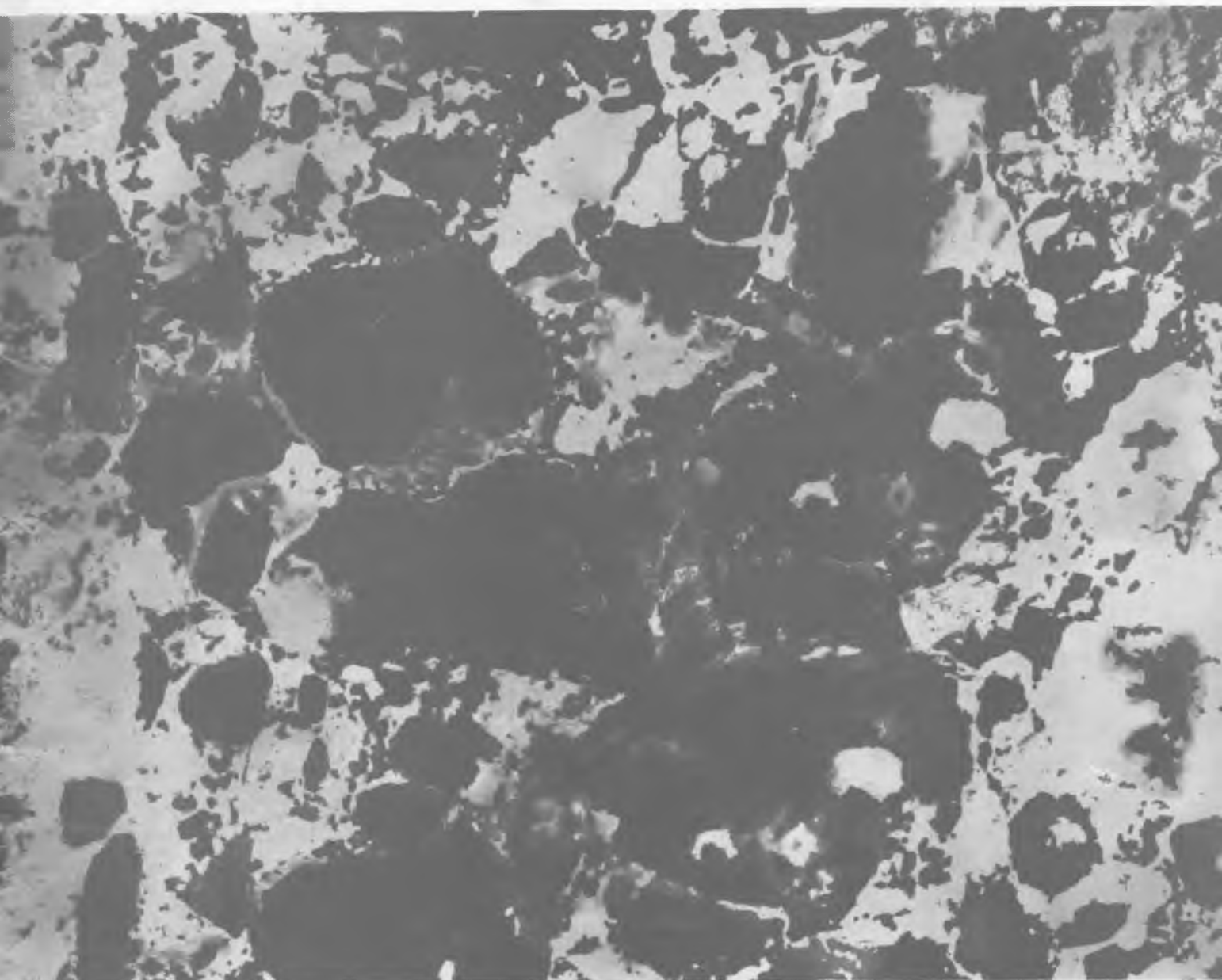


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4

2004





НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ
ПРЕДПРИЯТИЕ

ИНТЕРПРИБОР

ПРОИЗВОДСТВО И РАЗРАБОТКА СОВРЕМЕННЫХ МАЛОГАБАРИТНЫХ
ПРИБОРОВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

☉ **ПУЛЬСАР-1.1** - прибор ультразвуковой. Измерение прочности строительных материалов (ГОСТ 17624 и ГОСТ 24332), дефектоскопия, режим измерения поверхностных трещин

ОНИКС-2.5 - измеритель прочности бетона по ударному импульсу и отскоку (ГОСТ 22690), 1...100 МПа

☉ **ОНИКС-ОС** - измеритель прочности бетона отрывом со скалыванием (ГОСТ 22690), 5...100 МПа, масса прибора 4 кг

☉ **ПОИСК-2.5** - измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры (ГОСТ 22904)

ВИБРАН-1.1 - виброанализатор, 1...1000 Гц, 27...256 линий спектра

ВИСТ-2.3 - виброметр, диапазон частоты 2...500 Гц, амплитуды 0,01...3 мм, среднеквадратичной виброскорости 0,1...500 мм/с

ИНК-2.3 - измеритель напряжений в арматуре частотным методом (ГОСТ 22362), 120...1700 МПа, автоматический расчет требуемого удлинения арматуры

☉ **МИТ-1** - измеритель теплопроводности методом теплового зонда (ГОСТ 30256), 0,025...2 Вт/м²К

ИТС-1 - измеритель теплопроводности методом стационарного теплового потока (ГОСТ 7076), 0,02...1,5 Вт/м²К

☉ **ВИМС-1.1** - влагомер универсальный: песок, глина, бетон, древесина - более 20 материалов, ГОСТ 21718

ВИМС-1.01 - влагомер для бетона, кирпича, цементной стяжки, древесины - более 20 материалов, ГОСТ 21718

ВИМС-1.02 - влагомер древесины: более 10 пород древесины, ГОСТ 16588



РТМ-5 - система автоматического управления термообработкой бетона, 8 каналов, по индивидуальным режимам, автоматически ведется журнал пропарки

ТЕРЕМ-4 - многоканальный регистратор, 8...256 каналов. Области применения:

- регистрация процессов электропрогрева бетона;
- измерение сопротивления теплопередаче строительных конструкций;
- мониторинг раскрытия трещин зданий и сооружений;
- др. (измерение температуры, влажности, давления, механических напряжений, теплового потока, перемещений)

Все приборы имеют:
- простое и удобное меню;
- память результатов измерений с фиксацией времени и даты измерений;
- связь с компьютером и специальные программы для их дальнейшей обработки и архивации.

Приборы выпускаются в нескольких модификациях, отличающихся набором сервисных функций и ценой (при сохранении метрологических характеристик).

ВДЛ-5М - определение поверхностных трещин на металлических поверхностях

ТЕМП-3 - термометры (измерение температур жидких, газообразных, текучих сред, контактное измерение температуры поверхностей, -55...+125...+600 °C), и термогигрометры (диапазон влажности 0...100%)

☉ **ТЕРЕМ-3,**

РТВ-2, РТ-2 - терморегистраторы и терморегуляторы

Приборы сертифицированы. Приборы, отмеченные знаком ☉ занесены в Государственный реестр средств измерений

454080, Челябинск-80, а/я 12771 т./ф: (3512) 655-638, 608-742
E-mail: carat@chel.surnet.ru http://www.interpribor.ru

г. Москва НИИЖБ тел.: (095) 174-75-13
(095) 789-28-50
г. Санкт-Петербург тел. (812) 998-45-86
(812) 318-64-96

СОДЕРЖАНИЕ

<i>ФАЛИКМАН В.Р., СОРОКИН Ю.В., РОГИНСКАЯ О.Л.</i> Методы оценки технологических свойств бетонных смесей для подводного бетонирования	2
КОНСТРУКЦИИ	
<i>СЕМЧЕНКОВ А.С., ЛУГОВОЙ А.В., ДЕМИДОВ А.Р.</i> Сборные пространственно деформирующиеся диски перекрытий из большепролетных многпустотных плит	5
<i>СОБЧЕНКО А.Г., ЛАБОЗИН П.Г., КРАШЕННИНИКОВ А.В.</i> Прочность многпустотных плит безопалубочного экструзионного формования	10
БЕТОНЫ	
<i>БРУССЕР М.И., ЕРШОВ И.Д.</i> Зависимость цвета декоративного бетона от основных технологических факторов при его производстве	12
В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ	
<i>РАСТОРГУЕВ Б.С., АДАМЕНКО А.И.</i> Расчет шатровых складок по трещиностойкости и деформациям	15
<i>ИВАНОВ А.</i> Расчет прочности стеновых конструкций многоэтажных монолитных зданий при использовании метода конечных элементов	18
<i>КАСАЕВ Д.Х., ДЮРМЕНОВА С.С.</i> Прочность железобетонных элементов сквозного сечения при кручении	21
БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ	
<i>ТАМРАЗЯН А.Г., ЗОДЬБИНОВ Д.В.</i> Оценка риска разрушения конструкций от комбинированных воздействий удара и пожара	22
ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ	
<i>ТРАМБОВЕЦКИЙ В.П.</i> Повторное использование дробленого бетона	24
ИНФОРМАЦИЯ	
<i>ЗВЕЗДОВ А.И., САСОНКО Л.В.</i> Симпозиум Международной федерации конструкционного бетона в Авиньоне	26
О ходе подготовки к конференции "Проектирование и строительство монолитных многоэтажных жилых и общественных зданий, мостов и тоннелей"	29
БИБЛИОГРАФИЯ	
<i>КАРПЕНКО Н.И.</i> Интересная и актуальная монография	31
Новая книга о гидроизоляции сооружений	31

Методы оценки технологических свойств бетонных смесей для подводного бетонирования

Особенностью метода подводного бетонирования является подача бетонной смеси непосредственно в воду на большую глубину, при этом строительные-технические свойства затвердевшего бетона в значительной степени формируются еще на стадии транспортирования и укладки [1]. Действительно, подача бетонных смесей по трубопроводам при перепаде высот, достигающем десятков и даже сотен метров, провоцирует их расслоение, а последующее вымывание отделившейся растворной составляющей и цементного теста приводит к формированию дефектной структуры бетона еще до начала активного структурообразования.

С учетом этих особенностей в мировой строительной практике в качестве критерия оптимальности технологических свойств принято сочетание высокой подвижности (осадка конуса 21-25 см, что соответствует марке П 5 по ГОСТ 7473-94) с повышенной стойкостью смесей к раствору- и водоотделению [2]. При этом повышение подвижности должно происходить без увеличения водосодержания и замедления структурообразования свежесуложенного бетона. Результатом является достижение бетоном для подводного бетонирования прочности, в возрасте 28 сут уступающей прочности бетона нормального твердения не более чем на 10% [3].

Несмотря на значительное влияние технологических свойств бетонных смесей на строительные-технические свойства гидротехнического бетона, в настоящее время отсутствуют единые методики их оценки с учетом особенностей проведе-

ния работ и комплексных воздействий на них среды при подводном бетонировании. ГОСТ 10181-2000, являющийся на сегодняшний день единым нормативным документом, регламентирующим испытания бетонных смесей, предусматривает оценку их стойкости против расслоения только при отсутствии внешних воздействий. Между тем такие воздействия, обусловленные колебательным или поступательным движением воды-среды, являются отличительной особенностью условий выдерживания свежесуложенных бетонных смесей при подводном бетонировании, что, таким образом, не учитывается стандартными методиками.

В этой связи представляют интерес нестандартизированные методы испытаний бетонных смесей, среди которых можно выделить следующие [4,5]:

1. Метод, основанный на действии потока воды.

Предусматривает использование открытого желоба (канала) диаметром 100-150 мм, длиной 2 м, с

углом наклона оси 15-20° и емкости для воды фиксированного объема (5 л). В процессе испытаний проба исследуемой бетонной смеси объемом 3 л помещается в желоб на расстоянии 300 мм от верхнего конца и подвергается воздействию струи воды, вытекающей из емкости с постоянной скоростью (см. рисунок). Стойкость бетонной смеси к размыву определяется визуально (по степени обнажения крупного заполнителя и вымывания растворной составляющей и цементного теста) или по потере массы в сопоставлении с бетонной смесью контрольного состава.

2. Метод, основанный на измерении pH.

Предусматривает определение pH воды-среды через 3 мин после помещения в нее пробы бетонной смеси (объемное соотношение бетонной смеси и воды 1:8).

3. Метод, основанный на погружении.

Служит для определения размыва пробы бетонной смеси массой 1 кг (M_0), помещенной в корзину ди-



Расход материалов, кг/м³				Вид, состав и дозировка модификатора (% массы цемента)	ВЦ	Технологические свойства бетонных смесей								
цемент	песок	щебень	вода			ГОСТ 10181-2000			1-й метод	2-й метод	3-й метод	5-й метод		
						ОК, см	Плотность, кг/м³	Водоотделение, %	Потери при поливе, масс. %	pH	Стойкость к размыву П, %	V₁	V₂	V₃
363	778	1142	222	—	0,61	24,0	2505	2,7	14	11,2	0,28	1	1,5	3,1
361	774	1135	176	С-3 (0,6%)	0,48	23,0	2448	2,1	25	11,6	0,44	1	1,47	2,3
361	774	1136	186	С-3 (0,6%)	0,51	22,0	2459	2,0	23	11,2	0,22	1	0,99	1,21
				КМК (0,1%)										
365	781	1147	186	Полиэл-2 (0,15%)	0,51	23,0	2479	2,0	22	11,2	0,36	1	1,22	1,78
365	782	1148	194	Полиэл-2 (0,15%)	0,53	22,0	2489	1,9	7	11,1	0,22	1	0,9	1,2
				КМК (0,1%)										
327	782	1148	194	Полиэл-2 (0,15%)	0,52	22,0	2487	1,8	0,5	11,1	0,05	1	1,1	0,93
				КМК (0,1%)										
				МК (10%)										

аметром 25 см и емкостью около 3 л с отверстиями диаметром 3-5 мм, после ее трехкратного погружения в воду (емкость диаметром 35 мм, высота слоя воды — 65 см). Стойкость к размыву выражается величиной П, %, равной отношению M_b/M_0 , где M_b — масса пробы после трехкратного погружения.

4. Спрей-метод.

Представляет собой синтез 1-го и 3-го методов, отличающийся тем, что размываемый ток воды образец бетонной смеси в процессе испытаний помещается на балансир электронных весов, а потеря массы контролируется компьютером. Стойкость к размыву выражается величиной П, %, определяемой аналогично 3-му методу.

5. Метод мокрого рассева.

Служит для определения внешней расслаиваемости. Проба бетонной смеси объемом около 7 л, после определения подвижности по осадке конуса образующая на поддоне конусообразную лепешку, разделяется металлическими концентрическими кольцами диаметром 200, 350 и 500 мм и высотой 100 мм. Находящаяся между кольцами бетонная смесь подвергается мокро-

му рассеvu с определением массы промытого щебня и его относительным содержанием в единице объема между кольцами. Относительное содержание щебня в пробе между наружным и средним кольцами (V_1) принимается за 1. Критерию однородности смеси и отсутствию внешней расслаиваемости соответствует максимальное приближение к 1 относительного содержания щебня в пробе между средним и внутренним кольцами (V_2) и во внутреннем кольце (V_3).

Для сравнительной оценки эффективности рассмотренных методов были проведены испытания бетонных смесей на основе Старооскольского портландцемента марки 500-Д0 с использованием в качестве заполнителей кварцевого песка с модулем крупности 2,57 и мытого гранитного щебня фракции 5-20 мм, удовлетворяющих требованиям ГОСТ 26633-91. Наряду с бездобавочной бетонной смесью контрольного состава проводились испытания бетонных смесей с химическими добавками и комплексными модификаторами, вводимыми в оптимальных дозировках, в том числе:

— суперпластификатором С-3 (дозировка 0,6% массы цемента);

— стабилизирующей добавкой КМА отечественного производства на основе модифицированного крахмала (дозировка 0,1% массы цемента);

— поликарбоксилатным суперпластификатором Полиэл-2 отечественной разработки [6];

— микрокремнеземом конденсированным по ТУ 5743-048-02495332-96, с удельной поверхностью 2400 м²/кг.

Водосодержание бетонных смесей назначали из условия обеспечения их подвижности 21-25 см осадки конуса (ОК) при испытании по ГОСТ 10181-2000.

Испытания бетонных смесей предусматривали определение подвижности, плотности и водоотделения бетонных смесей по ГОСТ 10181-2000, определение стойкости к размыву при действии потока воды по потере массы (1-й метод), определение величины pH (2-й метод), определение стойкости к размыву при погружении (3-й метод) и определение стойкости к внешней расслаиваемости методом мокрого рассева (5-й метод).

Составы и результаты испытаний бетонных смесей приведены в таблице. Анализ полученных данных показывает, что применение суперпластификаторов С-3 и Полиэл-2 (составы 2 и 4) обеспечивает снижение водопотребности бетонных смесей на 20,7 и 16%, соответственно, по сравнению с контрольным составом без добавок (состав 1). Это сопровождается снижением показателя водоотделения с 2,7 до 2-2,1%, а в сочетании с добавкой КМК (составы 3 и 5) — до 1,9-2%. Наименьшее водоотделение при испытании по ГОСТ 10181-2000 (1,8%) обеспечивает применение добавки Полиэл-2 и КМК в сочетании с микрокремнеземом (состав 6).

Рассмотрение результатов испытаний смесей по определению стойкости к размыву под воздействием потока воды и при погружении (3-й метод) показывает, что они не вполне согласуются с результатами стандартных испытаний. При непосредственном воздействии потока воды (1-й метод) потери массы смесей с добавкой суперпластификаторов возрастают, а их некоторое снижение наблюдается только в сочетании с добавкой КМК. Отмеченное различие может быть связано с проявлением поверхностных явлений на границе раздела фаз и в жидкой фазе бетонной смеси в присутствии пластифицирующих добавок. При стационарных условиях испытаний (стандартный метод) снижение водопотери закономерно связано с уменьшением объема жидкой фазы и с увеличением связанности бетонной смеси с суперпластификаторами, в целом. При динамическом воздействии потока воды увеличение потерь массы может явиться следствием снижения поверхностного натяжения на границе раздела фаз и снижением вязкости жидкой фазы бетонной смеси под воздействием активных компонентов суперпластификатора, что в совокупности повышает диспергирование частиц цемента и зерен заполните-

ля и облегчает их вымывание из бетонной смеси. Аналогичный характер воздействия добавки суперпластификаторов на стойкость бетонных смесей к размыву наблюдается и при испытании методом погружения (3-й метод), а небольшие относительные изменения контролируемого параметра связаны с менее интенсивным воздействием на смесь при испытании погружением по сравнению с воздействием потока воды.

Метод, основанный на измерении pH, по-видимому, требует уточнения условий проведения эксперимента, так как в пределах выбранных в соответствии с литературными данными параметров значение контролируемого показателя для всех составов бетонных смесей находится практически на одном уровне (увеличение pH в смеси состава 2 носит, вероятно, случайный характер или связано с проявлением химической природы добавки).

Метод мокрого расцева (5-й метод) не отражает особенностей технологических свойств бетонных смесей при контакте с водной средой, как это может иметь место при подводном бетонировании, однако в сопоставительном плане позволяет судить о стойкости бетонной смеси конкретных составов при транспортировании и укладке, в том числе с большим перепадом высот.

