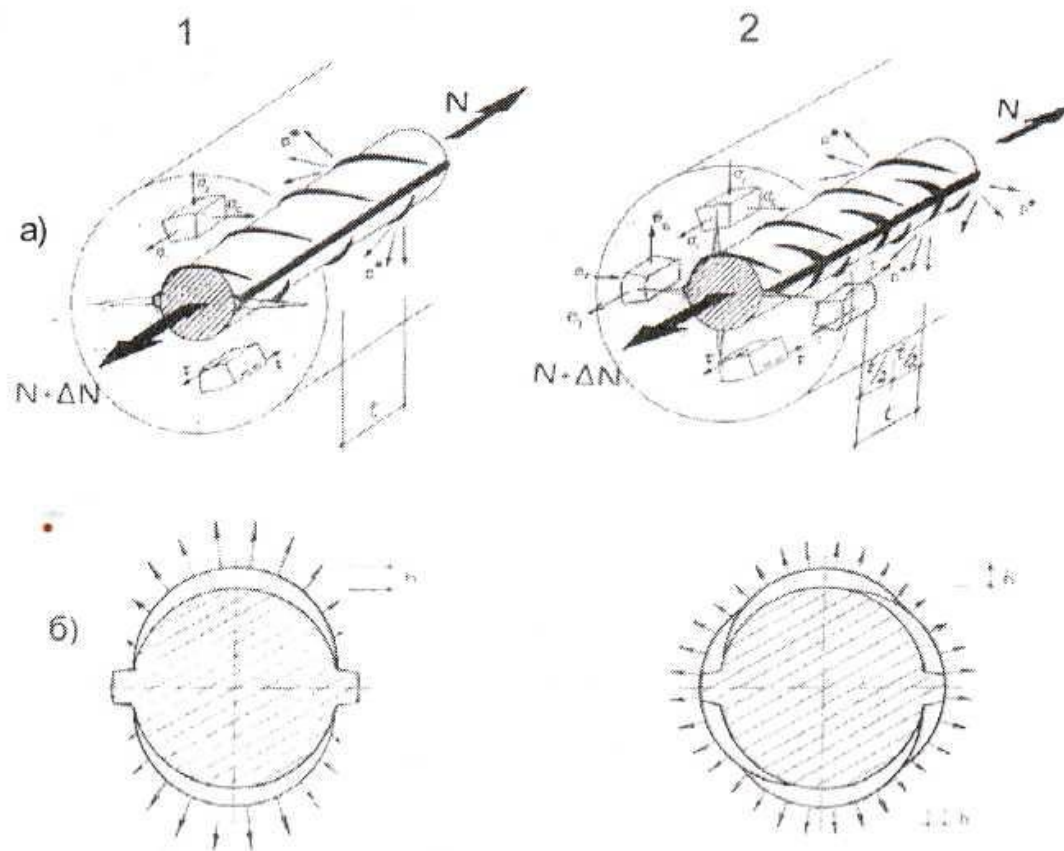


Рис. 4. Схема взаимодействия растянутого арматурного стержня с окружающим бетоном

1 — европейский профиль с серповидными ребрами; 2 — профиль нового типа; а — усилия в бетоне в зоне передачи напряжений с арматуры на бетон; б — распределение усилий распора в поперечном сечении

придает распределению усилий распора более объемный характер, чем у профиля по СТО АСЧМ 7-93 с серповидными ребрами, вершины которых лежат в одной осевой плоскости. Это наглядно проиллюстрировано на рис. 4, где в схематическом виде изображена картина распределения усилий, передаваемых на окружающий бетон арматурным стержнем с европрофилем и с профилем нового типа.

Опытные партии арматуры диаметром 16 и 25 мм с периодическим профилем новой формы были прокатаны на Белорусском металлургическом заводе (РУП БМЗ) и исследованы в НИИЖБе.

Следует отметить, что при оценке анкеровки арматуры в бетоне необходимо учитывать целый ряд особенностей работы конструкции в целом, ее сечений и зон, условий работы арматуры в ней при различных сочетаниях внешних воздей-

преимущества того или иного вида арматурного профиля возможно только посредством сравнительных испытаний в условиях, максимально уравнивающих влияние прочих факторов. Именно этой цели служит методика испытаний на вытягивание из бетона арматурных стержней РС6 ЕКБ/ФИП/РИЛЕМ.

По этой методике были проведены испытания на вытягивание из

бетона серий стержней, из которых характеризовались образцы с новым профилем (при прочислениях) с аналогичными стержнями с профилем с ребрами по ГОСТ 5781 (таблица). Критерий Рема (площадь смятия под ребрами), являющийся основной характеристикой качественного профиля арматуры, делен по формуле

$$f_r = \frac{F_{cm}}{\pi \cdot d \cdot t}$$

где d — номинальный диаметр стержня; t — шаг поперечных ребер; F_{cm} — площадь проекции поперечных ребер на ось симметрии, нормальную оси

Образцы для испытаний представляли собой бетонные образцы размером 250x250x250 мм, армированные одним центральным стержнем с двумя короткими ($L=15$ мм и $L=800$ мм).

Длина зоны сцепления в поперечном сечении стержней диаметром 16 мм составляет 100 мм (6,2 шага ребра), для стержня диаметром 25 мм — 125 мм (6 шагов). При такой длине стержня (в кубе) сцепление с бетоном существенно нарушено срезкой резиновой трубки. Для испытаний стержень до бетонного образца использовались двухсерийные образцы, в каждой из кото-

Параметры периодического профиля стержней, использованных в испытаниях на вытягивание из бетона

Тип профиля	Ном. диаметр, мм	Высота ребра, мм	Шаг периода, мм	Характеристики
				Площадь смятия на один шаг периода F_{cm} , мм ²
Новый	16	1,2	12,0	48,02

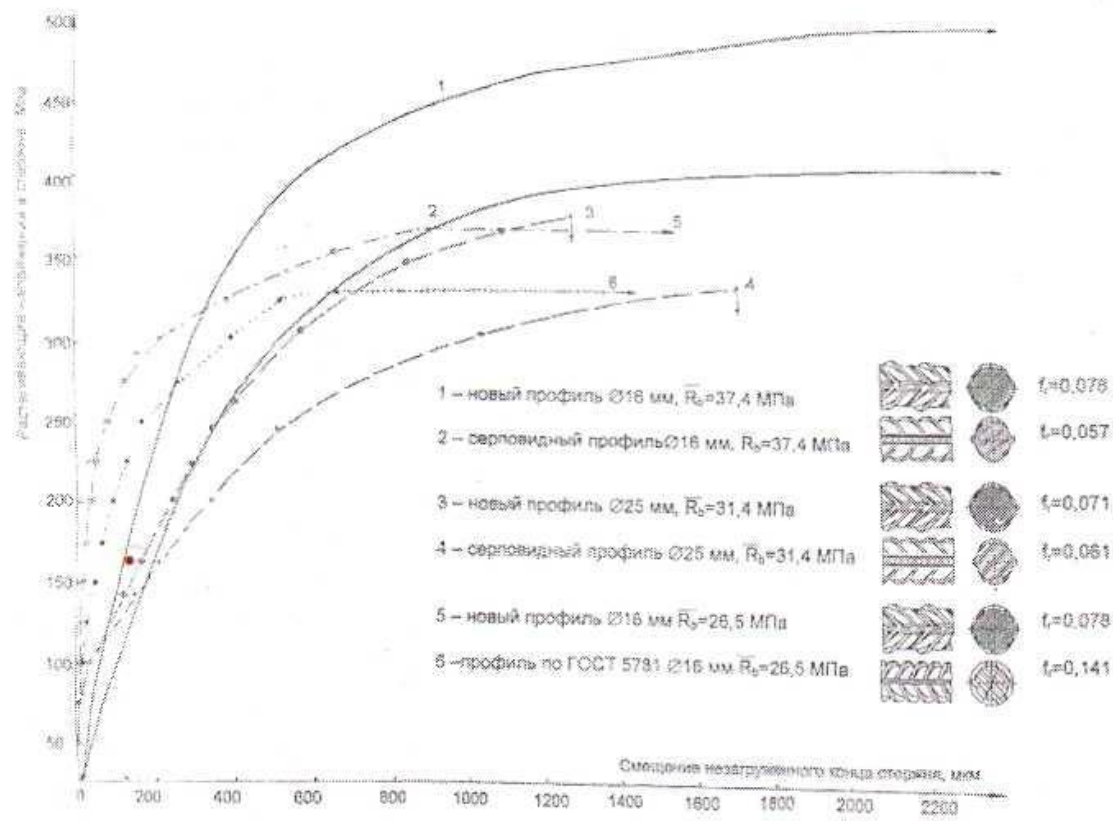


Рис. 5. Результаты испытаний на вытягивание из бетона арматурных стержней с различными типами периодического профиля

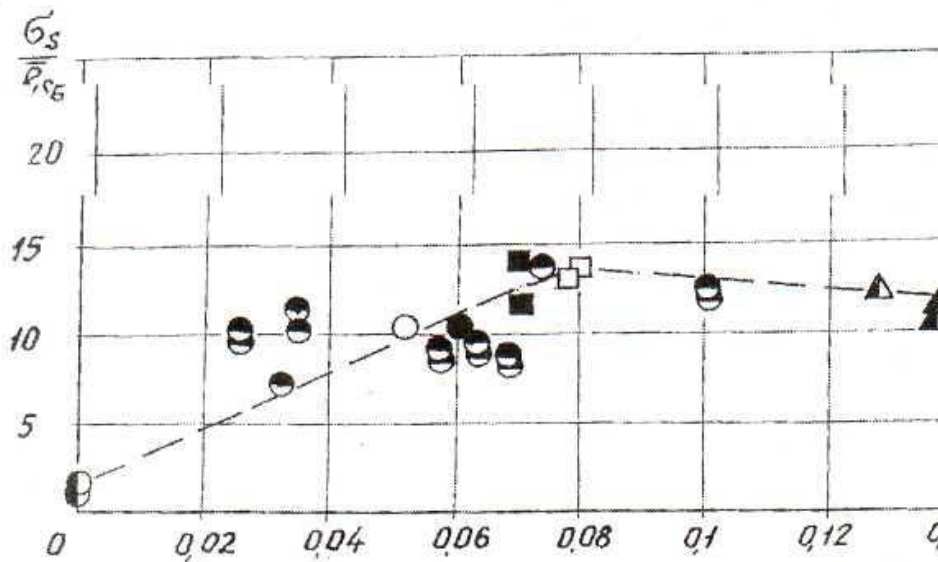
вали два образца со стержнями одинакового диаметра (по одному с каждым видом профиля). В каждой серии все образцы были забетонированы из одного замеса и испытаны по прошествии 27 – 28 сут после бетонирования в течение одного дня.

Испытание заключалось в вытягивании из куба, который установлен на опорной плите испытательной машины, арматурного стержня, длинный выпуск которого закреплен в нижнем захвате машины. В процессе вытягивания регистрировали смещения торца короткого выпуска стержня относительно поверхности бетонного куба.

На рис. 5 приведены результаты испытаний на вытягивание в виде графиков зависимости среднего по серии смещения торца незагруженного выпуска от растягивающего напряжения в стержне.

Нарушение сцепления и разрушение всех образцов с арматурой

Жесткость сцепления, характеризующаяся наклоном кривых, у арматуры с новым профилем была заметно выше, чем у арматуры европейского профиля, до уровня нагрузки порядка 80% от предельной и выравнивалась при дальнейшем нагружении. В сравнении с профилем по ГОСТ 5781 жесткость сцепления у



нового профиля была одинаковой, за исключением начальных этапов нагружения была несколько ниже. Значения нагрузки для нового профиля были выше, чем у арматуры с другим профилем: на 20% для профиля 16 мм и на 13% для профиля 25 мм. В сравнении с профилем по ГОСТ 5781 предельная нагрузка была на 8% более высокой.

Результаты испытаний, представленные на рис. 5, демонстрируют преимущество в работе стержней с новым профилем во всех сериях. Взаимное сравнение кривых “нагрузка – смещение” указывает на то, что стержней диаметром как 16 мм, так и 25 мм новый профиль обеспечивает высокую прочность и жесткость сцепления. Тот факт, что расхождение кривых с образцами из того же профиля происходит при нагрузке на 12-15% больше, чем у стержней с серповидным профилем (при равной высоте поперечного сечения), позволяет также утверждать, что новый профиль может рассматриваться как менее “жесткий”, т.е. передающий на бетон относительно меньшее усилие, более равномерно распределяющее усилия, нормальные к поверхности бетона.