Несмотря на различную степень пригодности использованных методов оценки технологических свойств бетонных смесей применительно к условиям подводного бетонирования, проведенные испытания позволяют сделать вывод, что во всех случаях лучшие показатели стойкости бетонных смесей против расслоения (водоотделение, размыв, внешняя расслаиваемость) обеспечивает применение комплексного модификатора на основе суперпластификатора Полиэл-2 в сочетании с микрокремнеземом и добавкой КМК на основе модифицированного крахмала. Это позволяет рекомен-

довать опробованный состав комплексного модификатора в качестве базового для создания нового поколения добавок.

Выводы

Рассмотрены различные методы испытаний по определению водоотделения, внешней расслаиваемости, сопротивления размыву бетонных смесей и выполнена их экспериментальная проверка. На основании результатов сравнительных испытаний сделаны выводы о целесообразности применения этих методов для оценки технологических свойств бетонных смесей для подводного бетонирования. Установлено, что качественное улучшение стойкости бетонных смесей против расслоения в условиях подводного бетонирования обеспечивает применение комплексного модификатора, включающего поликарбоксилатный суперпластификатор, стабилизирующий компонент и микрокремнезем.

Библиографический список

- 1.Дмитриевский В.И. Подводное бетонирование.-М.: Транспорт, 1972.
- 2.Рогинская О.Л. Фаликман В.Р. Вайнер А.Я. Сорокин Ю.В. Повышение технологических свойств бетонных смесей для подводного бетонирования путем применения новых комплексных модификаторов //Бетон на рубеже третьего тысячелетия: Материалы 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона.- М.: Готика, 2001, стр. 1313-1319.
- 3.Nagataki S. Present State of Superplasticizers in Japan. Fifth CANMET/ACI International Conference on Superplasticizer and Other Chemical Admixtures, Rome, Italy, 1997.
- 4.Sonebi M., Bartos P.J.M., Khayat K.H. Assessment of Washout Resistance of Underwater Concrete: a Comparison between CRD C 61 and New MC-1 Tests. Materials and Structures, 1999, vol.3.
- 5.Ceza M., Bartos J. Development an Apparatus for Testing the Washout Resistance of Underwater Concrete Mixtures // ACI Concrete in Marine Environment, Proceedings Third CANMET / ACI International Conference, Canada, 1996.
6. Фаликман В.Р., Вайнер А.Я., Башлыков Н.Ф. Новое поколение суперпластификаторов //Бетон и железобетон. — № 5. — 2000. — с.5-7.

А.С.СЕМЧЕНКОВ, д-р техн. наук, А.В.ЛУГОВОЙ, А.Р.ДЕМИДОВ, инженеры
(КНПСО ООО Центр "Поликварт")

Сборные пространственно деформирующиеся диски перекрытий из большепролетных многопустотных плит

При строительстве сборных гражданских зданий применяют стеновую (панельную) и стоечную (каркасную) конструктивные системы (КС). Недостатком сборных панельных зданий является малый (до 3,6 м) шаг несущих стен из-за большого габарита и веса железобетонных плит сплошного сечения размером на комнату и толщиной 12-16 см, а также ограниченной высоты панелевозов и грузоподъемности башенных кранов. Плиты перекрытий опираются на три или четыре стороны в зависимости от конструкции наружных стен (несущие или самонесущие). При массе сплошных плит 400 кг/м^2 , что достигается при толщине 16 см, допускается устройство чистых полов с наклейкой линолеума на теплозвукоизоляционной основе на ровную поверхность плиты, изготовленной в кассете.

В каркасных зданиях более свободная планировка помещений обеспечивается благодаря применению в перекрытиях многопустотных типовых плит типа 1 ПК [1] высотой 22 см, шириной 1,0 – 1,2 – 1,5 – 1,8 – 2,4 – 3,0 – 3,6 м, пролетом до 6,6 – 7,2 – 7,5 – 9 м с круглыми пустотами диаметром 159 мм (рис. 1,а) с шагом 185 мм. Плиты изготавливают в силовых металлических формах с откидными бортами, что позволяет устраивать на боковых гранях цилиндрические прерывистые шпонки (рис. 1,б), хорошо воспринимающие вертикальные и горизонтальные сдвигающие силы, действующие между плитами в составе сборного диска перекрытия.

Применение таких плит в панельных зданиях требует: обязательного применения монолитной стяжки для выравнивания поверхности под полы и обеспечения массы не менее 350 кг/м^2 по требованиям звукоизоляции; повышения точности монтажа для обеспечения необходимой длины площадки опирания плит на стены; ограничения этажности из-за недостаточной прочности платформенных стыков и малой длины площадки опирания плит на стены; повышенной прочности плит в поперечном направлении для восприятия крутящих моментов и поперечных бимоментов; преднапряжения продольной арматуры для обеспечения жесткости и зыбкости плит.

В 70-х годах плиты типа 2ПК пролетом до 7,2 м были применены в составе "скрытого каркаса" [2], представляющего собой панель, армированную металлическими слябами по боковым вертикальным граням, которые воспринимают часть вертикальной нагрузки, раз-

гружая платформенные стыки. Этот "каркас" предназначался для высотных жилых зданий с широким шагом стен и этажностью до 35 и более этажей и был применен в Москве при строительстве ЭЖК Чертаново – Северное в Москве. В дальнейшем плиты пролетом до 7,2 м применялись проектно-строительной организацией ТЭЦ-25 в панельных и сборно-монолитных зданиях вплоть до обрушения в 1999 г. 18-этажной торцевой секции здания, возводимого на Мосфильмовской улице. Обрушение произошло в результате выдергивания связевых плит из стен сборного ЛПУ и наружных торцевых стен из-за больших погрешностей на монтаже и недостаточной анкеровки плит в стенах. Опираемые длинные плиты на монолитные стены в сборно-монолитных и на ригели в сборных каркасных зданиях более надежно. Появилось мнение об опасности применения длинномерных плит в панельных зданиях. Однако при наличии должного контроля за отклонениями на монтаже и ограничении этажности зданий эти опасения напрасны. На это указывает большой опыт применения пустотных плит пролетом 9-12 и более метров во многих странах.

При проектировании всесоюзной панельной серии 1.090.1-1 для общественных зданий были применены плиты типа 1ПК (рис. 1,а) пролетом до 9 м. Для увеличения прочности платформенных стыков в типовых плитах с одного торца сделаны сужения пустот, а с другого торца в пустоты устанавливают бетонные вкладыши (рис. 1,в). В составе диска перекрытия сопряжения между плитами тщательно омоноличиваются, а к закладным деталям, установленным по углам плит, привариваются в обоих направлениях арматурные связи (рис. 1,в). Недостатком типовых плит является большой расход арматуры, малая толщина средних ребер (26 мм), что требует обязательного армирования их каркасами и затрудняет бетонирование плит; в плитах шириной 1,2 м из-за малой толщины еще и крайних ребер (рис. 1,а) при изготовлении часто получается брак.

На наш взгляд, более эффективны плиты марки ПБ [1] (рис. 2,а), изготавливаемые на длинных стендах методом непрерывного безопалубочного формования с последующей нарезкой на элементы любой длины. Эта технология широко применяется за рубежом. Плиты ПБ армируются нижней продольной напрягаемой арматурой из высокопрочных канатов $K=7$ диаметром 6-9-12

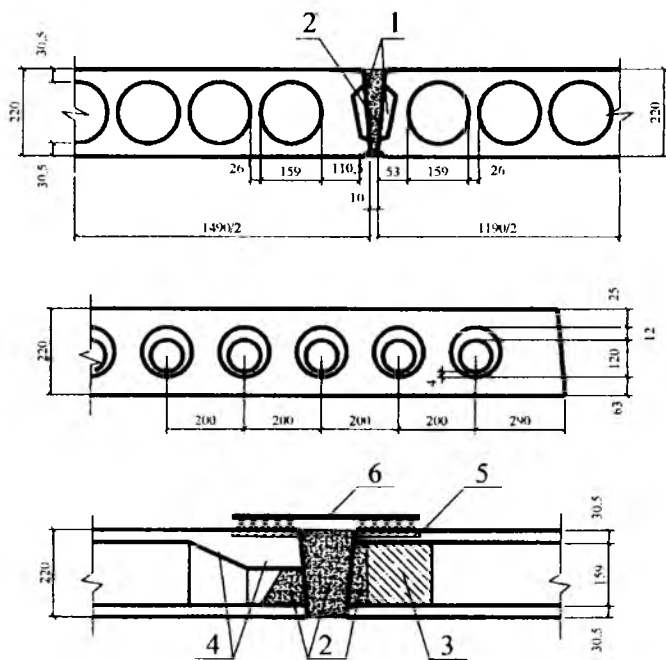


Рис. 1. Сопряжение массовых круглопустотных плит типа 1ПК

а — межплитное шпоночное сопряжение; б — прерывистые цилиндрические шпонки; в — стык торцов плит
 1 — прерывистые шпонки; 2 — монолитный бетон; 3 — бетонная заглушка; 4 — сужение пустоты; 5 — закладная деталь; 6 — привариваемая арматурная связь

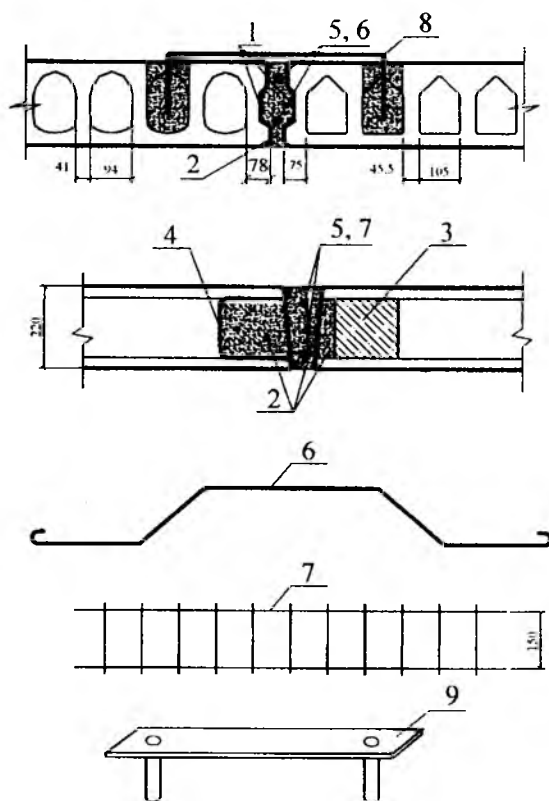


Рис. 2. Сопряжение многопустотных плит типа ПБ

а — с вертикально-вытянутыми пустотами разного сечения; б — стык торцов плит
 1 — непрерывные трапециевидные шпонки; 2 — монолитный бетон; 3, 4 — заглушки из пенополистирола из листовой пластмассы; 5, 6, 7 — связи в швах; 8, 9 — связи, анкеруемые в плитах

мм или высокопрочной проволоки класса Вр-2 диаметром 5 мм. При необходимости в верхней зоне устанавливается напрягаемая проволока Вр-2 на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировке и монтаже. Благодаря отсутствию сеток, каркасов, монтажных петель и закладных деталей расход стали в плитах ПБ в 2-3 раза ниже, чем в типовых, а для изготовления не требуются арматурный и механический цеха с дорогостоящим оборудованием. В то же время для изготовления ПБ нужен бетон класса не ниже В30 из дорогого гранитного щебня для обеспечения надежной анкеровки высокопрочной напрягаемой арматуры и дорогостоящие алмазные диски для распила плит.

Высокая степень механизации работ на длинных стендах, а также технологичность конструкции позволяют снизить в 1,5–2 раза трудовые затраты, в 3-9 раз металлоемкость формовочного оборудования и на 10-25% себестоимость изготовления при одновременном высоком качестве плит калиброванной толщины, пригодных для устройства чистого пола.

Для увеличения прочности плит в платформенных стыках, а также по наклонным, продольным и пространственным сечениям пустоты делают вертикально вытянутыми (рис. 2,а). Кроме того, в пустоты плит, на расстоянии около 10 см от торцов, устанавливают заг-

лушки для получения бетонных пробок после омоноличивания стыков.

В плитах ПБ из-за отсутствия поперечного армирования не допускается образование продольных наклонных и пространственных трещин в полках и ребрах, что может вызвать хрупкое разрушение плит. Поэтому ПБ необходимо обязательно проектировать на различные усилия, возникающие в процессе эксплуатации при пространственной работе конструктивной системы здания от вертикальных и горизонтальных нагрузок [3, 4, 5, 6], а также в доэксплуатационный период при транспортировке, складировании и монтаже.

Пространственная работа диска перекрытия из сборных плит в вертикальной и горизонтальной плоскостях обеспечивается тщательным замоноличиванием мелкозернистым бетоном продольных и поперечных соединений (рис. 1, 2), воспринимающих сжимающие и сдвигающие напряжения, и арматурными связями, воспринимающими растягивающие усилия. Плиты ПБ объединяются в диски с помощью напрягаемой канатной арматуры, гнутых стержней или сварных каркасов, устанавливаемых в межплитные швы (рис. 2, поз. 5, 6, 7), а также с помощью арматурных гнутых связей, анкеруемых в пустоты, или связей из металлических полос с арматурными анкерами, забиваемыми

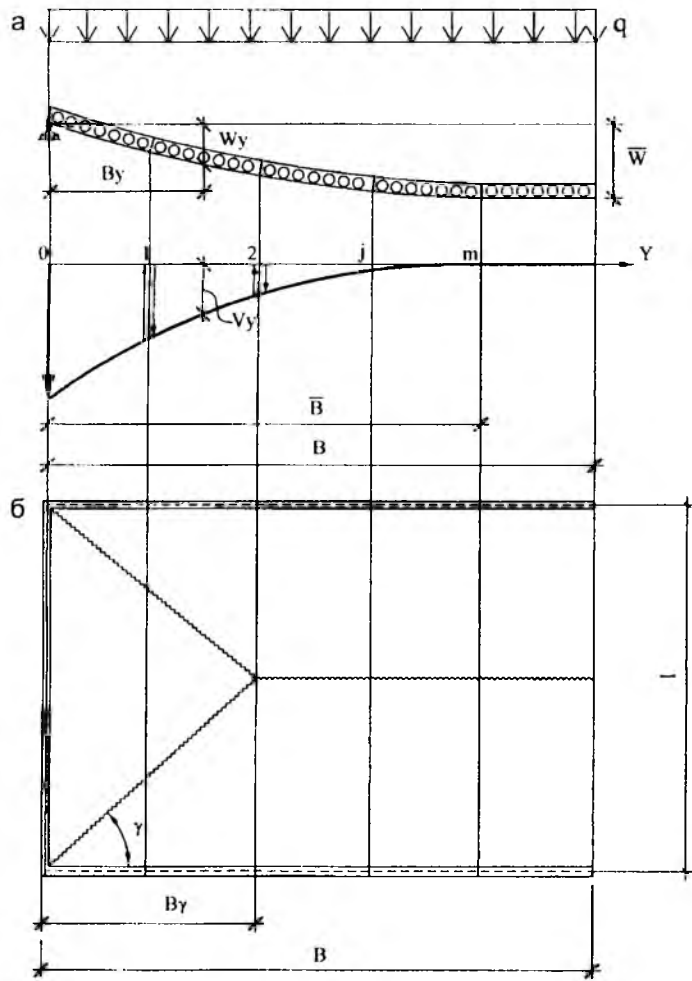


Рис. 3. Изгиб ячейки диска из плоскости при опирании по трем сторонам

а — расчетная схема ячейки и эпюры реакции V_y и прогибов W_y в поперечном направлении; б — схема разрушения ячейки по конверту

в бетон (рис. 2, поз. 8 и 9). Шпоночные сопряжения между плитами ПБ являются непрерывными трапецевидного сечения. Такие шпоночные сопряжения хорошо работают на сжатие и оказываются податливыми на сдвиг при работе диска перекрытия в своей плоскости, что необходимо обязательно учитывать при проектировании.

Пространственная работа диска в зданиях смешанной конструктивной системы в общем случае включает: изгиб ячеек диска из плоскости при опирании их по трем — четырем сторонам и загрузении вертикальными нагрузками (рис. 3);

изгиб диска в своей плоскости при распределении горизонтальных нагрузок между вертикальными несущими элементами (рис. 4);

кручение ячеек диска из плоскости при неравномерных вертикальных перемещениях вертикальных несущих элементов (рис. 5).

Проведенные ранее исследования показали, что

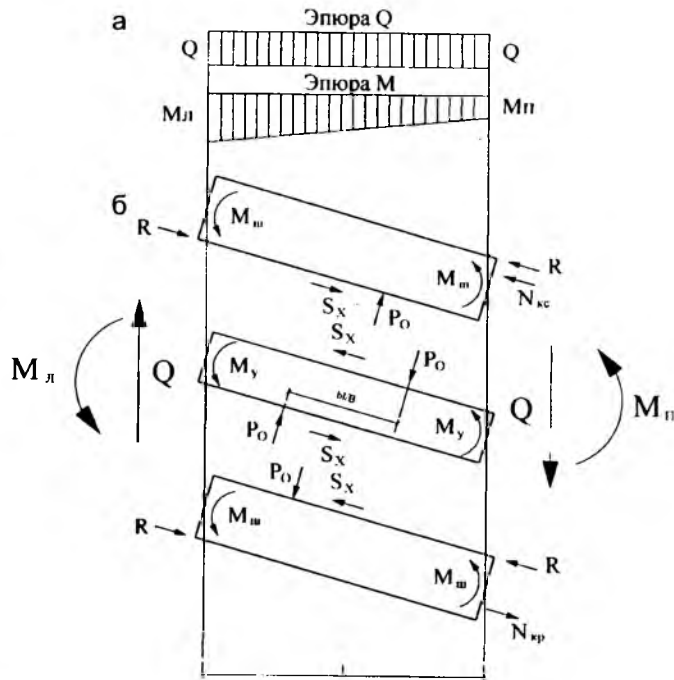


Рис. 4. К расчету сборного диска с податливыми межплитными сопряжениями на изгиб в своей плоскости

а — эпюры внешних усилий в ячейке; б — расчетная схема

при опирании перекрытий вдоль пролёта плиты разрушаются по продольным и пространственным трещинам из-за недостаточной прочности при поперечной деформации сечений. Поэтому типовые плиты с тонкими ребрами и полками (рис. 1, а) опирать вдоль пролёта не рекомендуется. Для этого случая, особенно при увеличенных пролётах или нагрузках, надо применять более толстостенные круглопустотные плиты второго поколения с меньшими диаметрами пустот [5] или более прочные в поперечном направлении при одинаковой приведенной толщине плиты с вертикально вытянутыми пустотами (рис. 2, а) [3, 6].

При достаточной прочности плит в поперечном направлении и загрузении равномерно распределенной нагрузкой q разрушение ячейки происходит при больших прогибах с образованием пластических шарниров по конверту (рис. 3, б). В этом случае разрушающая нагрузка на свободно опертую по трем сторонам сборную пластину равняется

$$q = 24M / l^2 / (3B - B_y), \quad (1)$$

где M — изгибающий расчетный момент в пластических шарнирах на всю ширину сечения сборной пластины; B и l — ширина и длина ячейки; B_y — проекция наклонных трещин на торцевую грань пластины.

Для квадратной в плане сборной пластины и $B_y = l/2$ дополнительное опирание вдоль пролёта по-

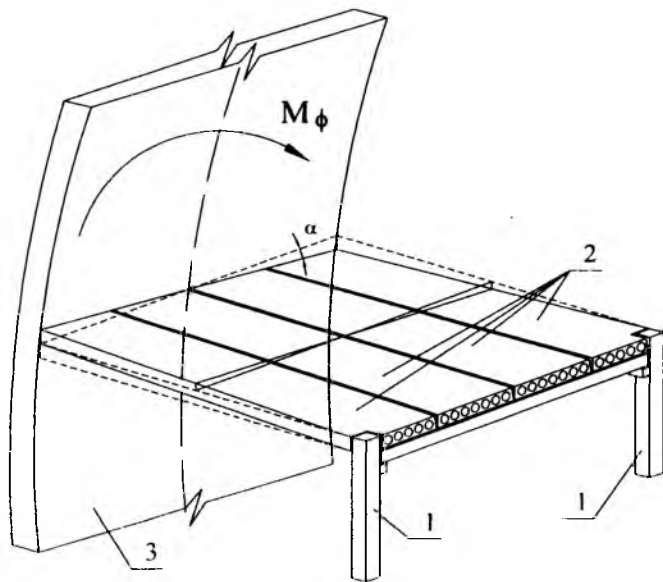


Рис. 5. Схема скручивания ячейки перекрытия при изгибе каркасно-связевой несущей системы

1 — колонны; 2 — плиты; 3 — диафрагма

--- пунктиром показано деформированное перекрытие

звояет увеличить прочность на 20 %, а опирание по четырем сторонам и $B_y = l$ — на 50 %.

Для расчета прогибов необходимо учитывать пространственную работу сборной пластины с применением континуальной или дискретно-континуальной модели.

Поскольку длиномерные плиты имеют предварительно напряженную арматуру, а ширина плит b незначительна, по сравнению с пролетом l ($l/b \geq 4$), трещины в плитах при длительно действующих нагрузках не образуются, а для пространственного расчета удобно использовать континуальную модель в виде полубезмоментной конструктивно-ортотропной пластины, имеющей изгибную жесткость в поперечном направлении $D_y = 0$, или в виде дискретно-континуальной модели, состоящей из дискретных плит-стержней, объединенных континуальными связями сдвига.

В континуальной модели дифференциальное уравнение изгиба полубезмоментной ортотропной пластины имеет вид

$$D_x 6^4 W / 6x^4 + D_K 6^4 W / (6x^2 6y^2) = q, \quad (4)$$

где D_x , D_K — размазанные жесткости пластины на изгиб и кручение; W — функция прогибов.

Пространственный расчет пластины (рис. 3,а), опертой по трем сторонам и равномерно загруженной по площади, сводится к расчету пластины, опертой по двум сторонам и дополнительно загруженной краевой полосовой реакцией

$$V_{0,x} = V_0 \sin \pi x / l, \quad (5)$$

где V_0 — амплитудное значение реакции в подпертом нулевом шве, равное

$$V_0 = 4ql \cdot \text{th} 2\omega l (\pi^2 \alpha), \quad (6)$$

здесь: $\alpha = \sqrt{D_x / D_K}$ — основной жесткостной коэффициент.

Прогибы в пластине определяются по формуле

$$W_{y,x} = 4ql^4 / (\pi^5 D_x) \cdot [1 - \text{ch}(\omega - \omega_y) / \text{ch}(2\omega)] \sin(\pi x / l), \quad (7)$$

где $\omega = \alpha \pi B / (2l)$, $\omega_y = \alpha \pi y / l$.

При дискретно-континуальной расчетной модели из m одинаковых плит-стержней (рис. 3,а) реакции и прогибы в j -ом шве определяются по формулам

$$V_j = V_0 \Gamma^j B_j, W_j = [l^4 / (\pi^4 B_{II})] \cdot [4qb / \pi - 2V_0 \Gamma^j \sqrt{\eta} E_j], \quad (8)$$

где $\Gamma = (1 - \sqrt{\eta}) / (1 + \sqrt{\eta})$, $\eta = [\pi b \beta / (2l)]^2$, $\beta = \sqrt{B_{II} / B_K}$ — жесткостные коэффициенты; $B_{II} B_K$ — приведенные осредненные жесткости плит-стержней на изгиб и кручение; $B_j = (1 - \Gamma^{2(m-j)}) / (1 - \Gamma^{2m})$; $E_j = (1 + \Gamma^{2(m-j)}) / (1 - \Gamma^{2m})$; V_0 — амплитудное значение реакции на продольной стене, равное

$$V_0 = 4qb / (\pi [1 + \eta - B_j \Gamma (1 - \eta)]) \quad (9)$$

При увеличении ширины пластины за счет добавления количества плит значения V_0 в формулах (6) и (9) стремятся к своему одинаковому предельному значению

$$\bar{V}_0 = 4ql / (\pi^2 \alpha) = 2qb / (\pi \sqrt{\eta}) = 4ql / (\pi^2 \beta), \quad (10)$$

которого они достигают при ширине ячейки

$$B \geq 2l / (\pi \alpha) \quad (11)$$

и при равенстве основных жесткостных коэффициентов дискретно-континуальной и континуальной модели

$$\alpha = \sqrt{D_x / D_y} = \beta = \sqrt{B_{II} / B_K}. \quad (12)$$

Из рассмотрения расчетной схемы ячейки шириной $B \geq \bar{B}$ получаем две крайние плиты, существенно отличающиеся напряженно-деформированным состоянием. Плита $j=m$ работает по традиционной балочной схеме на поперечный изгиб в продольном направлении и должна проверяться в соответствии с нормами по двум группам предельных состояний. В плите $j=1$ изгиб в продольном направлении незначителен, но дополнительно действует крутящий момент, вызывающий значительные напряжения и деформации по продольным и пространственным сечениям. Образование про-

дольных трещин в слабоармированных в поперечном направлении плитах недопустимо.

Расчет прочности поперечной полосы сборного диска на изгиб в своей плоскости производится на действие изгибающих моментов слева (M_L) и справа (M_P) от ячейки и поперечной силы Q постоянной на длине полосы (рис. 4,а) [4]. В результате взаимного сдвига плит с продольными непрерывными шпонками диск в общем случае работает как балкорамы, в которой внешний момент в плитах, создаваемый активными силами бокового обжатия P_O и поперечными силами Q , уравновешивается реактивными моментами за счет трения – зацепления от вертикального пригруза в торцах широких ($M_{Ш}$) и узких (M_Y) плит, сопротивления межплитных швов сдвигу (S_X) и распоров (R) в широких плитах (рис. 4,б). Усилия в крайних, растянутой и сжатой от момента, связях определяются по простым формулам

$$N_{k,P} = \pm M/B + Q(1 - \Phi)/\beta_P / b < (Ql), \quad (13)$$

где Φ – коэффициент, изменяющийся в пределах 0 ... 1 и показывающий, какая часть поперечной силы Q передается за счет прочности сопряжений, равный

$$\Phi = (S_X \cdot B + \hat{M}_{Ш} + \hat{M}_Y) / (Ql), \quad (14)$$

здесь $\hat{M}_{Ш}, \hat{M}_Y$ – суммарные моменты, воспринимаемые всеми широкими и узкими плитами поперечной полосы балкорамы.

Диагональные распоры R увеличивают растягивающие усилия в связях диска и создают дополнительные сжимающие усилия в зоне анкеровки напрягаемой арматуры, что необходимо учитывать при проектировании широких плит.

Кручение ячеек диска перекрытия из плоскости возникает вследствие разности вертикальных деформаций вертикальных несущих конструкций – колонн и стен. Стены при изгибе в своей плоскости поворачиваются на угол φ , а ригели рам смещаются, оставаясь почти горизонтальными (рис. 5).

Угол закручивания ячейки перекрытия определяется по формуле

$$\varphi = M_\varphi / B_\varphi, \quad (15)$$

где M_φ – крутящий момент в ячейке перекрытия; l и B – длина и ширина ячейки; B_φ – жесткость ячейки на кручение, равная

$$B_\varphi = k \sum_{j=1}^m B_{\varphi,j}, \quad k \leq 1$$

– коэффициент, учитывающий податливость сборной ячейки; j – порядковый номер плит ячейки; m – количество плит в ячейке; $B_{\varphi,j}$ – жесткость на кручение j -ой плиты.

Крутящий момент в j -ой плите равен $M_{\varphi,j} = M_\varphi B_{\varphi,j} / B_\varphi$. Прочность проверяется по середине верхней полки, где отсутствует арматура и действует максимальное касательное напряжение $\tau_{cp} = M_{\varphi,j} / w_{\varphi,j} \leq R_{s,t}$.

Для избежания образования наклонных трещин, особенно в сжатой зоне плит, необходимо ограничивать угол закручивания ячеек величиной, при которой эти трещины образуются.

Выводы

Разработаны три пространственные расчетные схемы ячеек дисков перекрытий, позволяющие учесть значительные дополнительные усилия, возникающие в большепролетных многопустотных плитах в процессе эксплуатации здания. Неучет этих усилий при проектировании приводит к преждевременной потере эксплуатационных свойств или разрушению плит.

Библиографический список

1. ГОСТ 9561-91. Плиты перекрытия железобетонные многопустотные для зданий и сооружений. М.: Изд-во стандартов, 1992. – 20с.
2. А.С.Дмитриев И.Н., Лепский В.Е., Пригожий А.Я. Строительная панель. М.: ЦНИИПИ по делам изобретений и открытий. 25.09.1974. – Бюл. №35. – 4с.
3. Рекомендации по проектированию дисков перекрытий и покрытий из плит безопалубочного формования. –М.: ЦНИИ-ЭП ТБЗ и ТК, 1986.
4. Рекомендации по проверке прочности сборных дисков перекрытий с применением многопустотных плит с непрерывными шпонками на боковых гранях на действие ветровых нагрузок. – М.: ЦНИИП РГ, 1990.
5. Семченков А.С. Технологичные круглопустотные плиты второго поколения с утолщенными ребрами // Бетон и железобетон. – 1994. - №5. – с. 5 – 7.
6. Семченков А.С. Пространственно-деформирующиеся сборные железобетонные диски перекрытий многоэтажных зданий. Автореф. на соиск. уч.степ. докт. техн. наук. Москва, 1992.

Уважаемые читатели!

С 1 сентября начинается подписка на журнал "Бетон и железобетон" на 1-е полугодие 2005 г. Сведения о подписке содержатся в Объединенном каталоге (он зеленого цвета) "Пресса России". Подписной индекс **70050**. Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений. Тел. для справок **292-6205, 703-9762**.

Прочность многопустотных плит безопалубочного экструзионного формования

Для определения прочности, жесткости и трещиностойкости многопустотной плиты был отобран стандартный образец плиты перекрытия длиной $L = 6300$ мм, шириной $b = 1200$ мм. Возраст панели составлял 120 сут, прочность бетона соответствовала классу В37,5. Плита армирована преднапряженной арматурой $5\phi 12K7$. Предварительное напряжение осуществлялось механическим способом, с контролем напряжения по относительному удлинению. Нагружение панели перекрытия производилось равномерно распределенной нагрузкой. Одним концом панель опиралась шарнирно, другой конец был заделан в кирпичную стену на глубину 90 мм. Прочность кладки составляла 22 кгс/см^2 без учета армирования. Нагрузку на кирпичную кладку передавали с помощью двух домкратов через стальную траверсу, что соответствует нагрузке 9-10-этажного дома. Для измерения прогибов и перемещений применялись прогибомеры типа 6-ПАО, индикаторы часового типа И4-10, П4-10 с ценой деления 0,01 мм. Для измерения ширины раскрытия трещин использовался микроскоп ММБ-2, с ценой деления 0,05 мм. Измерения деформаций бетона в сжатой и растянутой зонах плиты в месте заделки ее в кирпичную кладку выполнены тензометрическим методом. Схема опирания плиты и размещение тензорезисторов показаны на рис. 1.

Для измерения деформаций использовали фольговые тензорезисторы КФ5П1-15-200, показания записывались с помощью цифрового измерителя деформаций ИДЦ, цена деления $1,86 \cdot 10^{-6}$ ЕОД. Испытание панели перекрытия проводилось в закрытом помеще-

нии при положительной температуре. Нагружение осуществлялось штучными бетонными блоками (грузами) ступенями, каждая ступень составляла 0,1 доли от разрушающей нагрузки. Выдержка между нагружениями была 10 мин. После достижения контрольной нагрузки по прогибам (509 кгс/см^2) выдержка составляла 30 мин. При достижении нагрузки 1258 кг/м^2 приборы были сняты, и нагружение до разрушения производилось без снятия показаний приборов.

Смещение концов арматуры измеряли индикаторами часового типа, которые были установлены на торце панели до полного разрушения. По прочности испытанная панель перекрытия достигла своего предельного состояния при нагрузке 1283 кгс/см^2 без учета собственного веса, что в 1,4 раза превышает расчетную нагрузку по прочности. При нагрузке 1317 кгс/м^2 произошло резкое нарастание прогибов, появление и раскрытие трещин с обеих сторон от середины пролета, где раньше появилась первая трещина, после чего испытания прекратили. Смещения арматуры не произошло ни при контролируемой, ни при разрушающей нагрузках.

Результаты испытаний панели перекрытия показали, что при контрольной нагрузке по прогибам 509 кгс/м^2 фактический прогиб плиты в середине пролета составил 4,23 мм, что меньше контрольного и в несколько раз меньше предельно допустимого прогиба для данной конструкции перекрытия. По жесткости конструкцию перекрытия безопалубочного экструзионного формования следует считать соответствующей требуемым нормам. По трещиностойкости она удовлетворяет требованиям ГОСТ 8829-85. Первая трещина появилась при нагрузке 839 кгс/м^2 в месте заделки плиты в кирпичную кладку, ширина раскрытия трещины составляла 0,2 мм. Трещина в середине пролета появилась при нагрузке 1180 кгс/м^2 (рис. 2).

По показаниям тензодатчиков были определены относительные деформации бетона в месте заделки

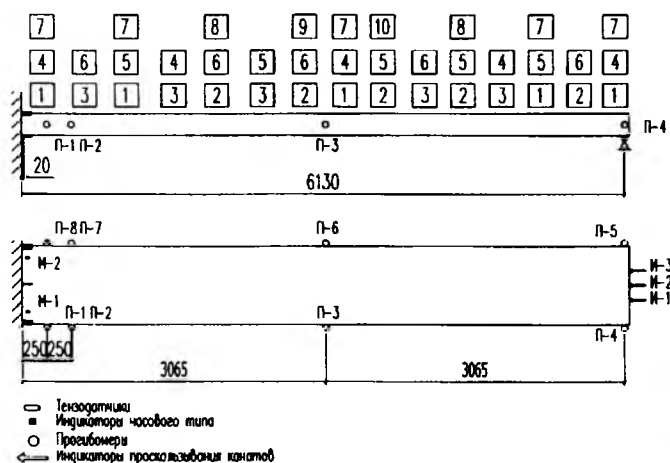


Рис. 1. Схема расстановки грузов и приборов

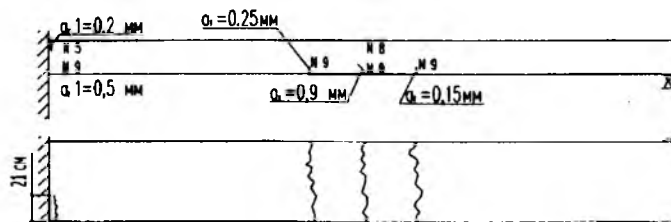


Рис. 2. Схема трещинообразования

плиты в кирпичную кладку. Относительные деформации не попавших в зону дефектов

$$\varepsilon = 3 \cdot 1,86 \cdot 10^{-6}$$

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = 324000 \cdot 5,58 \cdot 1,86 \cdot 10^{-6} = 3,362 \text{ кгс/см}^2$$

$$M = \sigma \cdot W = 3,362 \cdot 7812 = 26264 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Изгибающий момент в середине пролета при условии свободного опирания по концам равен

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{1282 \cdot 6^2 \cdot 1,2}{8} = 692300 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

Изгибающий момент в заделке составляет от пролетного момента величину равную

$$\frac{26264}{692300} 100 = 4\%.$$

Изгибающий опорный момент при условии полного защемления в заделке равен

$$M = \frac{ql^2}{12} = \frac{1282 \cdot 6^2 \cdot 1,2}{12} = 461500 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Изгибающий опорный момент, полученный в эксперименте, составляет в процентах от теоретического опорного момента $\frac{26264}{461500} 100 = 5,7\%$. По результатам эксперимента и проведенных расчетов был построен график зависимости величин опорного момента в заделке от соотношения прочностей кирпичной кладки и бетона плиты перекрытия (рис. 3).

При одинаковой прочности плиты перекрытия и стенки соотношение равно единице и опорный момент равен 100 % т.е. $M_{оп.} = \frac{ql^2}{12}$.

При прочности стены, приближающейся к нулю, опорный момент равен нулю. График прогибов плиты

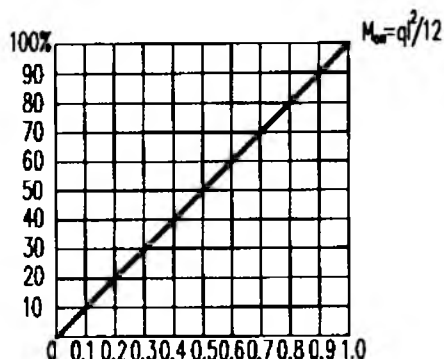


Рис. 3. График отношения прочности кирпичной кладки к прочности бетона

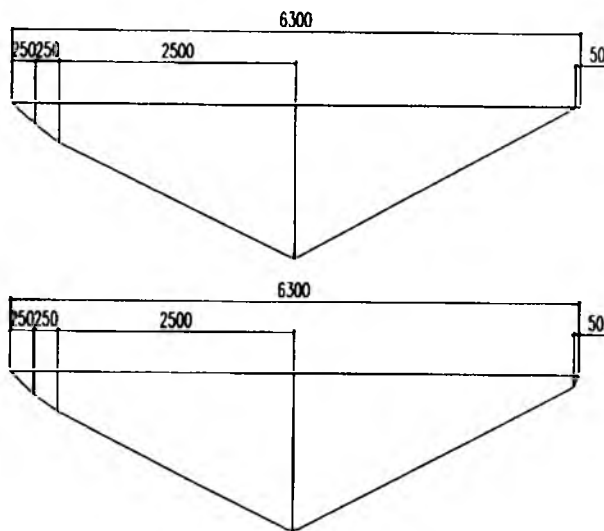


Рис. 4. Прогибы плиты по данным прогибомеров

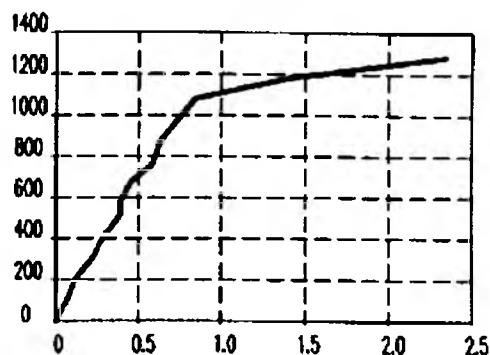


Рис. 5. График "Нагрузка-прогиб"

перекрытия (рис. 4), построенный по показаниям приборов (рис.3, 5), показывает, что плита работает как балка на двух опорах с шарнирным опиранием по концам.

Хотя по показаниям тензодатчиков напряжения сжатия и растяжения в защемленном опорном участке плиты имели место, фактически их значения оказались незначительными. Значение опорного момента плиты перекрытия в месте заделки ее в стену зависит от соотношения прочности кирпичной кладки к прочности бетона плиты. Чем выше это отношение, тем больше опорный момент в заделке.