Следует отметить, что в нагрузке при одинаковых смещениях незагруженного

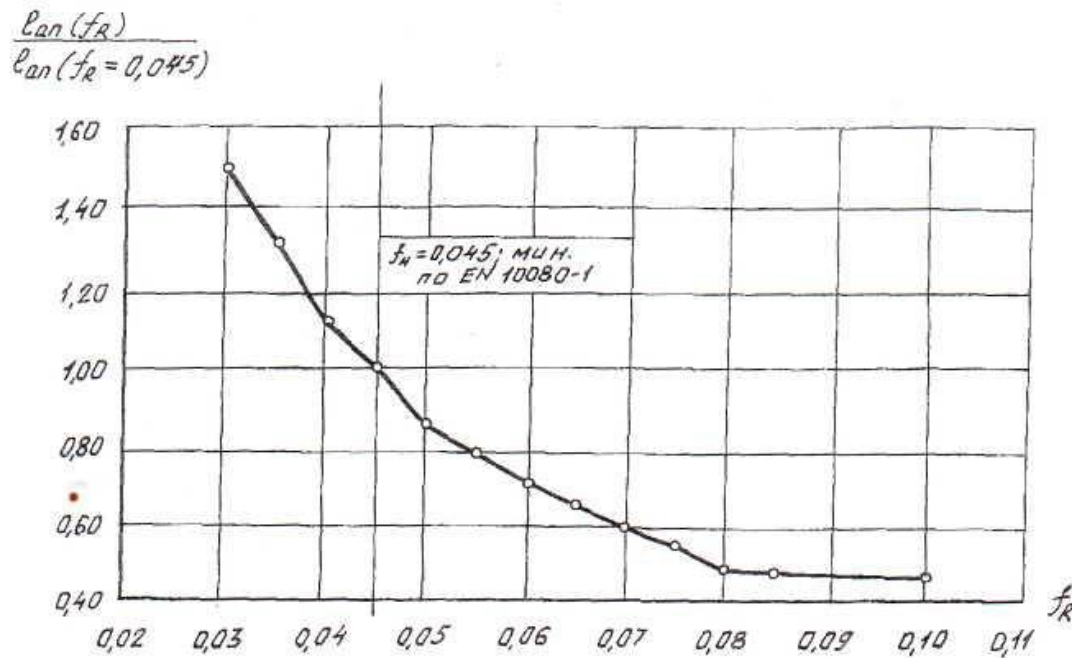


Рис. 7. Зависимость длины анкеровки от относительной площади смятия под поперечными ребрами профиля f_r

ца для нового и европейского профилей у арматуры $\varnothing 25$ мм была на всех этапах нагружения меньше, чем у арматуры $\varnothing 16$ мм. Это можно объяснить тем, что фактическая относительная площадь смятия поперечных ребер f_r (критерий Рема) нового профиля превышала f_r европейского у стержней $\varnothing 16$ мм на 37%, а у стержней $\varnothing 25$ мм лишь на 16%.

Общеизвестно, что с увеличением f_r (в определенных пределах) прочность сцепления стержня периодического профиля с бетоном возрастает. Для профилей с отношением расстояния между ребрами в свету к их высоте $t_s/h=5-8$ (в эту группу входят практически все применяемые у нас профили горячекатаной стали) в качестве критического уровня f_r , превышение которого не приводит к улучшению сцепления, в ряде источников [1, 2] называется область значений 0,075–0,080.

На рис.6 представлена интерпретация результатов испытаний в виде зависимости относительного усилия вытягивания σ_s/R_b стержней с разными профилями от относи-

тью. К тем же выводам приходят и авторы фундаментальной работы [2], которые приводят зависимость от f_r длины зоны заанкеривания стержней l_{an} (рис.7).

Из-за конструктивных особенностей серповидного (европейского) профиля с вершинами поперечных ребер, расположенными в одной осевой плоскости арматурного стержня, обеспечение в массовом прокатном производстве стабильной большой высоты поперечных ребер, гарантирующей f_r на уровне 0,075–0,080 весьма проблематично в техническом отношении. К тому же, как уже отмечалось, увеличение высоты серповидных поперечных ребер в европейском профиле увеличивает усилия распора, снижающие эксплуатационные свойства железобетонных конструкций. Что касается нового профиля, то выполнение для

него оптимальных требований, как показали опытные работы РУП БМЗ, не встретилось в производственно-технологических испытаниях и подтверждено в согласованный проект нормативного значения в табличном ряду от

Изложенное позволяет заключить, что нормы в стандартах на стержни очень важно для надежной работы железобетонных конструкций. При проектировании целесообразно дифференцировать требования к расчету длины анкеровки в зависимости от установленных стандартом значений f_r .

В качестве безразмерного показателя имущества европрофиля называют повышенную долговечность арматурного стержня в сравнении с арматурным стержнем европейского профиля. Для оценки поведения арматурного стержня европейским серповидным профилем при многократных динамических испытаниях были проведены испытания прокатанных стержней диаметром 25 мм с профилем обоих типов. Они имели практически идентичный химический состав и механические характеристики. Испытания проводили в соответствии с требованиями европейских норм: $\sigma_{max} = 300$ Н/мм², $\Delta\sigma = 180$ Н/мм², что соответствует также и в проектном отношении на арматуру класса А-III.

Данные испытания позволяют заключить, что долговечность арматуры с новым профилем не ниже, чем у арматуры европейским серповидным

Результаты испытаний на выносливость

Тип профиля	№ образца	Поперечные размеры образца, мм ²	Пройдено число циклов

ответствует требованиям как действующего СТО АСЧМ 7-93, так и проекта нового стандарта на арматуру А500С.

Выводы

1. Переход ряда металлургических предприятий на выпуск стержневой арматурной стали с профилем европейского образца (с серповидными поперечными ребрами) привел к необходимости изменения в сторону увеличения нормативных требований к длинам анкеровки и нахлестки рабочей арматуры, приблизив их к соответствующим значениям евро норм. Для конструкций без предварительного напряжения с арматурой класса А500С это увеличивает металлоемкость железобетонных конструкций, усложняет конструктивные решения элементов, требует переработки большого объема типовой проектной документации.

2. В НИИЖБе разработан новый арматурный профиль, который, по данным проведенных испытаний, обладает комплексом характеристик сцепления с бетоном, позволяющим не увеличивать проектных значений длин анкеровки и нахлестки арматурных стержней по сравнению с действующими СНиП 2.03.01-84;

обеспечивает выносливостойкость стержней, соответствующую действующему и подготавливаемому к выпуску новому стандарту на арматурную сталь А500С; имеет форму, позволяющую безошибочно визуально идентифицировать класс арматуры, что будет способствовать ускорению массового внедрения и эффективного использования преимуществ арматуры класса А500С.

3. В подготавливаемые к выпуску новые нормы проектирования целесообразно введение требований к длинам анкеровки и нахлестки арматурных стержней, дифференцированных для двух групп профилей, имеющих f_r соответственно:

1) от 0,056 до 0,075 (профили по СТО АСЧМ 7 – 93 и ГОСТ 10884-94);

2) 0,075 и более (профиль с кольцевыми ребрами по ГОСТ 5781-82 и новый профиль с серповидными поперечными ребрами, вершины которых размещаются во взаимно перпендикулярных осевых плоскостях стержня).