В целом по результатам проведенного эксперимента следует считать, что опорный изгибающий момент в заделке плиты в кирпичную кладку составляет 4...5 % от значения изгибающего момента в середине пролета, определенного при условии свободного опирания плиты по концам.

По усилиям на торец плиты вертикальная нагрузка составила 80 т, что соответствует величине нормативной нагрузки десятиэтажного кирпичного дома.

М.И.БРУССЕР, канд. техн. наук (НИИЖБ); И.Д.ЕРШОВ, инж. (ООО "Корпорация Гарантия-Строй")

Зависимость цвета декоративного бетона от основных технологических факторов при его производстве

В последние годы в нашей стране требования, предъявляемые к современным отделочным материалам, постоянно растут, причем одними из главных требований, являющихся эстетическими.

Большие возможности получения поверхности с широким спектром декоративных свойств имеются у бетона. В настоящее время декоративный бетон в большинстве случаев оценивается его характеристикой по цвету. Декоративный бетон имеет комплекс эстетических свойств, которыми характеризуется его поверхность: цвет, фактура, текстура. Эти три декоративных свойства бетона связаны между собой, т.е. при изменении одного из них может измениться зрительное восприятие другого.

Бетон — это искусственный композиционный материал, которому можно придать в широком диапазоне разнообразные как физико-механические, так и декоративные свойства. На сегодняшний день существует множество проблем, связанных с массовым производством декоративного бетона, что в значительной степени сдерживает широкое применение его в различных областях строительства. Для того, чтобы бетон получил широкое применение в наружной и внутренней отделке, необходимо изучить зависимость его декоративных свойств от технологических факторов при его изготовлении.

При исследовании влияния основных технологических факторов на цвет бетона были выбраны три основных технологических фактора, оказывающих влияние на цвет декоративной поверхности бетона: уровень пигментации бетона; окрашивающая способность пигмента; качество цементного теста.

Оценку влияния этих факторов на цвет бетона проводили по ранее предложенной методике по трем параметрам описания цвета: светлота L , насыщенность C , цветовой тон h .

Метод определения, контроля и оценки цвета бетона основан на определении координат цвета испытуемых образцов с помощью компаратора цвета. Для определения характеристик цвета бетона был выбран отечественный компаратор цвета КЦ-3. Принцип его действия заключается в преобразовании в электрические сигналы световых потоков, отраженных двумя сравниваемыми образцами, пропорциональных координатам цвета этих образцов и поступающих на один фотоприемник, с последующей обработкой на микроЭВМ.

При использовании названного компаратора и компьютера была проведена инструментальная оцен-

ка цвета поверхности бетона при вариации трех вышеперечисленных технологических факторов. Полученные результаты испытаний на приборе (координаты цвета x, y, z) вводятся в электронную таблицу компьютера, где они пересчитываются в координаты цвета другой системы CIELAB (ЕЦС), на основании которых рассчитываются параметры описания цвета и строятся соответствующие графики.

На рис. 1 показано изменение насыщенности цвета бетона (приготовленного на белом портландцементе и обычном портландцементе с использованием синего фталоцианинового и красного железистоокисного пигмента) от уровня его пигментации.

Как видно из рис. 1, изменение уровня пигментации красного пигмента от 2 до 4% и синего пигмента от 0,4 до 1,5% оказывает следую-

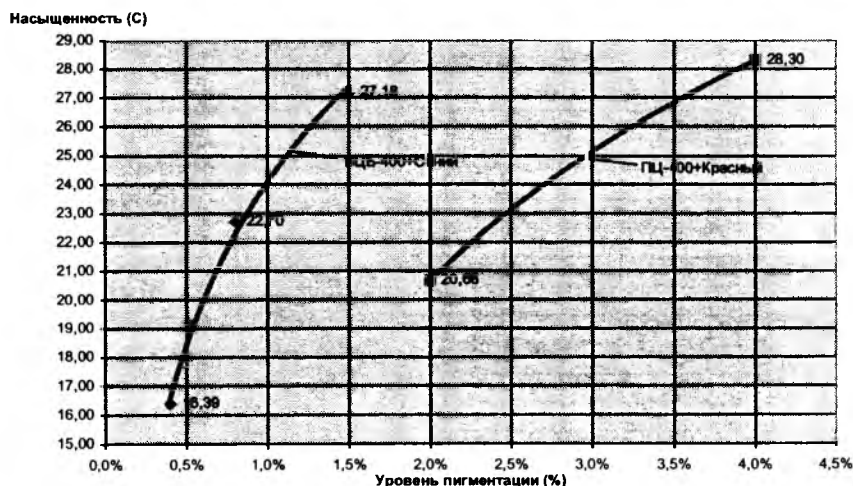


Рис. 1. Влияние уровня пигментации на насыщенность цвета бетона



Рис. 2. Влияние окрашивающей способности пигмента на характеристики цвета бетона

щее влияние на характеристики цвета бетона.

1. Светлота цвета бетона при этом уровне пигментации красных и синего пигментов не изменяется. Применение пигментов, имеющих белизну выше, чем белизна растворной части бетона, влечет за собой увеличение светлоты цвета бетона. Применение темных и черных пигментов в составе бетона, приводит к обратному результату.

2. При повышении уровня пигментации растет насыщенность цвета бетона. На белом портландцементе изменение насыщенности цвета бетона более заметно, чем на обычном портландцементе. У черных и темных цветов она не изменяется.

3. Цветовой тон бетона изменяется в направлении цветового тона используемых пигментов и их процентного соотношения.

Из рис. 2 видно, как изменяются параметры описания цвета бетона на портландцементе при изменении окрашивающей способности красных железистоокисных пигментов. Для примера были выбраны железистоокисные пигменты разных заводов-изготовителей, имеющих разную интенсивность окрашивания: ВБ-110 ("Байер"), Д-1 ("Докрас"), Сурик ("Ярославль-краска").

Влияние окрашивающей способности пигментов в бетоне с уровнем пигментации $P=4\%$ и пригото-

вленных на портландцементе ПЦ-400 оказывает следующее влияние на характеристики цвета бетона.

1. Светлота цвета бетона не изменяется.

2. Насыщенность цвета бетона увеличивается при усилении окрашивающей способности используемого пигмента.

3. Цветовой тон бетона изменяется в направлении цветового тона используемых пигментов с учетом их интенсивности окрашивания.

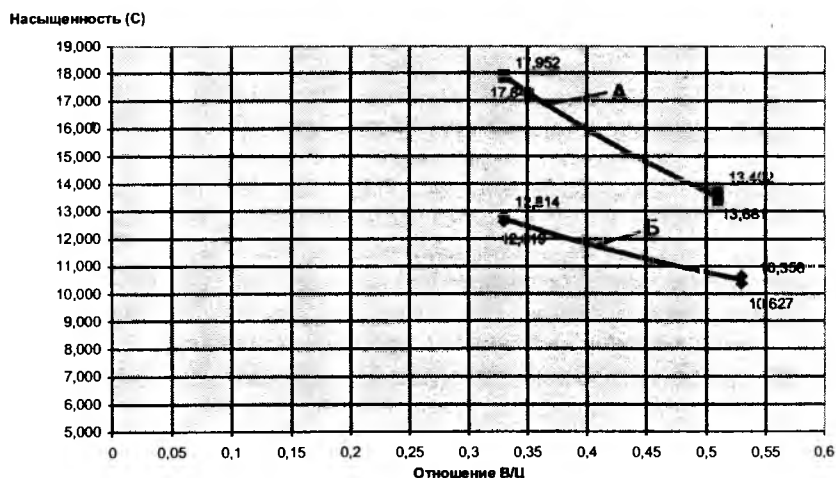


Рис. 3. Влияние качества цементного теста на насыщенность цвета бетона

А — бетон, приготовленный на портландцементе ПЦ-400 и пигменте "Д-1" в количестве 4% массы цемента; Б — бетон, приготовленный на портландцементе ПЦ-400 и пигменте "ВБ-110" в количестве 0,6% массы цемента

Изменение водоцементного отношения бетона от 0,33 до 0,53, с разным уровнем пигментации ($P=0,6-4\%$) и приготовленного на портландцементе ПЦ-400 оказывает следующее влияние на характеристики цвета бетона.

1. Светлота цвета бетона изменяется пропорционально цвету составляющих цементного теста и их количества. При снижении водоцементного отношения уменьшается светлота бетона. При использовании светлых портландцементов (в зависимости от сырья и технологии их производства) уменьшение их расхода снижает влияние данного фактора на светлоту цвета бетона. Соответственно на белом портландцементе наблюдается самое минимальное изменение светлоты за счет качества цементного теста.

2. Насыщенность цвета бетона возрастает при уменьшении В/Ц отношения, так как увеличивается количество цемента в цементном тесте, от которого рассчитывается необходимое количество пигмента. У бетона на белом портландцементе происходят более значительные изменения насыщенности цвета, чем у бетона с использованием обычного портландцемента.

3. Цветовой тон изменяется в результате влияния цвета и количества портландцемента в составе цементного теста, а также уровня пигментации бетона.

Все существующие ограничения и нормы относятся к одной партии готовых изделий. Но на практике требуется добиться получения стабильной и равномерной окраски готовой продукции не только внутри одной партии, а на выпуске всего объема декоративной продукции нормированного цвета. Поэтому необходимо повышение однородности декоративных свойств готовой продукции.

Для оценки возможностей конкретного предприятия получать нормированный цвет бетона была предложена методика "Оценки однородности цвета декоративного бетона через коэффициент вариации полного цветового различия".

Для оценки эффективности производства декоративного бетона на каждом отдельном предприятии необходимо рассчитывать величину коэффициента вариации полного цветового различия для каждого нормированного цвета бетона.

Коэффициент вариации полного цветового различия определяется по формуле

$$v_{\Delta E} = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\Delta E_i - \Delta E_{cp})^2}{n-1}}}{\Delta E_{cp}} \cdot 100\%,$$

где ΔE_i — полное цветовое различие между двумя партиями бетона нормированного цвета; ΔE_{cp} — среднее значение

цветового различия для всех сравниваемых пар бетона одного цвета.

$$\Delta E_i^* = \left[(\Delta L^*)^2 + (\Delta a^*)^2 + (\Delta b^*)^2 \right]^{1/2},$$

$$\Delta E_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta E_i}{n}$$

Чем ниже коэффициенты вариации, тем меньше разница по цвету между образцами бетона разных партий, каждого цвета. По величине коэффициента вариации можно оценивать возможности того или другого предприятия изготавливать готовую продукцию с заданными декоративными свойствами.

В результате статистической обработки характеристик цвета готовой продукции на двух предприятиях: ООО "Корпорация Гарантия-Строй" (г. Нижний Новгород) и ООО "Компакта-2000" (г. Москва), выпускающих камни стеновые и тротуарные, были получены коэффициенты вариации цветового различия ниже указанных цветов.

Цвет 04/12 (красный, ПЦ-400+пигмент 2% "BF110")

$$\Delta E_{cp} = \frac{3,389 + 1,451 + 4,423 + 3,062}{4} = 3,08;$$

$$v_{\Delta E} = \frac{\sqrt{4,55/3}}{3,08} \cdot 100\% = \frac{1,23}{3,08} \cdot 100\% = 40,0\%$$

Цвет 03/08 (желтый, ПЦБ-400+пигмент 3% "BF920") имеет коэффициент вариации цвета $v_{\Delta E} = 51,6\%$.

Цвет 03/09 (бежевый, ПЦБ-400+пигмент 1,1% "BF920"+0,07% "BF110") имеет коэффициент вариации цвета $v_{\Delta E} = 57,2\%$.

Цвет 03/11 (желто-серый, ПЦ-400+пигмент 2% "BF920"+0,2% "BF110") имеет коэффициент вариации цвета $v_{\Delta E} = 31,5\%$.

На основании проведенной статистической обработки цвета готовой продукции у вышеуказанных предприятий, имеющих большой опыт работы с декоративными бетонами, можно сделать вывод — цвет продукции имеет достаточно низкую однородность.

На всех отечественных предприятиях технология изготовления изделий из декоративного бетона требует принципиально нового подхода к качеству продукции. Умение управлять влиянием технологических факторов на параметры описания цвета бетона позволит предприятию получать нормированный цвет готовой продукции при высокой однородности цвета бетона, а также даст возможность расширить ассортимент цвета выпускаемой продукции.

Снижение издержек производства и расширение ассортимента выпускаемой продукции повысит рентабельность и конкурентоспособность продукции предприятия на рынке.

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 современных экономических условиях;
- ♦ содержание и пути совершенствования сметной нормативной базы;
- ♦ методика прогнозной оценки стоимости строительства в текущих ценах;

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

♦ рекомендации по совершенствованию оценки стоимости материальных ресурсов;

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

♦ рекомендации по совершенствованию методов оценки оплаты труда рабочих;

♦ рекомендации по оценке затрат на содержание службы заказчика;

♦ программные комплексы по оценке стоимости строительства.

Объем книги — 465 стр., книга издана ограниченным тиражом.

Контактные телефоны: (095) 174-75-67, 174-75-80, 171-43-74

Б.С.РАСТОРГУЕВ, д-р техн. наук, проф., А.И.АДАМЕНКО, инж. (МГСУ)

Расчет шатровых складок по трещиностойкости и деформациям

Тонкостенные пространственные конструкции в виде шатровых складок, обладая высокой несущей способностью и сравнительно небольшой строительной высотой, являются особенно эффективными для покрытий и перекрытий зданий различного назначения с укрупненной сеткой колонн и с большими нагрузками.

Шатровая складка (рис. 1) состоит из плоских элементов: верхней горизонтальной плиты и трапециевидных наклонных граней, опирающихся на контурные балки, размещаемые в пределах строительной высоты перекрытия и обеспечивающие восприятие расхода шатровой складки. Контурные балки могут опираться по всей длине на кирпичные стены или на колонны по углам и выполняются с предварительным напряжением или без него.

Опыт строительства сборных складчатых шатровых перекрытий, особенности их конструкций и результаты

испытаний натуральных шатровых складок приведены в работах [1, 2]. Выявленные особенности деформирования использованы в методе расчета прочности шатровых складок [3], который состоит из двух частей: 1 — расчет шатра в целом методом предельного равновесия; 2 — расчет граней шатра, как плит с опорами в ребрах шатра. Расчет складок по деформациям и трещиностойкости рекомендуется производить с применением ЭВМ.

Рассмотрим метод расчета шатровых складок на статическую нагрузку по деформациям и трещиностойкости методом конечных элементов с использованием проектно-вычислительного комплекса SCAD.

Воздействие принято в виде вертикальной равномерно распределенной по поверхности складки нагрузки q . Предварительное напряжение моделируется приложенной к концам контурных балок с обеих сторон внешней сжимающей силы P , приложенной на уровне напрягаемой арматуры

$$P = \sigma_{sp} A_{sp}^b - \sigma_s A_s^b,$$

где σ_{sp} — предварительное напряжение в арматуре контурных балок с учетом соответствующих потерь; A_{sp}^b — площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры контурных балок; σ_s — напряжение в ненапрягаемой арматуре контурных балок от усадки и ползучести бетона; A_s^b — площадь поперечного сечения ненапрягаемой арматуры контурных балок.

Складка, включая и контурные балки, разбивается на плоские конечные элементы, в каждом узле которых учитываются в общем случае шесть степеней свободы: горизонтальные перемещения u_i, v_i вдоль осей OX и OY и вертикальные перемещения w_i вдоль оси OZ , а также углы поворота относительно осей OX, OY, OZ . Если грани складки ребристые, то ребра моделируются стержневыми КЭ. Число степеней свободы складки будет $6n$, где n — число узлов модели. Граничные условия задаются введением в узлы связей по соответствующим направлениям.

Уравнение равновесия складки имеет вид:

$$RZ = Q_{st}, \quad (1)$$

где Z — вектор перемещений узлов элементов; Q_{st} — вектор узловых сил от нормативной распределенной по поверхности складки нагрузки q_n и усилия предварительного напряжения; R — матрица жесткости складки.

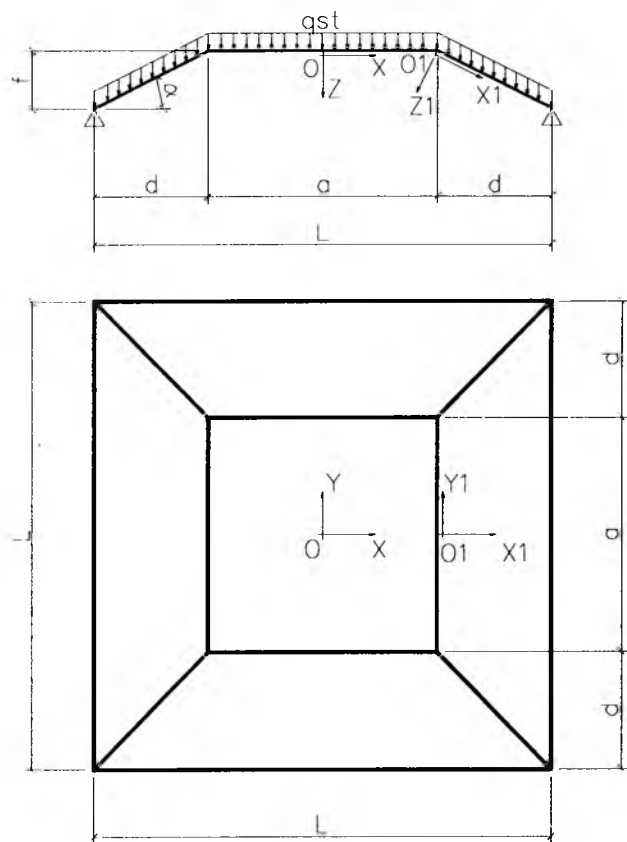


Рис. 1. Расчетная схема шатровой складки

Решение уравнения (1) производится методом последовательных приближений. В первом приближении рассматривается складка без трещин в растянутых зонах элементов, т.е., в общем случае, плоским конечным элементам в двух направлениях назначаются соответствующие модули деформации

$$E_i^{(1)} = E_b \frac{\delta_{rj}}{\delta}, \quad (2)$$

где $i = (\xi, \eta)$ — направление местной оси координат КЭ;

$\delta_{rj} = \delta \times 1 + \alpha (A_{s,i} + A_{sp,i})$ — приведенная площадь поперечного сечения погонного метра грани складки или контурной балки в i -том направлении; δ — толщина конечного элемента;

$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$; $A_{s,i}$ — площадь поперечного сечения уложенной в i -том направлении ненапрягаемой арматуры на каждый погонный метр ширины грани или контурной балки; $A_{sp,i}$ — то же, напрягаемой арматуры.

Жесткости ребер определяются, как для условно упругого тела с использованием модуля деформации бетона E_b и геометрических характеристик приведенного сечения ребер $A_{red,r}, I_{red,r}$, выполняемых согласно п.1.28 [4]. В результате расчета определяем перемещения складки, а также усилия и напряжения в ее элементах.

Если в результате расчета окажется, что в каких-либо элементах в каком-либо направлении $\sigma_{bt,i} \sigma_{crc} = \gamma_{b4} R_{bt,ser}$, где $\sigma_{bt,i}$ — растягивающее напряжение в КЭ в i -том направлении, определенное в результате расчета складки в первом приближении, то этим КЭ в данном направлении назначается новый модуль деформации с учетом влияния трещин $E_i^{(2)}$.

$$E_i^{(2)} = \frac{E_s}{\psi_s} \frac{(A_{s,i} + A_{sp,i})}{\delta \times 1}, \quad (3)$$

где $\psi_s = 1 - 0.35 \frac{\sigma_{crc}}{\sigma_{bt,i}}$ — коэффициент, учитывающий неравномерность напряжений в арматуре растянутого элемента складки в сечении с трещиной и между трещинами.

Коэффициент γ_{b4} учитывает снижение сопротивления бетона растяжению в каком-либо направлении вследствие действия сжимающих напряжений в ортогональном направлении σ_b , если они имеют место (пункт 4.11 [4])

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_b / R_{bt,ser}}{0.2 + \alpha B} \leq 1,$$

где $\alpha = 0.01$ — для тяжелого бетона; B — класс бетона по прочности на сжатие, МПа, ($\alpha B \geq 0.3$).

Для стержневых КЭ условие образования трещин имеет вид

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (4)$$

где $M_r = M \pm Nr$ (знак "+" ставится для внецентренно растянутых элементов, "-" — для внецентренно сжатых); M, N

— изгибающий момент и продольная сила, полученные из расчета в первом приближении; r — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется, определяется по п.4, 5 [4].

Если условие (4) не выполняется, то осевая жесткость стержневых КЭ ребер принимается равной

$G_p^{(2)} = \frac{E_s}{\psi_s} A_s^p$, где A_s^p — площадь поперечного сечения арматуры ребра, коэффициент ψ_s принимается по п. 4.29 [4], изгибная жесткость ребер $B_p^{(2)}$ принимается с использованием формулы (160) [4], представлен-

$$\text{ной в виде } \frac{1}{r} = \frac{M}{B_p^{(2)}}.$$

Расчеты и опыты показывают, что сжимающие напряжения в бетоне элементов складки не превышают $(0.2 \dots 0.3) R_b$. При этом можно не учитывать изменение модуля деформации бетона E_b .

Расчет производится еще раз с измененной матрицей жесткости складки R , после чего уточняются коэффициенты ψ_s для плоских и стержневых КЭ, и расчет производится окончательно.

Данная методика справедлива при нагрузках, при которых напряжения в арматуре контурных балок σ , не превышают предела текучести

$$\sigma_s = \frac{R}{A_s^b + A_{sp}^b} \leq R_s,$$

где $R = \sigma_{bt}^b h \delta^b$ — равнодействующая растягивающих напряжений в бетоне контурных балок, опирающихся на кирпичные стены по всей длине; σ_{bt}^b — растягивающее напряжение в КЭ контурных балок; h, δ^b — высота и ширина сечения контурной балки.

Если контурные балки опираются на колонны по углам, то равнодействующая растягивающих напряжений равна

$$R = 0.5 \sigma_{bt,max}^b (h - x) \delta^b,$$

где $\sigma_{bt,max}^b$ — максимальное растягивающее напряжение в КЭ у нижней грани контурной балки; x — высота сжатой зоны контурной балки, определяемая графически.

Расчет по раскрытию нормальных трещин производится согласно [4] из условия

$$a_{crc} \leq a_{crc,u},$$

где $a_{crc} = \delta \varphi \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3.5 - 100\mu) \sqrt{d}$ — ширина раскрытия нормальных трещин от действия внешних нагрузок; $a_{crc,u}$ — предельно допустимая ширина раскрытия нормальных трещин.

Расчет складки по деформациям производится из условия

$$z_i \leq f_u,$$

где z_i — максимальное вертикальное перемещение узлов складки от действия внешних нагрузок; f_u — предельно допустимое перемещения.

Отметим, что приведенная постановка расчета справедлива для широкого класса пространственных конструкций.

Для примера был выполнен расчет шатровой складки пролетом 2х2 м, испытанной в НИИЖБе [5]. Горизонтальная плита шатровой складки толщиной 13 мм ребристая, с крестообразными ребрами 57х58 мм. Наклонные грани толщиной 13 мм с ребрами 20х29 мм. Плиты заармированы сеткой Ø1,4 с шагом 22х22 мм. Контурные балки, опирающиеся по углам складки на колонны, таврового сечения 32х250(н) мм, ширина нижней полки 52 мм. Арматура контурных балок 2Ø12АII и 6Ø6В-I. В расчетной схеме горизонтальная плита, наклонные грани и контурные балки смоделированы плоскими КЭ, причем поперечное сечение контурных балок моделируется КЭ разной толщины, соответствующей ширине стенки и нижней полки контурной балки, а крестообразные ребра горизонтальной плиты и ребра наклонных граней — стержневыми КЭ. По результатам испытаний образцов бетона призмчатая прочность бетона складки принята $R_b = 25 \text{ МПа}$, модуль деформации $E_b = 23866 \text{ МПа}$. По всей поверхности складки была загружена равномерно распределенной нагрузкой 40 кН/м². В первом приближении складка рассматривалась без трещин. Модуль деформации плоских КЭ определялся по формуле (2). Для КЭ горизонтальной плиты и наклонных граней $E_{\xi}^{(1)} = E_{\eta}^{(1)} = 24098 \text{ МПа}$. Жесткости крестообразных ребер горизонтальной плиты $G_{p,пл}^{(1)} = E_b A_{red,p,пл} = 83483 \text{ кН}$,

$$B_{p,пл}^{(1)} = E_b I_{red,p,пл} = 25,1 \text{ кНм}^2 \text{ и ребер наклонных}$$

$$\text{граней } G_{p,зп}^{(1)} = E_b A_{red,p,зп} = 13862 \text{ кН},$$

$$B_{p,зп}^{(1)} = E_b I_{red,p,зп} = 10,0 \text{ кНм}^2.$$

В результате расчета было определено, что в крестообразных ребрах горизонтальной плиты и в нижних зонах наклонных граней в направлении оси OY_1 образовались трещины. Этим элементам во втором расчете были назначены новые жесткости с учетом влияния трещин: КЭ наклонных граней, в которых образовались трещины, в направлении оси OY_1 получили модуль деформации $E^{(2)} = 313,45 \text{ МПа}$, а в направлении оси OX_1 модуль деформации остался без изменения, осевая и изгибная жесткости крестообразных ребер горизонтальной плиты были приняты равными соответственно $G_p^{(2)} = 4947 \text{ кН}$, $B_p^{(2)} = 4,8 \text{ кНм}^2$. Расчет выполнили еще раз, в результате чего были определены перемещения всех узлов модели. Зависимости вертикальных перемещений центра шатровой складки, середины контурной балки и угловой точки горизонтальной плиты складки представлены на рис. 2, 3, 4 соответственно. Опытные данные показаны сплошной линией, а расчетные — пунктирной.

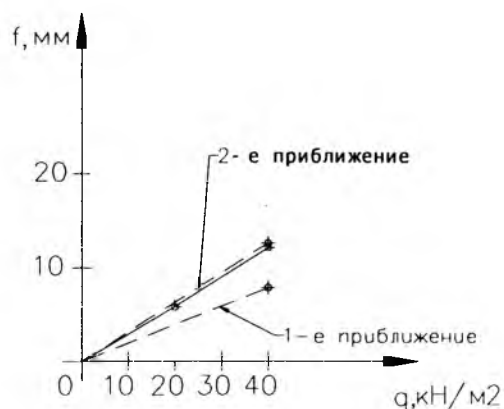


Рис. 2. Зависимость вертикальных перемещений центра шатровой складки от нагрузки

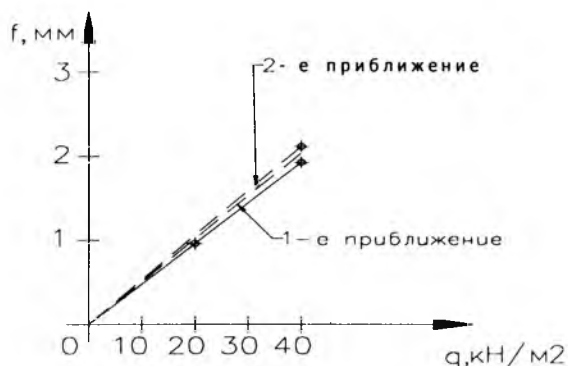


Рис. 3. Зависимость вертикальных перемещений середины контурной балки от нагрузки

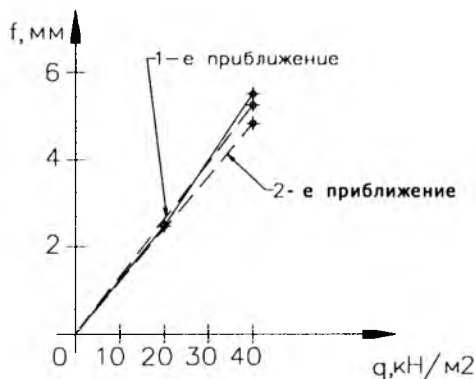


Рис. 4. Зависимость вертикальных перемещений угловой точки горизонтальной плиты складки от нагрузки

Средняя погрешность по перемещениям, представленным на рис. 2, 3, 4, по сравнению с экспериментом составила 10%. Нагрузка трещинообразования крестообразных ребер горизонтальной плиты, определенная обратным ходом при известных усилиях в них из расчета в первом приближении, в предположении упругой работы до образования трещин, составила 30 кН/м². В опыте первые трещины в крестообразных ребрах начали образовываться при нагрузке 25 кН/м², а на

нижней грани контурных балок при нагрузке 35 кН/м^2 . В расчете растягивающие напряжения у нижней грани контурных балок достигают $R_{bt,ser}$ уже при нагрузке 20 кН/м^2 . Погрешности перемещений шатровой складки и нагрузки трещинообразования в контурных балках можно объяснить несовершенством расчетной модели, не учитывающей увеличение жесткости контурных балок за счет работы плит настила и наклонных граней, опирающихся на контурную балку.

Таким образом, представленная выше методика позволяет выполнять расчет сложных пространственных железобетонных конструкций по деформациям и трещиностойкости с использованием расчетных комплексов, базирующихся на методе конечных элементов в упругой постановке.

А.ИВАНОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Расчет прочности стеновых конструкций многоэтажных монолитных зданий при использовании метода конечных элементов

При расчете прочности стен при действии внешней нагрузки в их плоскости рассматриваются плоские выделенные из стен элементы с единичными размерами по ширине, по боковым сторонам которых во взаимно перпендикулярных направлениях вдоль осей X и Y действуют нормальные силы N_x и N_y и сдвигающие силы N_{xy} (см. рисунок), полученные из статического расчета стен методом конечных элементов от внешних воздействий.

Рассмотрим выделенную из плоского элемента наклонным сечением, характеризующим сечение с трещиной, треугольную призму с наклонной гранью длиной, равной 1, с углом наклона по отношению к одной из ортогональных граней, равным α . При этом в силу симметрии расположения арматуры по толщине сечения элемента принимаем, что она сосредоточена в средней плоскости выделенной призмы.

Из равновесия внутренних и внешних сил, действующих на выделенный элемент по направлению осей X и Y , имеем

$$N_x \cdot \cos \alpha + N_{xy} \cdot \sin \alpha = N_{sx} \cdot \cos \alpha; \quad (1)$$

$$N_y \cdot \sin \alpha + N_{xy} \cdot \cos \alpha = N_{sy} \cdot \sin \alpha; \quad (2)$$

или

$$N_{sx} = N_x + N_{xy} \cdot \tan \alpha; \quad (3)$$

Библиографический список

1. Сборные шатровые оболочки междуэтажных перекрытий. С.С.Войтекунас, А.В.Шапиро, Г.К.Хайдуков и др. // Бетон и железобетон.— 1979.— № 4.— с. 12-13.
2. Экспериментальное строительство сборных складчатых шатровых перекрытий. Шугаев В.В., Людковский А.М., Соколов Б.С., Шапиро А.В., Авдейчиков Г.В., Черемухин В.Ф. // Бетон и железобетон.— 1987.— № 4.— с. 21-22.
3. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий. НИИЖБ, М.: Стройиздат, 1979.
4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.-80с.
5. Авдейчиков Г.В. Несущая способность железобетонных шатровых перекрытий. Дисс. ...канд.техн. наук.-М.: НИИЖБ, 1990.-215с.

$$N_{sy} = N_y + N_{xy} \cdot \tan \alpha; \quad (4)$$

В этом случае условия прочности по растянутой арматуре могут быть представлены в виде неравенств обычного типа:

$$N_x + N_{xy} \cdot \tan \alpha \leq N_{sx,ult}; \quad (5)$$

$$N_y + N_{xy} \cdot \frac{1}{\tan \alpha} \leq N_{sy,ult}. \quad (6)$$

Предельные усилия $N_{sx,ult}$ и $N_{sy,ult}$ воспринимаемые растянутой продольной арматурой, выражаются через расчетные сопротивления арматуры растяжению в виде

$$N_{sx,ult} = R_s \cdot A_{sx} \quad \text{и} \quad N_{sy,ult} = R_s \cdot A_{sy},$$

где A_{sx} и A_{sy} — площадь сечения продольной арматуры (у двух граней стены) на единицу длины;

или

$$N_{sx,ult} = R_s \cdot \mu_{sx} \quad \text{и} \quad N_{sy,ult} = R_s \cdot \mu_{sy},$$

$$\text{где } \mu_{sx} = \frac{A_{sx1}}{S_x}, \quad \mu_{sy} = \frac{A_{sy1}}{S_y};$$

A_{sx1} и A_{sy1} — площадь сечения двух симметрично

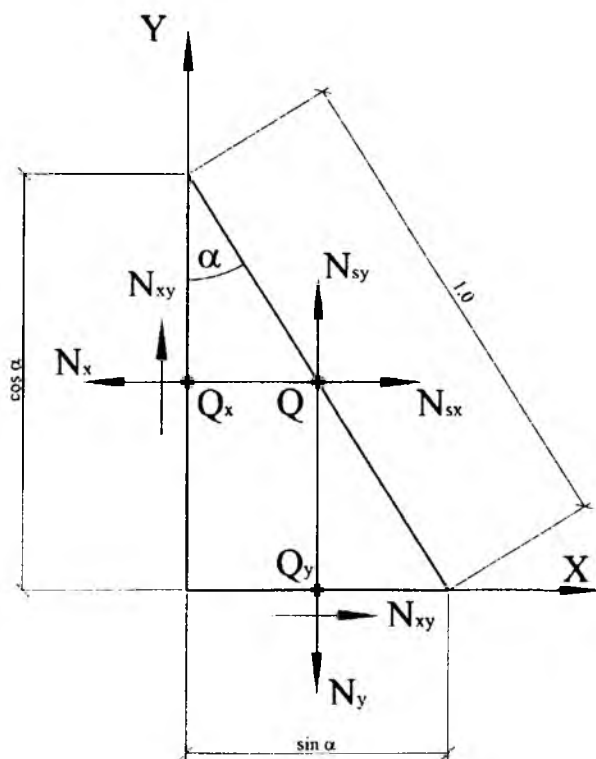


Рис. 1. Схема усилий, действующих на выделенный плоский элемент стены с наклонным сечением

расположенных стержней арматуры в направлении X и Y ; S_x и S_y — шаг арматурных стержней с площадью сечения A_{sx1} и A_{sy1} .

В качестве расчетного угла наклона α в первом приближении принимают угол наклона сечения, по которому действуют только нормальные усилия, а касательные усилия равны нулю (сечение, по которому образуются диагональные трещины), определяемый из формулы

$$\operatorname{tg} 2\alpha = 2 \cdot \frac{N_{xy}}{N_x - N_y}, \quad (7)$$

а, выражая $\operatorname{tg} 2\alpha$ через $\operatorname{tg} \alpha$,

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2 \operatorname{tg} \alpha}{1 - \operatorname{tg}^2 \alpha},$$

получим

$$\operatorname{tg} \alpha = -\frac{1}{2} \cdot \frac{N_x - N_y}{N_{xy}} + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{N_x - N_y}{N_{xy}} \right)^2 + 1}. \quad (8)$$

Таким образом, угол наклона α определяется в зависимости от соотношения действующих усилий

$$\frac{N_x - N_y}{N_{xy}}.$$

Угол α , отвечающий минимуму общего количества арматуры в направлении X и Y , может быть найден из условия

$$\frac{d(N_{sx} + N_{sy})}{d(\operatorname{tg} \alpha)} = 0. \quad (9)$$

Подставляя в уравнение (9) значения N_{sx} и N_{sy} из формул (3) и (4), получим $\operatorname{tg} \alpha = 1$ и угол $\alpha = 45^\circ$.

В этом случае усилия N_{sx} и N_{sy} определяют по формулам

$$N_{sx} = N_x + N_{xy}; \quad (10)$$

$$N_{sy} = N_y + N_{xy}. \quad (11)$$

Можно видеть, что при таком подходе усилия, которые должны быть восприняты арматурой в каждом направлении X и Y , равны сумме нормального усилия в соответствующем направлении и общего сдвигающего усилия. В этом случае усилия, воспринимаемые арматурой в каждом направлении, получаются различными, в зависимости от величины нормального усилия в соответствующем направлении. При отсутствии нормальных действующих усилий N_x и N_y усилия, воспринимаемые арматурой N_{sx} и N_{sy} , получаются одинаковыми, а при отсутствии сдвигающей силы N_{xy} они пропорциональны действующим нормальным усилиям N_x и N_y .

Возможен также и другой подход к расчету прочности.

Решая совместно уравнения (3) и (4) относительно $\operatorname{tg} \alpha$, получим:

$$(N_{sx} - N_x) \cdot (N_{sy} - N_y) - N_{xy}^2 = 0 \quad (12)$$

Исходя из этого могут быть установлены следующие условия прочности. По усилиям в растянутой арматуре

$$(N_{sx,ult} - N_x) \cdot (N_{sy,ult} - N_y) - N_{xy}^2 \geq 0; \quad (13)$$

$$N_x \leq N_{sx,ult}; \quad (14)$$

$$N_y \leq N_{sy,ult}. \quad (15)$$

В этом случае часть усилий в арматуре N_{sx1} и N_{sy1} , из общих усилий N_{sx} и N_{sy} , должна воспринимать действующие нормальные усилия N_x и N_y , т.е. $N_{sx1} = N_x$ и $N_{sy1} = N_y$, а оставшая часть усилий в арматуре $N_{sx2} = N_{sx} - N_x$ и $N_{sy2} = N_{sy} - N_y$ определяется из общего уравнения

$$N_{sx2} \cdot N_{sy2} = N_{xy}^2,$$

с произвольным распределением в направлении осей X и Y .

В результате усилия в арматуре получают различные значения в направлении X и Y , пропорциональные нормальным внешним усилиям при отсутствии сдвигающих усилий, и произвольное распределение, отвечающее приведенному выше уравнению, при наличии только сдвигающих внешних усилий.

Из рассмотренных подходов к расчету прочности плоского выделенного элемента стены наиболее удобны критерии прочности (13-15), отвечающие обобщенному уравнению равновесия (12).

Аналогичные уравнения равновесия и условия прочности можно получить в случае, когда действуют сжимающие усилия N_x и N_y

$$(N_{bx,ult} - N_x) \cdot (N_{by,ult} - N_y) - N_{xy}^2 \geq 0; \quad (16)$$

$$N_x \leq N_{bx,ult}; \quad (17)$$

$$N_y \leq N_{by,ult}. \quad (18)$$

Предельные усилия, воспринимаемые бетоном $N_{bx,ult}$ и $N_{by,ult}$, определяют исходя из критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии. Однако, учитывая условности этих критериев, допускается для упрощения расчета принимать их равными $R_b \cdot A_b$.