4. В формуле расчетного сопротивления сцепления арматуры с бетоном

$$R_{bond} = \eta \cdot R_{bt} ,$$

где η - коэффициент, принятый в зависимости от вида профиля; расчетное сопротивление бетону; предлагается принять значения коэффициента η равными: 2,25 - для арматуры с профилем первой группы, что соответствует евро нормам; 3,0 - для арматуры с профилем второй группы.

В этом случае расчеты длин анкеровки и нахлестки арматуры с новым профилем будут соответствовать на уровне требований СНиП 2.03.01-84.

5. Учитывая выявленные в работе [1] недостатки профиля по ГОСТ 5781 с кольцевыми ребрами, его применение в ограниченных масштабах можно допустить только для конструкций из горячекатаной арматуры с расчетным сопротивлением не более 400 МПа.

Библиографический список

1. Мадатян С.А. Арматура для железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 2000.
2. Mayer, U. (2002), Zur Oberflächenform von Rippen für das Trag – und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen, Dissertation, Stuttgart, Institut für Werkstoffbauwesen, IWB – Mitteilungen

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Б.Ф.ТУРУКАЛОВ, канд. техн. наук; Б.ТАИНГ, инж. (ГОУВПО "Кубанский государственный технологический университет")

К вопросу о расчете стержневых железобетонных элементов с учетом полных диаграмм деформирования материалов

С 2002 г. в проекте норм проектирования бетонных и железобетон-

ходимо сказать о некоторых особенностях, которые должны быть при

параметрические точки делят диаграмму на не-

привязывают к диаграмме “ $\sigma_b-\varepsilon_b$ ” с помощью зависимости [4] для тяжёлого бетона. На восходящей ветви деформирования сжатого бетона присутствуют две точки, которые оценивают нижний и верхний пределы образования трещин (R_T^O, R_T^V). Для бетонов класса В15–В30 вводится ещё одна промежуточная точка R_T^K между значениями R_T^V и R_b . Опорная точка на нисходящей ветви получена из условия $\sigma_{би}=0,8R_b$, а $\varepsilon_{би}$ – по предложению, изложенному в [5].

Для тяжёлого бетона естественного твердения координаты опорных параметрических точек диаграммы деформирования сжатого бетона при кратковременном нагружении вычисляют по следующим формулам:

$$R_T^O = 0,0036 R_b^2 + 0,324R_b - 1,38;$$

$$\varepsilon_T^O = (1,133R_b - 1,60)10^{-5} \quad (1)$$

$$R_T^V = 0,0031 R_b^2 + 0,690R_b - 1,65;$$

$$\varepsilon_T^V = (1,874R_b + 20,4)10^{-5} \quad (2)$$

$$R_T^K = 0,0030 R_b^2 + 0,888R_b - 1,01;$$

$$\varepsilon_T^K = (2,250R_b + 52,3)10^{-5} \quad (3)$$

$$R_b = R_b; \quad \varepsilon_{bR} = (R_b + 110)10^{-5} \quad (4)$$

$$\sigma_{би} = 0,8R_b; \quad \varepsilon_{би} = (4,6 - 0,02R_b)10^{-3} \quad (5)$$

Предлагаемые зависимости, описывающие диаграмму деформирования сжатого бетона, имеют хорошие перспективы для их трансформирования при описании более сложных режимов нагружения сжатого бетона.

При нормировании опорных точек диаграммы деформирования арматуры необходимо исходить из особенностей ее механических характеристик. В частности, диаграм-

материала. Сюда относятся коэффициент S , входящий в формулу по вычислению прогиба или выгиба элементов; учет выгиба внецентренно сжатого железобетонного элемента на каждой ступени нагружения, а не ориентация на состояние элемента в момент потери устойчивости.

И последнее, это более сложная процедура расчета нормальных сечений стержневых железобетонных элементов, которая практически невыполнима “вручную”. Это требует разработки специальных прикладных программ, которые должны быть тщательно протестированы и сертифицированы для их широкого использования в практике проектирования железобетонных конструкций.

Теперь остановимся на основных положениях расчета нормальных сечений и результатах наших исследований. Методика расчёта элементов заключается в решении системы алгебраических уравнений равновесия суммы продольных сил и изгибающих моментов при введённых в неё аналитических зависимостях “ $\sigma-\varepsilon$ ” сжатого бетона и арматурной стали, а также взаимосвязи их деформаций, выраженной гипотезой плоских сечений с помощью коэффициентов ψ_s, ψ_b, φ при наличии поперечной трещины. В основу предлагаемой методики расчёта положен деформационный подход, когда вначале задают некоторую деформацию ε_b наиболее сжатого волокна бетона, оценивают напряжённо-деформированное состояние сечения и блока в целом (определяют x_b, σ_s, σ_s' и другие параметры), а затем вычисляют, в зависимости от вида напряжённого состояния, M или N . При расчёте внецентренно сжатых элементов координата приложения продольной силы изменяется в результате появления выгиба элемента.

В методике разработана процедура учета выгиба элемента, осно-

лезобетонных з
что расчет по
дике довольно
легчения разра
ных программ.

Для оценки
раммы дефо
бетона и арма
каждого образ
использование
диаграмм (рас
зованием крив
ложениям Н.И
2). Теоретическ
ны при вычисл
 Ψ_s по схемам

$$A - \Psi_s = 1,25$$

мула 167 С

$$B - \Psi_s = 1 - 0$$

$$C - \Psi_s = 1 - 0$$

При опреде
та ψ_s по случа
нительно котор
ющий момент,
щей на геомет
дённного сечен
на его нейтра
МНО). Таким о
центренно сжа
стойку рассчи
баемую балку

Остановим
исследования
вости и деформ
мых железобе
центренно сжа
случае проанал
образцов. Эксп
ные С.С.Ватаг
ва, Е.А.Чистяк
турных источн
интерес предс
центренно сжа
элементов, на
внимание.