Кроме того, для бетона должно соблюдаться условие

$$N_{xy} \leq 0,3R_b \cdot A_b. \quad (19)$$

Представляют интерес рекомендации по расчету прочности стен, включенные в международные нормы Еврокод 2*. Здесь принимается ортогональная система координат X и Y с соответствующим направлением продольной арматуры μ_{sx} и μ_{sy} (где μ_{sx} и μ_{sy} — относительное содержание арматуры), отвечающая условию $N_x \setminus N_y$. Сжимающие напряжения принимаются положительными.

В случае, когда N_x и N_y сжимающие усилия и $N_x \cdot N_y \setminus N_{xy}^2$, расчетная арматура не требуется. При этом максимальные сжимающие напряжения не должны превышать R_b , а усилия $R_b \cdot A_b$.

В случае, когда N_y растягивающее усилие или $N_x \cdot N_y \leq N_{xy}^2$, арматура требуется.

Оптимальное количество арматуры определяется из условий

$$R_s \mu_{sx} \cdot A_b = |N_{xy}| - N_x; \quad (20)$$

$$R_s \mu_{sy} \cdot A_b = |N_{xy}| - N_y; \quad (21)$$

$$|N_{xy}| \leq 0,3R_b \cdot A_b; \quad (22)$$

или

$$|N_{xy}| \leq \frac{1}{2} \cdot v \cdot R_b \cdot A_b; \quad (23)$$

$$\text{где } v = 0,6 \left(1 - \frac{R_{bn}}{250} \right)$$

При $N_x \setminus N_{xy}$

$$R_s \mu_{sx} \cdot A_b = 0; \quad (24)$$

$$R_s \mu_{sy} \cdot A_b = \frac{N_{xy}}{N_x} - N_y; \quad (25)$$

$$N_x \left[1 + \left(\frac{N_{xy}}{N_x} \right)^2 \right] \leq 0,3R_b \cdot A_b. \quad (26)$$

или

$$N_x \left[1 + \left(\frac{N_{xy}}{N_x} \right)^2 \right] \leq \frac{1}{2} \cdot v \cdot R_{bn} \cdot A_b.$$

В общем случае условия прочности имеют вид

$$R_s \cdot \mu_{sx} \cdot A_b \geq |N_{xy}| \cot \theta - N_x; \quad (27)$$

$$R_s \cdot \mu_{sy} \cdot A_b \geq \frac{|N_{xy}|}{\cot \theta} - N_y; \quad (28)$$

$$|N_{xy}| \cdot \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \leq v \cdot R_b \cdot A_b, \quad (29)$$

где θ — угол между направлением главных сжимающих напряжений в бетоне и осью X .

Значения $\cot \theta$ должно быть выбрано таким образом, чтобы избежать сжимающих напряжений в арматуре, равных R_s .

Для того, чтобы избежать нежелательных трещин при предельном состоянии по эксплуатационной пригодности и обеспечить деформационную способность при предельном состоянии по несущей способности, арматура, определенная из выражений (27) и (28) для каждого направления, не должна быть больше, чем удвоенная, и меньше, чем половина арматуры, определенной из выражений (20), (21) и (24), (25).

Можно видеть, что условия (20), (21), (22) полностью соответствуют полученным ранее зависимостям (10), (11) и (19), принимая угол $\alpha = \theta = 45^\circ$, а в общем случае условия прочности (27) и (28) соответствуют условиям прочности (5) и (6). Различие состоит лишь в том, что угол θ определяется относительно горизонтальной оси X , а угол α — относительно вертикальной оси Y (см. рисунок). Однако наиболее целесообразно производить расчет независимо от угла наклона $\alpha(\theta)$ из обобщенных условий прочности (13)-(19).

* CEB-FIP, Model Code, 1995.

Прочность железобетонных элементов сквозного сечения при кручении

В работе [1] предложена методика оценки прочности железобетонных элементов прямоугольного сечения при кручении. В развитие этой методики были разработаны рекомендации [2] по расчету прочности элементов с асимметричным продольным армированием и при армировании многосрезными хомутами. Методика приобрела универсальность после того, как было установлено, что она приемлема для оценки прочности элементов коробчатого, кольцевого, круглого, двутаврового и таврового сечений.

В настоящее время возникла необходимость использования в практике строительства балок сквозного сечения, в которых при одностороннем загрузлении наряду с изгибом возникает кручение.

При решении проблемы оценки прочности элементов при изгибе с кручением в работе [2] был применен метод графиков взаимодействия. Для использования этого метода необходимо иметь расчетный аппарат по оценке прочности при раздельном загрузлении, т.е. отдельно при кручении и при изгибе.

Разработке методики оценки прочности элементов сквозного сечения, подвергнутых кручению, посвящено настоящее исследование.

В экспериментальной части работы были проведены испытания на кручение 7 балок, из которых одна имела сплошное, а остальные 6 – сквозное сечение. Эти балки были разделены на две группы. Первая группа состояла из трех балок, в которых предусматривалась щель с просветом 5 мм. Балки отличались между собой лишь длиной щели, которая принималась равной 30, 60 и 90 см. Вторая группа балок отличалась от первой тем, что просвет между ветвями был увеличен и составлял 50 мм. Все балки армировались 8 продольными стержнями диаметром 12 мм из арматуры класса А-III. Замкнутые хомуты были изготовлены из арматурной стали класса А-I диаметром 6 мм. Размеры сечения и схемы армирования образцов приведены на рисунке.

Опыты проводились на испытательной установке, представляющей собой рычажно- тросовую систему, позволяющей осуществлять кручение. Разрушение характеризовалось развитием трещин под углом 45° с последующим разрушением бетона. Разрушающая нагрузка фиксировалась по показаниям тарированного динамометра.

Теоретической основой работы является метод, разработанный в исследовании [1], в соответствии с которым несущая способность железобетонного элемента прямоугольного сечения при кручении оценивается формулой:

$$T = \frac{0,8b_0h_s q}{1 + 2\xi_T} (1 + \varphi) \sqrt{\frac{1 + \varphi^2}{1 + \varphi^4}}, \quad (1)$$

$$\text{где } q = \sqrt{q_s^2 + q_w^2}; \quad q_s = \frac{\sigma_s A_{s, \text{tot}}}{2(h_s + b_s)};$$

$$q_w = \frac{\sigma_w \alpha_w}{S}; \quad \xi_T = \sqrt{\xi_s^2 + \xi_w^2}$$

$$\xi_s = \frac{\sigma_s A_{s, \text{tot}}}{R_b b h}; \quad \xi_w = \frac{2\sigma_w q_w}{R_b b S}$$

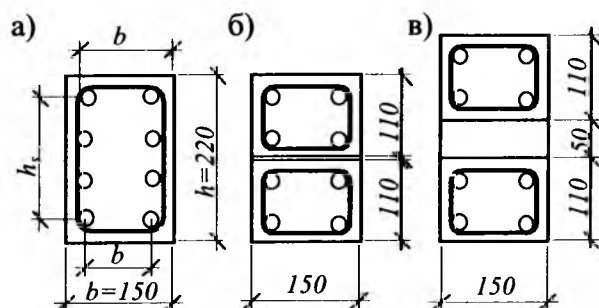
σ_s и σ_w — предел текучести продольной и поперечной арматуры соответственно.

Остальные обозначения соответствуют общепринятым или приведены на рисунке.

С целью проверки приемлемости формулы (1) были осуществлены несколько вариантов расчетов:

- 1 – расчет как элементов сплошного прямоугольного сечения по внешним размерам;
- 2 – расчет несущей способности одной ветви с последующим удвоением результата;
- 3 – расчет как элемента сплошного прямоугольного сечения за вычетом ширины отверстия.

Отношение опытного значения крутящего момента к теоретическому для образца – эталона сплошного сечения составило 1,09. Расчеты для остальных образцов дали следующие результаты: для трех балок, имевших щель в 5 мм, отношение опытного момента к расчетному составило в среднем 1,09 при



Конструкция опытных балок

а — балка — эталон сплошного сечения (БТ); б — балки с щелью 5 мм (БТ30-0, БТ60-0, БТ90-0); в — балки с просветом 50 мм (БТ30-5, БТ60-5, БТ90-5)

мента к расчетному составило в среднем 1,09 при максимальных и минимальных отклонениях 1,16 и 1,01 соответственно. Для балок с размером щели 50 мм эти показатели были следующими: среднее значение – 0,98, максимальное – 1,04, минимальное – 0,93. Расчеты по второму варианту дают недооценку несущей способности в среднем на 60 %. Среднее значение отношения опытных моментов к расчетным при расчетах по третьему варианту составило 1,16 при максимальных и минимальных значениях отношений 1,33 и 1,01 соответственно.

Какого-либо влияния длины отверстия на несущую способность элементов сквозного сечения или кручения не обнаружено

Таким образом, наиболее приемлемым вариантом расчета оказался третий вариант.

Выводы

1. Формула (1), с учетом отверстий при определении геометрических параметров, приемлема для оценки несущей способности элементов сквозного сечения при кручении.

2. Длина отверстия не оказывает влияния на несущую способность элемента при кручении.

Библиографический список

1. Касаев Д.Х. Прочность элементов прямоугольного сечения при кручении //Бетон и железобетон. – 1987. – № 12 – С.23.

2. Касаев Д.Х. Прочность элементов железобетонных конструкций при кручении и изгибе с кручением. Ростов-на-Дону: Издательство Ростовского университета, 2001. – 176 с.

БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

А.Г. ТАМРАЗЯН, д-р техн. наук, проф., Д.В.ЗОДЬБИНОВ, инж. (МГСУ)

Оценка риска разрушения конструкций от комбинированных воздействий удара и пожара

Для оценки риска разрушения конструкций при комбинированных воздействиях нагрузки необходимо правильно рассчитать и предвидеть предельное напряженное состояние сооружения, предшествующее разрушению. Такое состояние достигается в результате влияния большого числа случайных факторов, которые образуют поле напряжений, включающее различные возможные случайные пути развития напряжений.

Для вычисления риска необходимо составить правильный прогноз факторов, которые оказывают существенное влияние на работу конструкций зданий и сооружений. Для этого необходимо: 1) правильно прогнозировать параметры внешних сил; 2) определить статические, динамические и физические свойства материала конструкции; 3) выбрать расчетную схему конструкции и аналитический метод расчета; 4) оценить реакцию конструкции на установленные внешние силы; 5) сделать анализ состояния конструкции в течение установленного срока эксплуатации.

Каждая из указанных операций характеризуется своей вероятностью возникновения. Общая вероятность состояния зависит от вероятностей результатов выполнения всех операций, поэтому необходимо выбрать для расчетов подходящую вероятностную модель.

Параметры внешних сил можно прогнозировать по формуле

$$F(S) = k_1 e^{-k_2 S}, \quad (1)$$

где $F(S)$ – число параметров, соответствующих интенсивности S ; k_1 и k_2 – численные коэффициенты.

Ожидаемую реакцию конструкции, вызванную принятыми внешними силами, определяют по формуле

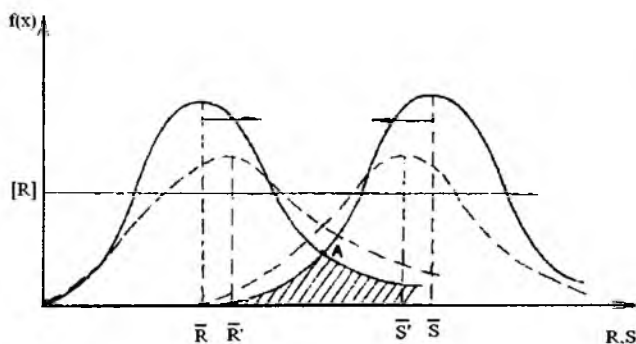
$$R_S = F \cdot K(T, \xi) \cdot \Phi_S \cdot X, \quad (2)$$

где F – внешняя нагрузка; $K(T, \xi)$ – динамический коэффициент, зависящий от периода колебаний конструкций T ; ξ – коэффициент затухания. Φ_S – функция влияния, зависящая в данном случае: от коэффициента режима пожара ψ – отношения температуры реального пожара на стадии его развития к температуре "стандартного" пожара в идентичный момент времени t ; от t_m – времени достижения максимальной температуры пожара $T_f^{\max}$; от V_0 – скорости снижения температуры стадии развития пожара, °С/мин [1].

Для определения величины риска вычисляется N_f – число разрушений в год, по формуле

$$N_f = \int_{-\infty}^{+\infty} N_f(S=R) P(R) dR; \quad (3)$$

где R – реакция конструкции в единицах S ; $P(R)$ – функция плотности вероятности от R ; $N_f(S=R)$ – число разрушений в год при $S=R$.



Нормальное распределение нагруженности R и несущей способности S конструкций

Установим зависимость между вероятностью разрушения и величиной риска. Для вычисления вероятности разрушения P_f можно написать

$$P_f = P(H) \cdot P(A/H), \quad (4)$$

где $P(A/H)$ – вероятность разрушения, если возникнет принятое в расчетах состояние; $P(H)$ – вероятность возникновения расчетного состояния.

Прогнозирование безопасности конструкции заключается в определении зоны риска и скорости ее роста до допускаемой величины, установленной для каждого конкретного случая (см. рисунок).

Рассмотрим случай комбинированного воздействия удара и пожарной нагрузки. Эффект их совместного действия можно вычислить по формуле

$$R_k = R_0 + R_s; \quad (5)$$

Учитывая формулу (2), получим:

$$R_k = R_0 + F \cdot F_{KD}(T, \xi) \Phi_S, \quad (6)$$

где R_0 – эффект действия статических сил.

В данном случае R_k можно представить в виде

$$R_k = \lambda_0 R_0 + F_H \cdot F_{KD}(T, \xi) \Phi_{SD}, \quad (7)$$

где λ_0 – коэффициент запаса на температурные нагрузки; F_H – динамический параметр, соответствующий H; Φ_{SD} – функция влияния по формуле (2); $F_{KD}(T, \xi)$ – принятый в расчете динамический коэффициент.

Расчет конструкции по предельному состоянию выполняется с соблюдением условия $R_{kD} \leq \eta S$, где η – коэффициент снижения величины несущей способности; S – действительная несущая способность или предел прочности при данном температурном воздействии.

Для экспоненциальной нагрузки N и несущей способности S с параметрами распределения $\lambda_N = \frac{1}{N}$

$$\text{и } \lambda_S = \frac{1}{S} \quad \text{risk} = R = \frac{\bar{N}}{\bar{N} + \bar{S}} = \frac{\lambda_N^2}{\lambda_N + \lambda_S}. \quad (8)$$

Для экспоненциального распределения нагрузки N и нормального распределения несущей способности S

$$\begin{aligned} \text{risk} = R = & -\Phi\left(\frac{\bar{S}}{\sigma_S}\right) - \exp\left(\frac{\lambda_N^2 \sigma_N^2}{2} - \bar{S} \lambda_N\right) \times \\ & \times \Phi\left(-\frac{\bar{S} - \lambda_N^2 \sigma_N^2}{\sigma_S}\right) \end{aligned} \quad (9)$$

Как известно, несущая способность R зависит от целого ряда факторов, в том числе от свойств материала, из которого выполнена конструкция, от геометрических размеров конструкции, т.е. поперечного сечения, модуля упругости, изгибающих моментов, пролета, сопряжения узлов, эффекта концентрации напряжений. По принятому условию разрушение произойдет, если $S > R$ или $v < 1$, поэтому вероятность разрушения P_F идентична вероятности $v < 1$, т.е. $P_F < P(1)$. При этих условиях

$$P_F = \int_0^1 p(v) dv = \int_0^1 p(R/S) d(R/S) = P(1). \quad (10)$$

Если $P_1(R)$ и $P_2(S)$ изменяются по логарифмически нормальному закону распределения, имеют медианы $\bar{R}$ и $\bar{S}$ и стандарты отклонений s_R и s_S для логарифмов $\log R$ и $\log S$, то $\log v = \log R - \log S$ будет иметь нормальное распределение со средним значением $\log(R/S) = \log v = \log v_0$ и стандарт $\sigma = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$.

После преобразований получим

$$P_F = \Phi[-(\log v_0)/s]; \quad (11)$$

$$\Phi(t) = \int_{-\infty}^{\infty} (1/2\pi) \exp(-t^2/2) dt. \quad (12)$$

Здесь v_0 – коэффициент надежности, равный отношению $\bar{R}_0 / \bar{S}_0$.

Численный результат можно получить, если для $P_1(R)$ принять распределение наименьших значений, а для $P_2(S)$ – наибольших значений.

Рассмотрим задачу определения риска разрушения железобетонной колонны от продольного удара и высокотемпературного воздействия. Такой сценарий может произойти, например, при пожаре в зданиях от аварийного удара вышерасположенных этажей. Эта задача решается на основе сопоставления величины внешней силы S, при которой должен произойти разрыв конструкции, и силы предельного сопротивления R.

При решении задачи для этих величин принимаем нормальный закон распределения.

Для расчета используем следующие зависимости:

$$\bar{m} = \bar{R} - \bar{S} \text{ и}$$

$$\sigma_m = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} = \sigma_S \sqrt{1 + \sigma_R^2 / \sigma_S^2} = \alpha \sigma_S, \quad (13)$$

$$\alpha = \sqrt{1 + \sigma_R^2 / \sigma_S^2}, \quad (14)$$

$$P(x) = (1/\sqrt{2\pi}\sigma) \int_{-\infty}^x e^{-(t-\xi)^2 / 2\sigma^2} dt. \quad (15)$$

Вводя новую переменную $u = (x - \xi)/\sigma$, получим нормированную функцию распределения

$$\Phi(u) = (1/\sqrt{2\pi}) \int_{-\infty}^u e^{-u^2/2} du; \quad (16)$$

$$P(x) = \Phi(u) \text{ при } u = (x - \xi)/\sigma. \quad (17)$$

Полагая в формуле (17) $x = 0$, $\xi = \bar{m}$ и учитывая, что $\Phi(u) + \Phi(-u) = 1$, величину риска определим по формуле

$$\begin{aligned} \text{risk} &= P\{\bar{R} - \bar{S} > \} = P\{\bar{m} > 0\} = \\ &= 1 - P(m < 0) = 1 - \Phi\left(\frac{0 - \bar{m}}{\sigma_m}\right) = \Phi\left(-\frac{\bar{m}}{\sigma_m}\right) \end{aligned} \quad (18)$$

Например, если $\bar{S} = 0,880\bar{R}$ и $\sigma_R = \sigma_S = 0,05\bar{R}$, то $\bar{m} = 0,120\bar{R}$ и $\sigma_m = 1,41 \cdot \sigma_R = 1,41 \cdot 0,05\bar{R}$, $\text{risk} = \Phi(-\bar{m}/\sigma_m) = \Phi(-0,120\bar{R}/0,07\bar{R}) = \Phi(-1,714)$. По табл. 2.6 [2] для функции $\Phi(u)$ при $u = -1,714$ $\text{risk} = \Phi(-1,714) = 0,0055$, т.е. $5,5 \cdot 10^{-3}$, что является неприемлемым.

При определении риска в случае поперечного удара для рассматриваемой колонны меняется соотношение $\bar{R}_0 / S_0$, расчетная схема, предел огнестойкости. Например, при $\bar{S} = 0,895\bar{R}$ риск равен $7,1 \cdot 10^{-2}$, т.е. незначительное, казалось бы, изменение сценария воздействия тех же нагрузок повысило риск разрушения конструкции на порядок.

Это значит, что риск, вычисленный по заданному нормами значению внешних сил, получается значительно меньше, чем риск, вычисленный для всех возможных случаев внешних сил. Использование комплексной оценки риска, основанное на анализе сценарных воздействий, открывает широкие возможности для уточнения задач безопасности сооружений.

Библиографический список

1. Забегаев А.В., Тамразян А.Г., Ройтман В.М., Дронов Ю.П. Разработка способов снижения риска от пожаров зданий и сооружений // Жилищное строительство. — 2002. — № 2.
2. Сеницын А.П. Расчет конструкций на основе теории риска. — М.: Стройиздат, 1985. — 304 с.

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

Повторное использование дробленого бетона

Бетон представляет собой наиболее универсальный строительный материал. Ежегодное его производство в мире составляет около 1 т на каждого живущего на планете. Доля его использования, по сравнению с другими материалами, в жилищно-гражданском и дорожном строительстве, в подземных, гидротехнических и морских сооружениях, резервуарах, газо- и нефтедобывающих платформах, в шахтном строительстве и т.д. является подавляющей. Современные бетонные конструкции испытывают на себе значительно более суровые воздействия, чем это

имело место ранее. Наступивший 21 век бросает бетону новые вызовы, особенно в области обеспечения ряда принципов устойчивого развития современного общества.

Срок службы сооружений из бетона, равно как и из других материалов, к сожалению, ограничен, и ежегодные расходы на их ремонт и восстановление превышают половину стоимости нового строительства. В соответствии с европейской статистикой в среднем по странам Сообщества ежегодные отходы при строительстве, реконструкции и сносе отслуживших свой срок зданий

также составляют около 1 т на каждого жителя.

Утилизация отходов строительства может осуществляться в двух направлениях: это повторное использование отдельных частей здания (фундаменты, стены) или его отдельных конструкций (балки, плиты, колонны) по прямому назначению в новом строительстве или переработка этих отходов (рециклирование) для их использования в качестве вторичных (рециклированных) сырьевых материалов. Те отходы, которые не могут быть по разным причинам рециклированы, идут в отва-

Страна-член ЕЭС	Отходы от строительства, млн.т	Повторно использованы или рециклированы, %	Сожжено или в отвалах, %
Германия	59	17	83
Великобритания	30	45	55
Франция	24	15	85
Италия	20	9	91
Испания	13	<5	>95
Нидерланды	11	90	10
Бельгия	7	87	13
Австрия	5	41	59
Португалия	3	<5	>95
Дания	3	81	19
Греция	2	<5	>95
Швеция	2	21	79
Финляндия	1	45	55
Ирландия	1	<5	>95
Итого	180	28	72

лы. В Великобритании, в частности, с целью сохранения природных ресурсов и стимулирования рециклирования [1] введён налог на применение каждой тонны природного заполнителя («первичного сырья») в размере 1,6 фунта стерлингов. Ежегодно в странах ЕЭС в течение последнего десятилетия, по данным [2], традиционно имело место использование бетонных отходов, показанное в таблице

Такой объем отходов вызывает определённое беспокойство общества и соответствующее давление правительств многих стран на строительную промышленность по всемерной их утилизации. Как видно из приведенной таблицы, в ряде стран промышленная переработка отходов развита значительно лучше, чем в других, что может быть объяснено частично отсутствием в этих странах источников природного сырья и свободных мест для захоронений отвалов.

Благодаря своим замечательным свойствам бетон во многих случаях служит как для защиты природных в так называемых природоохран-ных сооружениях, так и для защиты самого человека от радиации и других вредных отходов, в том числе поглощая эти отходы в качестве крупных или мелких заполнителей. Недаром известный американский специалист Р. Metha сравнивал бетон с богом Шивой (в индийской мифологии этот бог выпил яд, что-

бы спасти человечество). Однако бетон, с другой стороны, не может служить и мусорной корзиной для всех отходов строительства, так как в них могут содержаться вещества, вредные для самого бетона, особенно для его долговечности. Поэтому отходы строительства можно только частично использовать в новом строительстве, а почти 40% из них, включая мелкие фракции крупностью до 2мм, могут служить только в качестве засыпки при строительстве дорог. Остальная часть, после соответствующего рециклирования, может быть использована в качестве заполнителя для бетона.

В соответствии с Рекомендациями РИЛЕМ [3] рециклированный или вторичный заполнитель крупностью $\geq 4\text{мм}$ классифицируется по происхождению на 3 типа:

1 — отходы каменной кладки; 2 — дроблённый бетон и 3 — смесь дроблённого бетона (максимально 20%) и первичного заполнителя (минимально 80%). Рекомендации содержат обязательные требования ко всем трём классам вторичного заполнителя: по объемной массе, водопоглощению, содержанию инородных тел и т.д. В Рекомендациях содержатся также требования к свойствам рециклированных заполнителей, включая гранулометрический состав, статическую прочность, коэффициент истираемости, содержание хлоридов, морозостойкость и т.п., которые не являются обязатель-

ными, если только они не оговорены национальными стандартами.

Применение рециклированных вторичных заполнителей оказывает значительное влияние на многие свойства бетона. Так, например, при 100%-ном содержании дроблённого бетона в качестве крупного заполнителя прочность бетона не превышает 10 МПа, при введении в смесь 50% первичного заполнителя прочность бетона возрастает до 15 МПа, и даже при введении 80% первичного заполнителя изготовленный бетон редко отвечает всем требованиям, предъявляемым к стандартным бетонам. Поэтому изготовители бетона с рециклированным заполнителем обязаны информировать об этом своих клиентов, чтобы избежать возможных серьёзных последствий.

Изготовители бетона с рециклированным крупным заполнителем нередко сталкиваются с необходимостью повышенного расхода цемента и применения суперпластификаторов. Стоимость такого заполнителя также достаточно велика в связи с существенными энергетическими затратами на его дробление, очистку, рассев и мытьё. Поскольку экономическая целесообразность применения рециклированных заполнителей не всегда очевидна, то для успешного их применения требуется поддержка гражданского общества и политическая воля правительства.

В поддержку широкого применения рециклированных материалов выступает соответствующий комитет РИЛЕМ [4]. Основываясь на многозначности термина «устойчивое развитие» применительно к строительству, комитетом предложено несколько теоретико-экспериментальных моделей решения этой проблемы, среди которых:

1. Расчет жизненного цикла (РЖЦ) конструкции, в соответствии с которым в течение всего срока эксплуатации, включая ремонт и возможное повторное использование и рециклирование, оказывается минимальное воздействие на окружающую среду. Рассмотрен голландский подход последовательного изучения 10 этапов жизненного цикла изделий с возможными экологическими последствиями («Дельфтская лестница»), включая систему воз-

врата, при которой отслужившие свой срок строительные изделия возвращаются к первоначальному поставщику для ремонта, восстановления и повторного использования в той же роли. Комитетом предложена двухуровневая оценка использования отходов: «низкая» - при которой отходы идут только для использования в дорожном строительстве, и «высокая» - при которой отходы идут на изготовление бетонных или других изделий.

2. Проектирование с учетом рециклирования (ПУР). Первичные сырьевые материалы, как правило, являются однородными (песок, гравий, глина, дерево, железная руда и т.д.), что позволяет достаточно легко использовать их в процессе изготовления каких-либо изделий. Этого нельзя сказать о вторичных сырьевых материалах, так как рециклирование требует существенного объема переработки: распознавания, измельчения, сепарирования и т.д. Но если раньше большинство из этих операций выполнялось вручную, то теперь имеются механизированные способы, которые значительно ускоряют и облегчают эту работу. Поэтому правительство Нидерландов и ряда других государств признали необходимость и целесообразность внедрения ПУР, основными принципами которого яв-

ляются: уменьшение количественного состава материалов в изделии; лёгкая разбираемость изделий; маркировка всех частей из пластика таким образом, чтобы их легко можно было различить и отделить для дальнейшей раздельной утилизации.

3. Определение коэффициента экстоимости/цена (КЭЦ). Этот коэффициент имеет числовое значение и может использоваться в качестве сравнительной оценки различных проектных решений. Экстоимость представляет собой виртуальную, или скрытую стоимость изготовления и эксплуатации изделий экологическим способом, обеспечивающим известные принципы устойчивого развития. Цена изделия включает в себя стоимость материалов, энергии, труда, амортизации, налогов и прибыли. Этот коэффициент служит индикатором экологичности решения, который включает в себя все параметры изготовления и эксплуатации, выраженные в одной и той же размерности. Произведенные комитетом подсчеты значения КЭЦ, например, подтвердили примерно равную целесообразность применения дробленого бетона как в качестве подстилающих слоёв в дорожном строительстве (низкий уровень), так и для применения в качестве крупного

заполнителя в бетоне (высокий уровень).

Повторное использование дробленного бетона во многих случаях весьма целесообразно и отвечает принципам концепции «устойчивого развития», основные положения которой предусматривают экономию материалов и энергии, повышение долговечности конструкций и уменьшение негативного воздействия на окружающую природу, в том числе сохранение невозполнимых источников природных ресурсов. Наиболее продвинутые изготовители строительных материалов уже сейчас сопровождают свои материалы добровольной «Декларацией экологичности».

Библиографический список

1. A. Leshchinsky, M. Lesinskij. Concrete aggregate from construction and demolition waste, BFT, N8, 2003, pp. 14-22.
2. Recycling of offshore concrete structures, fib Bulletin N18, 2002, pp.29
3. Specification for concrete with recycled aggregate, RILEM TC 121-DRG, Materials and Structures, V. 27, 1994, pp. 557-559
4. Ch. Hendrics and G. Jansen. Use of recycled materials in construction. Materials and Structures, V. 263, November 2003, pp. 604-608

В.П. Трамбовецкий,
канд. техн. наук (НИИЖБ)

ИНФОРМАЦИЯ

А.И.ЗВЕЗДОВ, член Совета федерации, д-р техн. наук, Л.В.САСОНКО, заместитель, канд. техн. наук

Симпозиум Международной федерации конструкционного бетона в Авиньоне

В конце апреля 2004 г. в Авиньоне (Франция) состоялся симпозиум Международной федерации конструкционного бетона (FIB). Он проходил в старинном папском дворце под девизом «Железобетонные конструкции – призыв к созиданию».

Симпозиум приветствовали министр инфраструктуры Франции, мэр Авиньона и президент федерации.

Ведущие ученые мира выступили с ключевыми докладами:

- Является ли изучение истории вызовом нашей созидательности?
- Инженеры и современное общество
- Является ли проектирование мостов поиском красоты?
- Влияние новых конструктивных материалов на эволюцию
- Модели для инженерных расчетов
- Преднапряженные железобетонные конструкции

- Неразделимость и противоречия созидательно-проектирования

На специальной сессии были заслушаны доклады о новых крупных объектах строительства:

- Главные мосты на высокоскоростной линии к Средиземному морю

- Проектирование крупного виадука в Миллау
- Плавающая дамба в Монако

Следует отметить, что на конгрессах федерации (один раз в четыре года) происходит награждение лучших строительных объектов. Россия вполне может представить свои достижения на конгрессе в Неаполе в 2006 г.

Были также проведены интересные сессии по основным вопросам проектирования и строительства:

Новые материалы

предварительные нормативные результаты высокопрочного бетона,

влияние крупных частиц в цементе на развитие прочности раствора,

влияние длительных замедлителей на гидратацию клинкера и цемента,

усадка и ползучесть ультравысокопрочного бетона со стальной фиброй,

экспериментальное изучение бетона высокой текучести для массивных железобетонных конструкций,

оптимизация механического поведения легкого бетона за счет использования высококачественных цементных матриц,

цементные композиции для гражданского строительства,

сохранение механических свойств образцов бетона, армированных стальной и органической фиброй, под воздействием агрессивных сред,

исследования самоуплотняющегося бетона с легкими заполнителями,

механизм разрушения тротуаров со стальной фиброй,

применение штифтов с головками при армировании, армирование текстилем (применение и определение сцепления),

зависимость растрескивания при растяжении в самоуплотняющемся бетоне от армирования,

трещины среза в железобетонных балках, вызванные разрушением наружных листов из полимерной фибры,

бетонные фасады, армированные текстилем, применение плит из углеродистой фибры в канализационных системах,

комбинированное нагружение (сжатие и изгиб) железобетонных колонн, усиленных наружными продольными и поперечными плитами углеродистой фибры,

применение нержавеющей стали в бетоне.

Конструкции

поведение сборных балок, подверженных транспортной нагрузке,

замена пролетного строения железнодорожного моста,

железобетонный виадук, возведенный в зоне плотной застройки,

от архитектурного проектирования к строительству (виадук),

строительство преднапряженных мостов над реками,

проектирование мостов из сборных элементов, метод снижения напряжений в устоях мостов, возводимых консольным методом,

достижения в больших и средних железобетонных арочных мостах,

развитие мостов канального типа,

применение легкого бетона в мостах,

проектирование малого подвесного моста через реку,

проектирование сборных рам для силоса,

архитектура железобетонного здания,

смесь бетона, стали и стекла в здании международной выставки,

решения перекрытий для нового поколения пустотных плит,

мост, где главный пролет имеет преднапряженный шпренгель,

висячий мост в Колумбии,

висячий мост в Тарасконе,

детальное проектирование бетонных опор виадука, инновационное строительство из монолитного бетона с использованием самоуплотняющегося бетона и

новых видов арматуры,

новый арочный мост с использованием бетона и стали,

архитектура и инженерия при строительстве башни в Мехико,

новые концепции при строительстве моста,

проектирование криволинейного подвесного моста,

проектирование трехпролетного моста в Японии

Конструкции с применением новых материалов

новые проекты из ультравысококачественного бетона,

строительство оболочки из ультравысокопрочного бетона с фибровым армированием,

пешеходный мост из ультравысокопрочного бетона с фибровым армированием,

ультравысококачественный бетон в мостах,

ультравысококачественный бетон (первые рекомендации и примеры применения),

проектирование пешеходного моста из малоусадочного ультравысокопрочного бетона.

Объединение стали и бетона

преимущества от необычной комбинации бетона и стали в пешеходном мосте,

проектирование и строительство первого композитного моста в виде фермы,

проектирование висячего моста,

подвесной мост на подработанной площади,

новое объединение материалов в мосте,

система, объединяющая железобетонный и стальной подвесные мосты,

составной мост,

новые тенденции в сталежелезобетонных мостах

Поведение конструкций

проектирование усиления железобетонных составных конструкций,

сопротивление продавливанию балок, опертых на прямоугольные колонны,

работа перекрытий в качестве диафрагм для обеспечения конструктивной общности многоэтажных зданий,

проектирование преднапряженных мостовых балок из высококачественного бетона, совмещенное с мониторингом,

поведение стыка балки с колонной (запроектированного как не сейсмического) под воздействием сейсмической нагрузки,

деформации и напряжения в бетонной балке, осевое нагружение колонны с армированием у поверхности полимерной фиброй, система строительства водонепроницаемых конструкций

Мониторинг конструкций и их элементов
развитие моделей преднапряженных мостов, новый подход к проектированию - напрягаемые элементы с сенсорами,
новая технология для мониторинга железобетонных мостов,
проектирование и реализация мониторинга на виадуке,
мониторинг гражданской инфраструктуры (техника и результаты)

Инженерные модели для расчета конструкций
влияние фибрового армирования на образование и раскрытие трещин в панелях,
развитие трещин во времени в железобетонных балках и плитах,
метод предсказания поведения железобетонных мембран под воздействием среза и среза с осевой нагрузкой,
моделирование процесса переноса влаги в цементной пасте,
моделирование железобетонной составной балки с частичным взаимодействием,
нелинейный анализ неоднородных регионов при методике распорок и растяжек,
проектирование составных перекрытий из сборных преднапряженных пустотных плит,
новые модели для старых зданий,
нелинейное поведение стоек виадука

Улучшение поверхности бетона

дефекты окрашивания бетонной поверхности, сборные бетонные панели в Новой Зеландии, изучение поверхности конструкций 60-х гг., улучшение поверхности бетона, бетон с использованием стекла, исследования самоуплотняющихся бетонов

Конструкционная безопасность

аспекты безопасности стадий строительства при проектировании железобетонных конструкций, некоторые аспекты безопасности консольных и нависаемых пролетных строений, формат безопасности для нелинейного анализа, факторы безопасности для сборных железобетонных продуктов, оценка железобетонных конструкций, дискуссия о стохастических моделях в железобетонных конструкциях.

Во время симпозиума была организована техническая выставка, на которой доминировали фирмы (Freyssinet и VSL), специализирующиеся в области методов натяжения и анкеровки арматуры. На выставке участникам вручили 8 компьютерных дисков, содержащих интересные материалы по следующим направлениям:

- Мониторинг железобетонных конструкций.
- Расчет железобетонных конструкций.
- Гидравлические системы для сборки железобетонных конструкций.

- Системы анкеровки арматуры.
- Стыки пролетных строений мостов.
- Расчет конструкций мостов.
- Подвесные мосты (семинар 2003 г.).

Более подробно со всеми материалами можно ознакомиться в Ассоциации «Железобетон» (тел. 174-78-48).

Участники симпозиума совершили технические экскурсии на объекты строительства:

- Осмотр конструкций железной дороги между Авиньоном и Марселем с посещением виадука и станции.
- Железобетонные конструкции в районе Авиньона.
- Конструкции преднапряженного виадука в Миллау.

Нами были получены предложения об участии представителей России в рабочих группах по производству шпал и строительству домов низкой стоимости.

Следует также отметить важность публикаций в журнале FIB «Конструкционный бетон» статей о достижениях в проектировании и строительстве в России.

Представители НИИЖБа работают в нескольких комиссиях федерации, в том числе в комиссиях по железобетону заводского изготовления, по арматуре и системам натяжения, а также по легким бетонам. В комиссии по бетону заводского изготовления имеются группы по пустотным плитам, стыкам конструкций, приемлемым отклонениям качества сборных элементов и сборным мостам.

Постоянная деятельность федерации проходит более чем в 10 комиссиях и специальных рабочих группах, которые выпускают доклады по вопросам проектирования и строительства из железобетона, а в последнее время и из композитных материалов. В Ассоциации «Железобетон» есть 29 таких докладов и рекомендаций.

В составе федерации имеется очень важная группа, занимающаяся распространением знаний. В Авиньоне она организовала технический семинар по компьютерному моделированию конструкционного железобетона.

На симпозиуме были также обсуждены и назначены сроки проведения новых конгрессов и симпозиумов, участие в которых обогатит проектировщиков и строителей новыми знаниями:

- Ноябрь 2004 г., Нью Дели — «Сегментные мосты»
- Май 2005 г., Будапешт — «Сохраним привлекательность железобетонных конструкций» (будут вручаться премии молодым проектировщикам и строителям)
- Сентябрь 2005 г., Лима — «Конструкционный бетон и время»
- Июнь 2006г., Неаполь — конгресс, на котором будут представлены нормы проектирования
- Май 2007 г., Дубровник — «Конструкционный бетон соединяет острова и материк»
- Сентябрь 2007 г., Штутгарт — «Соединение стали и бетона»

В заключение можно отметить, что на симпозиуме нами были собраны интересные сведения, которые заслуживают изучения и более широкого распространения среди специалистов.

Телефон для справок 174-78-48.

О ходе подготовки к конференции «Проектирование и строительство монолитных многоэтажных жилых и общественных зданий, мостов и тоннелей»

Конференцию готовят Ассоциация «Железобетон» и Академия архитектуры и строительных наук РФ. Она состоится 28-29 октября 2004 г. в НИИЖБ. Руководитель научного комитета конференции – д-р техн. наук В.А. Клевцов.