Анализ по

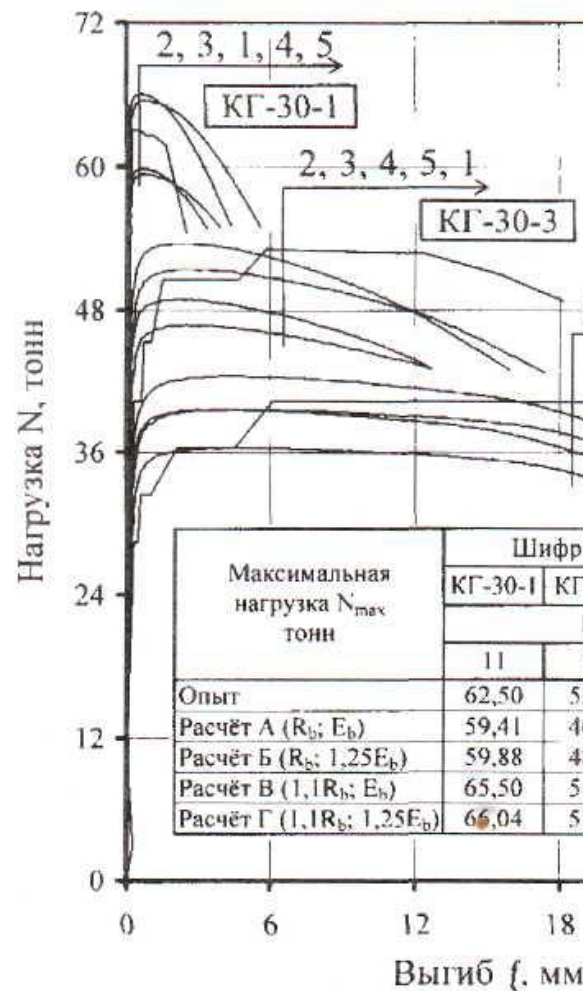
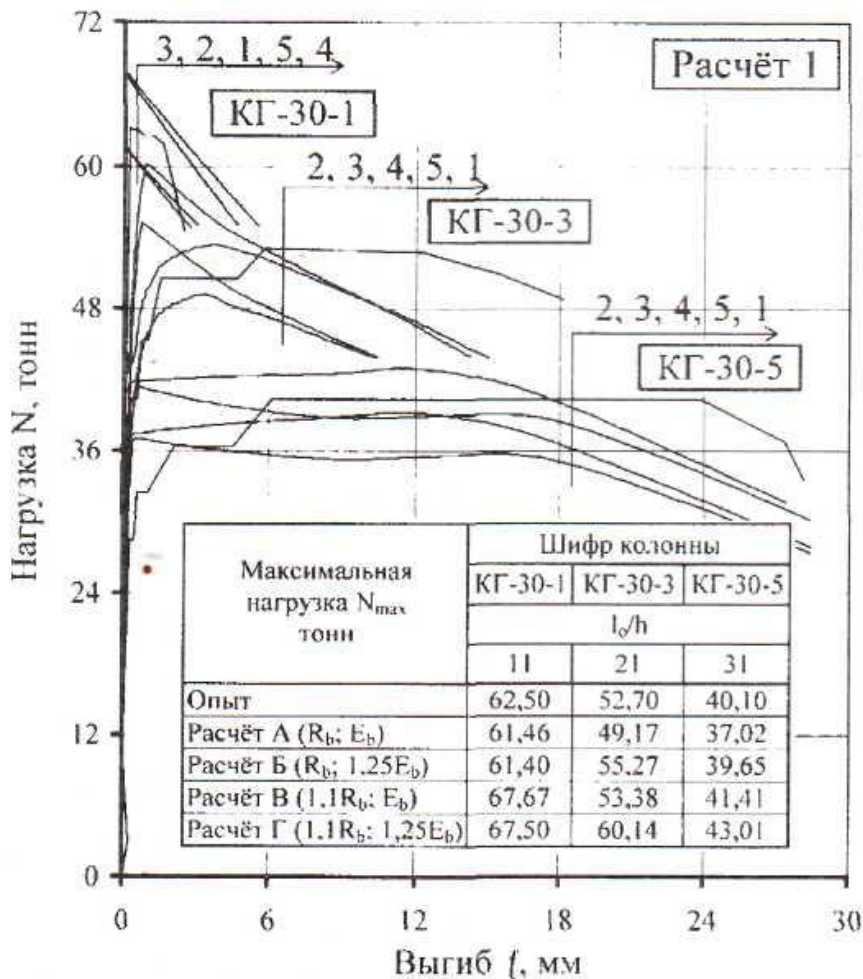


Рис. 1. Диаграммы "нагрузка-изгиб" в зависимости от E_b, R_b колонн серии КГ-30-1,3,5 ($\mu_{st} = 0,09\%$; $e_0 = 0,0$)
 1 — опыт; 2 — расчёт А; 3 — расчёт Б; 4 — расчёт В; 5 — расчёт Г

5,40 и 10,63 % - при использовании криволинейных диаграмм. Практически во всех случаях расчёт 2 даёт меньшие значения разрушающей нагрузки железобетонных стоек, чем расчёт 1.

Установлено, что во внецентренно сжатых с малым эксцентриситетом коротких железобетонных элементах основным фактором, влияющим на несущую способность, является призменная прочность бетона (рис. 1). Вид диаграммы деформирования сжатого бетона (наклон восходящего участка) оказывают влияние на величину разрушающей нагрузки внецентренно сжатых с малым эксцентриситетом элементов

гружки железобетонных стоек. В большинстве случаев наблюдается удовлетворительное совпадение опытных зависимостей "N-f_c" центрально сжатых железобетонных образцов с расчетными при стандартных диаграммах деформирования сжатого бетона.

Напряжённо-деформированное состояние внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом стоек, испытанных при кратковременном действии нагрузки, проанализировано на 99 образцах.

При расчёте с использованием кусочно-линейных зависимостей деформирования материалов более точное совпадение с опытными дан-

ные значения разгрузки колонн оказываются на 5-10 % меньше расчётных. Квадратичное отклонение составляет около 14 %. В МГО и расчёт 1-МГО одинаковые средние значения для всех 99 образцов. По сравнению с использованием криволинейных диаграмм деформирования по предложениям МГО показывает, что наилучшие значения с опытными данными соответствуют 2-МГО-А (3), расчёт 2-МНО-В (4) и расчёт 2-МНО-С, в котором значение разруша-

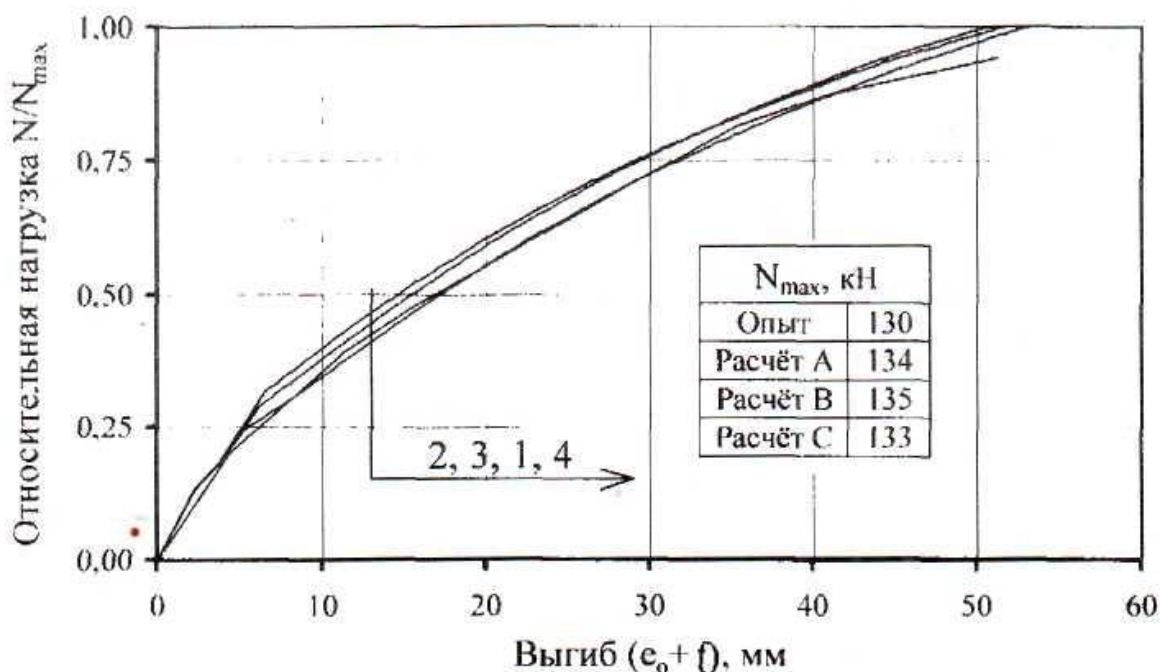
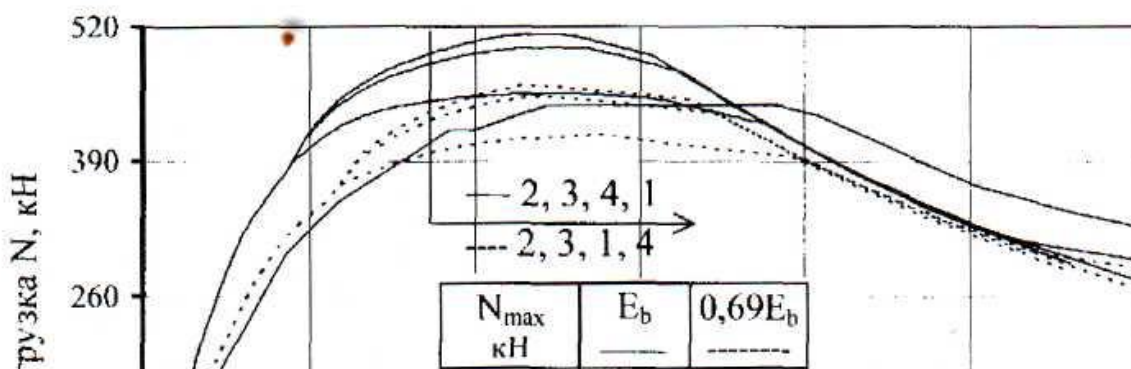


Рис. 2. Диаграммы "относительная нагрузка-выгиб" в зависимости от Ψ_s колонны КГ-11-4 ($\mu_{st} = \mu_{sc} = 1,56\%$; $R_b = 12,4$ МПа; $e_0/h = 0,77$; $I_0/h = 31$) по расчету 1-МГО
 1 — опыт; 2 — расчет А; 3 — расчет В; 4 — расчет С

Это, на наш взгляд, объясняется особенностями развития нормальной трещины, в частности остановкой ее роста, изменение направления на 90° , что отмечено во многих исследованиях при испытании таких элементов. С увеличением длины элемента и его гибкости несоответствие уменьшается до 7,5–10 % для расчёта 1 и 12–15 % – для расчёта 2.

Во внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом элементах с

гибкостью более 20 вид диаграммы (наклон восходящего участка), а также призменная прочность бетона влияют на величину разрушающей нагрузки в пределах 6–15 %. В образцах из бетона малой и средней прочности наблюдается практически полное совпадение опытных и расчетных зависимостей "нагрузка-выгиб" (рис. 2). Расчёт прочности, устойчивости и деформативности внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом железобетонных



элементов, выпо с призменной пр МПа и имеющи туру в количест обходимо пров В при увеличен опорных точках на 45 % (рис. 3)

Проанализир жённо-деформи 14 серий корот сжатых желез каждая серия и ца-близнеца. Те ния разрушающ ляли по шести с кусочно-линей волинейной (ра деформирован трёх вариантах фициента ψ_s (р всех случаях и МГО. Получено совпадение опы всем шести схе рушающих нагр клонение по раз кам находится в %, среднеквадр 5,54–5,99 %.

Расчеты пок фициент S, вход вычислению вы но сжатого жел мента, в началы ния изменяется расчете централ тов и до 0,113 – внецентренно с эксцентриситет грузки.

Выводы

1. Разработ методика, позво расчеты прочно деформативнос центренно сжат лезобетонных э увеличением поп

дольной силы N и параметра S , с точностью 0,1–0,5 %. Разработанный пакет прикладных программ позволяет оперативно и с большой точностью обрабатывать экспериментальные данные.

2. Установлено, что в качестве опорных точек диаграммы деформирования сжатого тяжелого бетона можно принять параметрические точки, выявленные О.Я.Бергом. Эту диаграмму следует рассматривать как стандартную. Вместе с тем опорные параметрические точки диаграммы деформирования сжатого бетона не являются стационарными.

3. Расчёт изгибаемых, а также внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом железобетонных элементов необходимо проводить

по схеме, в которой коэффициент Ψ_s вычисляются по формуле проекта норм $\Psi_s = 1 - 0,8M_{срс}/M$. При этом для внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом железобетонных элементов точка, относительно которой определяется изгибающий момент, должна лежать на геометрической оси приведённого сечения.

Библиографический список

1. Звездов А.И., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчёт прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам // Бетон и железобетон. – 2002. – № 2. – с. 21–26.
2. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А.,

Чистяков Е.А. Расчёт железобетонных элементов по новым нормативным документам // Бетон и железобетон. – 2002. – № 2. – с. 27–30.

3. Залесов А.С., Чистяков Е.А. Расчёт железобетонных конструкций по новым нормативным документам // Бетон и железобетон. – 2002. – № 2. – с. 31–34.

4. Берг О.Я., Щербаков Г.Н. Высокопрочный бетон. – М.: Стройиздат, 1971. – 208 с.

5. Ильин О.Ф., Мухоморов В.И. Построения обобщенных диаграмм зависимости прочности нормальных элементов от изгибаемых железобетонных элементов с учетом особенностей поведения бетонов // Прочность и долговечность железобетонных конструкций. – М., 1979. – с. 10–15.

6. Карпенко Н.И. Механика железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 412 с.

А.ИВАНОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Особенности расчета колонн многоэтажных монолитных зданий с учетом продольного изгиба

Расчет колонн с учетом влияния продольного изгиба производится либо по деформированной схеме – в составе конструктивной системы, либо упрощенным способом, выделяя колонну из системы и рассчитывая ее на усилия, найденные из расчета системы по недеформированной схеме.

При расчете по деформированной схеме и учете влияния прогибов колонны от действия продольной силы на полный момент в любом сечении колонны производится расчет всей конструктивной системы в целом для определения граничных условий по концам колонны.

Рассмотрим деформированное состояние колонны, являющейся элементом рамной конструкции. В монолитной системе концы колонны жестко соединены с

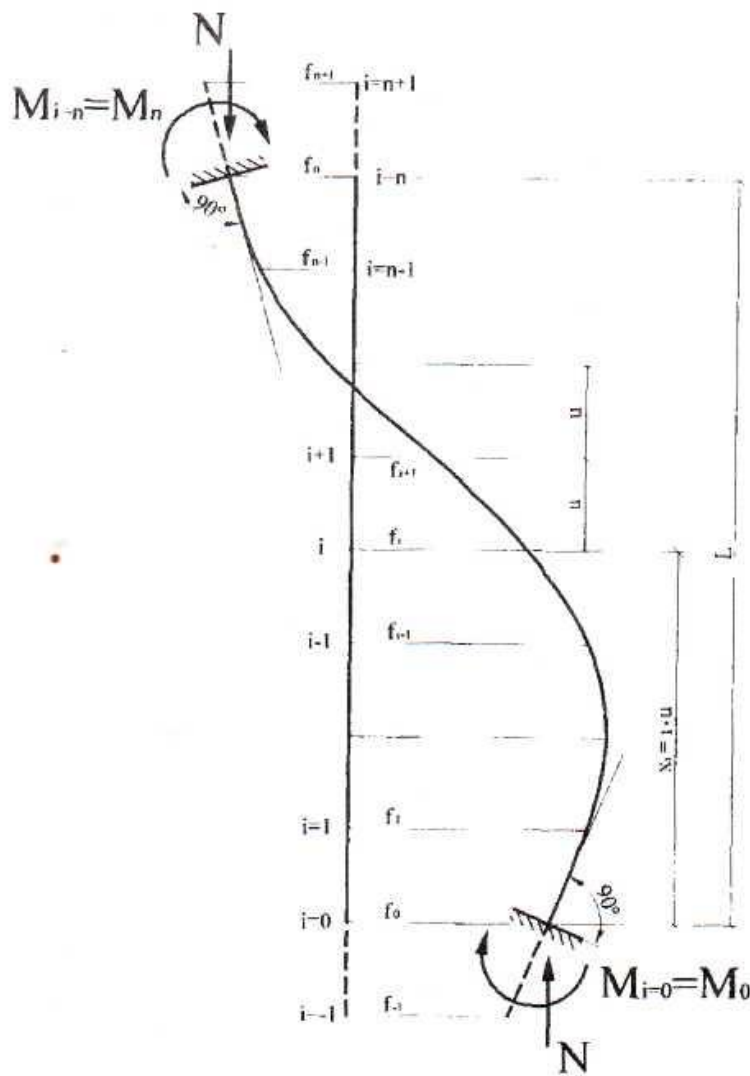
соседними элементами, поэтому расчет производится с учетом зависимости от действующих усилий. При расчете по деформированной схеме в расчетную схему вводятся по концам участка колонны расчетные участки с номером $(i = -1 \text{ и } i = 1)$.

Описание изогнутой оси для i -го участка колонны производится исходя из уравнения

$$D_i f_i'' = M_i,$$

где D_i – жесткость i -го участка; M_i – изгибающий момент; f_i – кривизна оси, определяемая по методу конечных разностей по формуле

$$f_i' = \frac{f_{i+1} - f_{i-1}}{2l_i}$$



Расчетная схема стержня

$$M_i = M_0 \cdot \frac{l - x_i}{l} + M_n \cdot \frac{x_i}{l} - N \cdot f_i + N \cdot f_0 \cdot \frac{l - x_i}{l} + N \cdot f_n \cdot \frac{x_i}{l} \quad ; \quad (3)$$

где M_0 - момент в нижней заделке ($i = 0$); M_n - момент в верхней заделке ($i = n$); l - длина стержня; x_i - расстояние от нижней опоры до рассматриваемого участка, $x_i = u \cdot i$; N - продольная сила; f_0 - смещение нижней опоры ($i = 0$); f_n - смещение верхней опоры ($i = n$).

Подставив (2) и (3) в (1), получим

$$\frac{f_{i-1}}{u^2} + \left(\frac{N}{D_i} - \frac{2}{u^2} \right) f_i + \frac{f_{i+1}}{u^2} - M_0 \frac{l - x_i}{l \cdot D_i} - M_n \frac{x_i}{l \cdot D_i} = \frac{N}{l \cdot D_i} = \frac{N}{l \cdot D_i} [f_0(l - x_i) + f_n x_i] \quad (4)$$

при $n = 1, 2, 3 \dots n - 1$.

Участки изогнутой оси, примыкающие к опорам с заделками (от $i = 0$ до $i = 2$ и от $i = n - 2$ до $i = n$),

Смещение опор задается величинами поворотов заделок разностями

$$f_{-1} - f_0 \quad \text{и} \quad f_n - f_{n+1} .$$

Для определения прогибов на каждом опорных моментах M_0 и M_n решается система линейных уравнений (4).

Определение прогибов и моментов методом последовательных приближений. Принимают жесткость на всех участках тела, и определяют все прогибы. По известной продольной силе для каждого определяют моменты по (3), а затем с помощью

деформационной модели (или по зависимости

определяют жесткость D_i как частную производную момента на кривизну. С учетом этих жесткостей (или жесткостей, выделенных по длине стержня) вновь решают систему уравнений и находят новые значения прогибов. Это повторяется до тех пор, пока изменения прогибов не будут отличаться более чем на заданную величину.

Более простое, но и более приближенное решение может быть получено, рассматривая стержень как одну выделенную из системы, на действующую на ее концах, полученным из расчета по недеформированной схеме. В этом случае влияние продольной силы на изменение изгибающего момента в колонне учитывается введением к начальному эксцентриситету начальной силы (или к начальному моменту) коэффициента продольного изгиба η , а условия опирания колонны в узлах системы приняты с учетом коэффициента расчетной длины колонны η . Это значение расчетной длины колонны η учитывается в коэффициенте эффективности расчетной длины, приводя к схеме колонны к стержню с шарнирными опорами.

Значение коэффициента η при расчете по недеформированной схеме определяется по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

где N - продольная сила от внешней нагрузки; N_{cr} - критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2}$$

где D - жесткость железобетонного элемента, определяемая по формуле

$$D = 0,1 \cdot \frac{E_b I}{\varphi_l \cdot \delta_e} + E_s \cdot I_s$$

Здесь I, I_s - моменты инерции соответствующих сечений.

M_1, M_{11} - изгибающие моменты внешних сил относительно центра тяжести сечения растянутой (или наименее сжатой) арматуры соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных

нагрузок; $\delta_e = \frac{e_o}{h}$, но не менее 0,3; l_o - расчетная длина элемента.

Расчет по прочности (с учетом продольного изгиба) прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с арматурой, расположенной у противоположных в плоскости изгиба сторон сечения, при эксцентриситете продольной силы $e_o \leq \frac{h}{30}$ и гибкости $\frac{l_o}{h} \leq 20$

можно производить из условия

$$N \leq N_{ult}, \quad (9)$$

где N_{ult} - предельное значение продольной силы, которую может воспринять элемент, определяемое по формуле

$$N_{ult} = \varphi \cdot (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}) \quad (10)$$

Здесь A - площадь бетонного сечения; $A_{s,tot}$ - площадь всей продольной арматуры в сечении элемента; φ - коэффициент, принимаемый по таблице в зависимости от гибкости элемента

Расчетную длину l_o внецентренно сжатого элемента определяют, как для элементов рамной конструк-

l_o/h	6-12	16	20
φ	0,9	0,8	0,7

ции, с учетом ее деформированного состояния при наиболее невыгодном для данного элемента расположении нагрузки, принимая во внимание неупругие деформации материалов и наличие трещин.

Представляют интерес рекомендуемые международными нормами Еврокода 2* различные упрощенные методы для расчета колонн. Одним из них является метод расчета, основанный на использовании коэффициента продольного изгиба.

Изгибающий момент с учетом прогиба M_{Ed} определяется по формуле

$$M_{Ed} = M_o \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right), \quad (11)$$

где M_o - начальный момент, найденный по недеформированной схеме; N_B - критическая сила, определяемая по формуле Эйлера; N_{Ed} - расчетная продольная сила; β - коэффициент, учитывающий распределение начальных моментов по длине

$$\frac{\pi^2}{8} - \text{при равномерном распределении}$$

моментов по длине колонны;

$$\frac{\pi^2}{10} - \text{при распределении по параболе;}$$

$$\frac{\pi^2}{12} - \text{при распределении по треугольнику}$$

в мумом в середине длины колонны.

Допускается принимать $\beta = 1$.

Формулу (11) можно представить в виде

$$N_{Ed}(e_o + f) = N_{Ed} \cdot e_o \cdot \eta,$$

где f - прогиб; e_o - начальный эксцентриситет, ра

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}}$$

Следовательно, учет влияния прогиба а изложенному ранее. Различие состоит лишь в определении критической силы N_B (в формуле (11) значена N_{cr}).

Другим рекомендуемым способом является метод, основанный на использовании кривизны.

Расчетный момент определяется по формуле

$$M_{Ed} = M_o + M_2 = M_o + N_{Ed} \cdot f,$$

где прогиб f определяется через кривизну $\frac{1}{r}$ по

$$f = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_o^2}{C}$$

Для колонн с постоянным сечением по длине коэффициент C , учитывающий распределение кривизны по длине колонны, равен 10, а кривизна определяется по формуле

$$\frac{1}{r} = k_r \cdot \frac{1}{r_o},$$

где

$$k_r = \frac{n_k - n}{n_k - n_{bo}} \leq 1;$$

$$\frac{1}{r_o} = \frac{\epsilon_{yd}}{0,45d}; \quad \epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s};$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_s \cdot f_{yd}}$$

Расчетную длину колонн для любого метода определяют в зависимости от того, находится ли она в смещаемой или несмещаемой системе (т.е. могут ли концы колонны смещаться относительно друг друга по горизонтали), по формулам:

в несмещаемой системе

$$l_o = 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}, \quad (16)$$

в смещаемой системе

$$l_o = l \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}, \quad (17)$$

$$l_o = l \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right).$$

Принимается большее значение l_o (17) и (18).

В этих формулах коэффициенты k_1 и k_2 характеризуют относительную податливость верхних и нижних опор колонны к повороту и принимают значения:

$$k_1(k_2) = \frac{\theta}{M} \cdot \frac{EJ}{l},$$

где θ - угол поворота соответствующей опоры; M - изгибающий момент, который должен возникнуть в опоре для появления трещины, если расчет в предположении, что трещин нет; l - длина колонны.

ИНФОРМАЦИЯ

II-я ВСЕРОССИЙСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ ПО БЕТОНУ И ЖЕЛЕЗОБЕТОНУ

Российское научно-техническое общество строителей, Госстрой России, Ассоциация «Железобетон» и другие организации приглашают Вас на II Всероссийскую конференцию по проблемам бетона и железобетона, которая состоится 6-9 сентября 2005 г. в Москве, совместно с 15 Ассамблеей RILEM.

Железобетон сегодня доминирует в строительстве. В России его производством и применением занимаются более трех тысяч предприятий, сотни проектных институтов, испытательных лабораторий, десятки кафедр, два специализированных НИИ. Это более одного миллиона специалистов.

Для расширения связей и сопоставления российского и мирового опыта в качестве пленарных докладчиков на предстоящую конференцию приглашены ведущие российские ученые и специалисты, а также руководители крупнейших международных отраслевых организаций: Международного союза лабораторий по испытанию материалов и конструкций - RILEM, Международной федерации по железобетону FIB и др.

Помимо проведения пленарных заседаний, на конференции будет организована работа различных секций и состоятся практические семинары. слушателям

На II Всероссийской конференции у Вас появится реальная возможность установления новых деловых контактов. Для этих целей предусмотрена специальная программа неофициального общения: деловые встречи, банкет, выставки, экскурсии, посещения предприятий, многое другое.

Мы надеемся, что в работе II Всероссийской конференции примет участие широкий круг специалистов различных организаций и фирм, прежде всего профессионалов.

ТЕМАТИКА КОНФЕРЕНЦИИ

- Проектирование составов бетонов с учетом требований к качеству
- Новые вяжущие и добавки для бетонов
- Золо-, шлаки и рециклированные материалы в технологии бетона
- Легкие и ячеистые бетоны
- Специальные бетоны и композиты
- Товарный бетон в строительстве: проблемы и пути повышения качества
- Вопросы технологии бетонирования