В настоящее время об участии в конференции заявили 100 специалистов. Представлены, обработаны научным комитетом и готовятся к изданию в виде сборника 42 статьи:

№	Название	Ф.И.О., организация
1.	О некоторых проблемах проектирования и строительства зданий из монолитного железобетона	Клевцов В.А., НИИЖБ
2.	Механика железобетона и нормы проектирования (О разработке «Свода правил по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций»)	Карпенко Н.И., РАА и СН
3.	Проектирование многоэтажных монолитных зданий	Залесов А.С., Иванов А., НИИЖБ
4.	Особенности проектирования жилых и общественных зданий высотой более 75м	Граник Ю.Г. «ЦНИИЭП жилища»
5.	Опыт проектирования монолитных многоэтажных зданий	Розенблюм А.Я., «ЦНИИПромзданий»
6.	Конструктивная система «Сотовый монолит»	Канчели Н.В., ЗАО «Курортпроект»
7.	Опыт проектирования и строительства монолитных зданий	Селютина Л.Ф., Петрозаводский Государственный университет
8.	Два типа монолитных железобетонных зданий с оставляемой опалубкой	Тетиор А.Н., МГУ Природообустройства
9.	Огнесохранность монолитных многоэтажных зданий и тоннелей	Милованов А.Ф., Соломонов В.В., Кузнецова И.С., НИИЖБ
10.	Стык колонны и плиты в безригельном монолитном перекрытии с применением жестких вставок	Мурашкин Г.В., Анпилов С.М., Мурашкин В.Г., СамГАСА
11.	Анализ методов расчета узлов сопряжения плоских безбалочных безкапитальных плит перекрытий с колоннами без поперечной арматуры	Болгов А.Н., НИИЖБ
12.	Прочность стен при действии сжимающих и сдвигающих сил в плоскости стены, определяемых методом конечных элементов	Иванов А., НИИЖБ
13.	Расчет стеновых конструктивных систем монолитных многоэтажных зданий с учетом трещин и неупругих деформаций	Кодыш Э.Н., Мамин А.Н., ОАО «ЦНИИПромзданий»
14.	Нелинейные расчеты элементов несущих систем многоэтажных зданий методом дискретных связей	Дегтярев В.В., Климов Д.Е., НИИЖБ
15.	Исследования опрессованных растянутых соединений арматуры	Каприелов С.С., Карпенко Н.И., Шейнфельд А.В., Кузнецов Е.Н., НИИЖБ
16.	Модуль упругости и ползучесть высокопрочных бетонов с органоминеральным модификатором МБ-50С	Прокопович А.А., Сеницкий Ю.С., Еленицкий Э.Я., Репекто В.В., СамГАПС
17.	Оценка несущей способности перекрытий строящегося здания самарского онкологического центра	Соловьянчик А.Р., Сычев А.П., Шифрин С.А., ОАО ЦНИИС
18.	Обеспечение монолитности крупноразмерных конструктивных элементов при возведении моста-тоннеля над станцией метро «Ленинский проспект» в Москве	Соловьянчик А.Р., Шифрин С.А., Коротин В.Н., Соколов С.Б., ОАО ЦНИИС
19.	Особенности возведения монолитных неразрезных предварительно напряженных железобетонных плитно-ребристых пролетных строений мостов	Мурашкин Г.В., Анпилов С.М., Мурашкин В.Г., СамГАСА
20.	Снижение негативного проявления усадочных деформаций в монолитном безригельном каркасе	Иванов С.И., НИИЖБ
21.	Учет доэксплуатационных трещин в плоских монолитных железобетонных конструкциях	Коревицкая М.Г., ООО «Стройдиагностика»
22.	Контроль прочности бетона при возведении монолитных конструкций	Коревицкая М.Г., Тухтаев Б.Х.
23.	Дефектоскопия при возведении зданий из монолитного железобетона	Кириленко А.М., В.В. Гапонов, ЗАО «Триада-Холдинг»
24.	Основы комплексного метода оценки прочностных характеристик бетона эксплуатируемых строительных конструкций	Гулунов В.В., ООО «СКБ Стройприбор»
25.	Особенности применения новых приборов неразрушающего контроля прочности бетона	

№	Название	Ф.И.О., организация
26.	Проблемы технологии и контроля качества монолитного домостроения	Вайнгартен Г.И., ОАО «Оргтехстрой»
27.	Мониторинг качества бетона при строительстве монолитных жилых и общественных зданий	Решетняк А.А., Каримов М.А., НПО «Кронид»
28.	Ремонт и усиление железобетонных конструкций в зданиях из монолитного железобетона	Хаютин Ю.Г., Чернявский В.Л., Аксельрод Е.З., «Интер-Аква»
29.	Восстановление и усиление монолитных железобетонных конструкций с использованием инъекционной технологии и низковязких полимеризующихся композиций.	Максимов Ю.В., Соловьев Г.К., НИИЖБ
30.	Анализ опыта проектирования и восстановления железобетонных конструкций композиционными материалами	Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В., ЗАО «Триада-Холдинг»
31.	Огнезащита железобетонных конструкций тоннелей	Милованов А.Ф., Соломонов В.В., Кузнецова И.С., НИИЖБ
32.	Водонепроницаемость подземной части зданий	Хаютин Ю.Г., Уженков Е.Я., Семененок С.Н., «Интер-Аква»
33.	Особенности состояния и ремонта конструкций инженерных коммуникаций	Сапронов О.В., Московский Государственный Горный Университет
34.	Опалубка для возведения монолитных конструкций жилых, гражданских зданий и инженерных сооружений.	Евдокимов Н.И., Пятакова О.Г., НТЦ «Опалубка»
35.	Опалубочная технология возведения монолитных конструкций сложной формы уникальных сооружений	Марковский М.Ф., Институт БелНИИС
36.	Опалубочная техника МОДОСТР и технология интенсивного строительства монолитных многоэтажных зданий в России и Белоруссии	Марковский М.Ф., Туровец Г.А., Институт БелНИИС
37.	Работы фирмы «Промстрой-Монолит» по возведению зданий из монолитного железобетона, возникающие при этом проблемы и пути их решения	Митин С.Н., «Промстрой-Монолит»
38.	Обеспечение надежности гибких связей из стеклопластиковой арматуры	Ладыгин Ю.И.; Луговой А.Н.; Савин В.Ф., ООО «Бийский завод стеклопластиков»
39.	Анализ изменения напряженно-деформированного состояния гибких связей из стеклопластиковой арматуры в кирпичном 9-этажном доме	Ладыгин Ю.И., ООО «Бийский завод стеклопластиков»
40.	Организационно-технологические мероприятия при проведении бетонных работ на Гагаринской развязке третьего транспортного кольца г. Москвы	Хабибуллин К.И., Заковенко В.В., Мордухович И.М., ОАО ЦНИИС
41.	Прочность железобетонных плит перекрытий с краевой нагрузкой от наружных стен	Тельконуров К.М., Зырянов В.С., «ЦНИИЭП жилища»
42.	Определение механических характеристик стержней из композиционных материалов методом продольного изгиба	Блазнов А.Н., Волков Ю.П., Луговой А.Н., Савин В.Ф., Хе А.И., ООО «Бийский завод стеклопластиков»

Участники конференции смогут выслушать доклады, провести обсуждение и получить сборник статей. Кроме того, можно будет ознакомиться с выставкой приборов для контроля, посетить лаборатории НИИЖБ и принять участие в экскурсии на строительство монолитного здания.

К участию в конференции приглашаются спонсоры, названия и фирменные знаки которых будут помещены на трудах конференции и в зале, где она будет проведена.

Взнос главного спонсора – 150 тыс. руб., а спонсоров и информационных спонсоров – 90 тыс. руб.

Авторы статей освобождаются от оплаты участия. Им будут посланы или вручены по прибытию билеты на конференцию.

Всем остальным предлагается оплатить участие в соответствии с приведенным ниже пригласительным билетом:

Регистрационный взнос

Участники	Стоимость, тыс. руб. (в т.ч. НДС)	
	до 1 июля	после 1 июля
Члены Ассоциации	2,0	2,5
Докладчики	—	—
Участники	4,0	5,0

Регистрационный взнос обеспечивает:

- Участие в заседаниях
- Труды конференции
- Обеды 28 и 29 октября
- Кофе в перерывах
- Фуршет 29 октября
- Участие в экскурсиях, выставке.

Регистрационный взнос следует перечислять на расчетный счет Ассоциации «Железобетон» № 40703810438360104146, ИНН 7721262164, КПП 772101001 в Центральном отделении Сбербанка России г. Москвы № 8641/0847, корреспондентский счет № 30101810400000000225, БИК 044525225. В платежном поручении следует выделять НДС.

Организаторы конференции будут рады приветствовать всех участников на этой встрече, где мы сможем обобщить имеющийся опыт и наметить новые пути в проектировании и строительстве монолитных высотных зданий.

От организационного комитета
Исполнительный директор
Ассоциации «Железобетон» **Л.В. Сасонко**

Интересная и актуальная монография

С.В. Александровский. Долговечность наружных ограждающих конструкций // Москва. РААСН, 2004, 332 с.

Долговременная научная программа экономического развития страны включает в себя в качестве главной задачи рациональное увеличение производственного потенциала при существенном улучшении качества работ и всемерной экономии всех видов ресурсов. Её выполнение в решающей мере зависит от капитального строительства при обязательном сочетании требования снижения его стоимости и эксплуатационных расходов с одновременным требованием обеспечения необходимой долговечности конструкций, особенно наружных ограждений, непосредственно подвергающихся воздействию внешнего климата. Эти два противоречивых начала определяют необходимость строгого научного решения проблемы долговечности в строительстве. Острота этой проблемы возрастает, так как ежегодные затраты на текущие и капитальные ремонты зданий и их эксплуатационное содержание быстро растут, растёт и ежегодный прирост жилого и производственного фонда, что будет приводить к ещё большему их увеличению.

Обеспечение требуемых начальных характеристик качества строительных конструкций выполнением указаний строительных норм хотя и является обязательным начальным условием обеспечения долговечности наружных ограждений, но далеко не достаточным, так как в условиях эксплуатации эти характеристики непрерывно снижаются, и необходимо научно оценивать допустимый предел такого снижения, т.е. уметь прогнозировать долговечность конструкций.

В монографии разработаны методы такого прогнозирования, опирающиеся на глубокие научные основы и учитывающие богатые экспериментальные данные, накопленные по основным направлениям проблемы. Пользуясь ими, можно уже на стадии вариантного проектирования (при заданных в районе строительства условиях эксплуатации и конструктивных особенностях ограждений) выбирать с учетом требований Новых норм по теплозащите зданий наиболее долговечную в этих условиях конструкцию и прогнозировать ее срок службы с учетом капитальных ремонтов или без них (для неремонтируемых частей ограждения). Учитывая сравнительную новизну методов для инженера-проектировщика (и ему в помощь), монография содержит необходимый набор числовых методических приемов последовательных операций, составляющих комплексную задачу прогнозирования и расчета долговечности наружных ограждений зданий и их оценки с этих позиций. С указанными целями книга сопровождается целым рядом приложений, содержащих необходимый инженеру справочный материал.

Монография доктора технических наук профессора С.В. Александровского оригинальна по направлению исследований с четкой практической направленностью и актуальна для современного строительства на основе конструкций из бетона и железобетона. Она, несомненно, будет с интересом принята широким кругом научных работников и инженеров-проектировщиков.

Н.И. Карпенко, д-р техн. наук,
проф., академик РААСН

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. (цена 198 руб с НДС и доставкой)

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 расчета различных систем гидроизоляции, систематизированы и описаны новые материалы, технические и технологические решения по выполнению гидроизоляционных работ при возведении подземных и заглубленных строительных объектов.

Пособие иллюстрировано чертежами, схемами, рисунками, позволяющими наглядно представить ре-

шение различных технологических задач по гидроизоляции зданий и сооружений.

Уникальность книги состоит в том, что она основана на многолетних научных исследованиях ведущих сотрудников «Триады-Холдинг» и богатейшем опыте фирмы в области строительства и ремонта огромного числа крупных подземных сооружений различного назначения (более 1000!). Таким образом, настоящее пособие представляет собой законченный фундаментальный труд, в котором соединены теоретические основы защиты сооружений от воды и влаги с их практическим решением.

Представляемая книга (под редакцией доктора технических наук, профессора кафедры «Строительство подземных сооружений и шахт» Московского государственного горного университета (МГГУ), генерального директора ЗАО «Триада-Холдинг» А.А.Шилина) будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, эксплуатации и ремонта зданий и сооружений.

По вопросам приобретения книги обращайтесь в ЗАО «Триада-Холдинг» по телефонам: 946-32-76; 946-33-92; 956-15-04; e-mail: trhold@comail.ru

РАФАЭЛЬ ЛЕВОНОВИЧ МАИЛЯН
(1924-2004)

Умер Рафаэль Левонович Маилян – крупный ученый, посвятивший всю свою жизнь развитию теории и практики бетона и железобетона, доктор технических наук, профессор, заслуженный деятель науки и техники Российской Федерации.

Р.Л.Маилян родился 6 октября 1924 г. в Баку. Окончил с отличием строительный факультет Азербайджанского индустриального института (1947). После работы на производстве и окончания аспирантуры (1951-55) работал ассистентом, доцентом в Азербайджанском политехническом институте.

С 1955 г. и до последнего дня он работал в Ростовском государственном строительном университете, которому отдал 50 лет своей жизни. В течение 30 лет руководил кафедрой железобетонных и каменных конструкций.

Р. Л. Маиляном опубликовано свыше 350 научных работ, в том числе 45 монографий, учебников и брошюр, получено 10 авторских свидетельств на изобретения и патентов. Широкое признание получил учебник для вузов «Строительные конструкции», изданный трижды. Ста-

ли настольными для строителей монографии «Железобетон на пористых каменных отходах» («Стройиздат»), «Бетон на карбонатных заполнителях» (Изд-во РГУ), «Гидроизоляция сооружений полимерными материалами» (Изд-во «Будивэльник») и др.

Научная школа Р. Л. Маиляна по проблемам совершенствования расчета и проектирования легких преднапряженных конструкций получила международное признание. Им подготовлено 76 докторов и кандидатов технических наук, в том числе 18 — иностранными аспирантами.

Р. Л. Маилян являлся членом Национального Комитета Международной федерации железобетона, председателем секции строительных конструкций СКНЦ ВШ, членом редколлегии журнала «Бетон и железобетон» и «Известия РГСУ». Он был награжден орденом и шестью медалями СССР.

Светлая память о Рафаэле Левоновиче Маиляне навсегда сохранится в сердцах всех, кто его знал.

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

Подписано в печать 04.06.04. Формат 60х88^{1/8}. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0 Заказ №

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

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

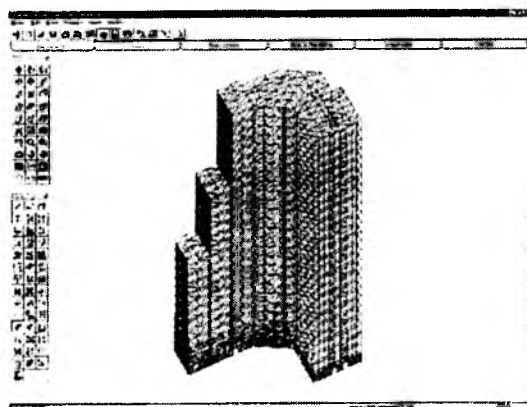
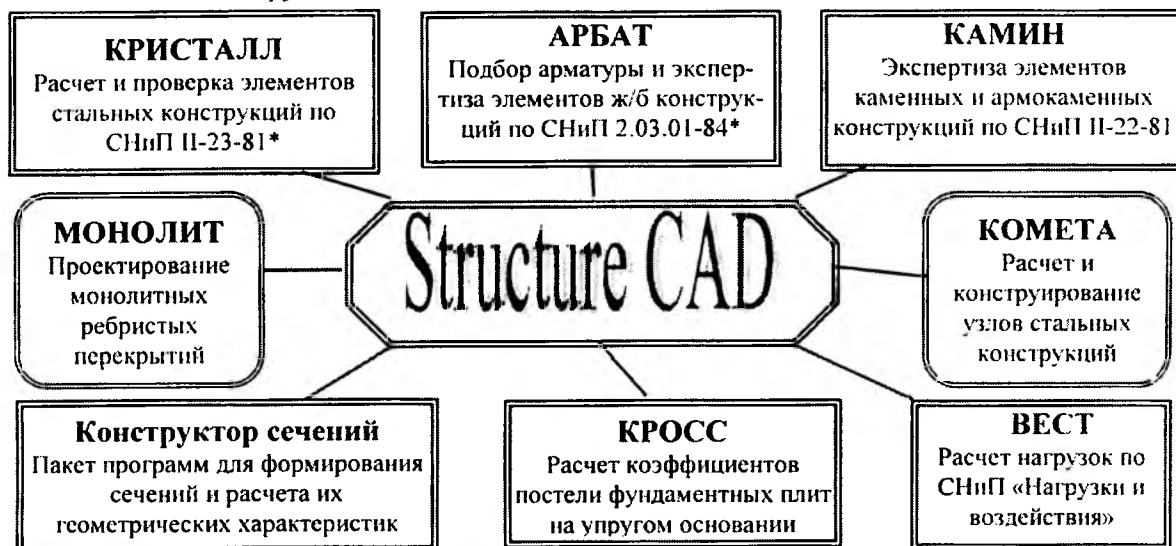
Отпечатано в ОАО Московская типография № 9
109033, Москва, Волочаевская ул., д.40



Комплекс программ SCAD Office -

инструментарий инженера-проектировщика

Вычислительный комплекс SCAD является расчетной системой конечноэлементного анализа конструкций и ориентирован на решение задач проектирования зданий и сооружений достаточно сложной структуры, где основные трудности представляет определение напряженно-деформированного состояния конструкции. Комплекс снабжен модулями анализа прочности и подбора сечений элементов стальных конструкций, а также арматуры в элементах железобетонных конструкций.



Все программы пакета можно подразделить на три группы: проектно-аналитические – КРИСТАЛЛ, АРБАТ и КАМИН; проектно-конструкторские – КОМЕТА и МОНОЛИТ; вспомогательные расчетные программы ВЕСТ, КОНСТРУКТОР СЕЧЕНИЙ, КОНСУЛ, СЕЗАМ, ТОНУС, КРОСС.

В основу разработки проектно-аналитических программ пакета положен принцип ориентации на строгое и, по возможности, полное выполнение требований, представленных в нормах по проектированию конструкций.

Проектно-конструкторские программы служат для разработки конструкторской документации на стадии детальной проработки проектного решения. От настоящих рабочих чертежей это отличается некоторыми не принципиальными деталями.

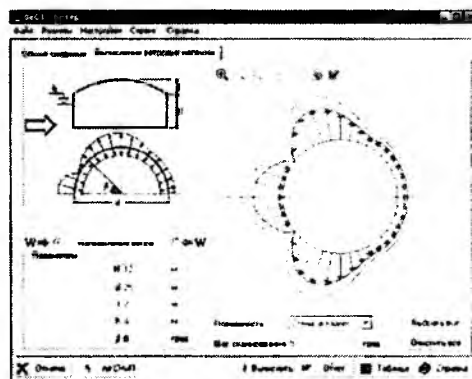
Программа ВЕСТ предназначена для определения нагрузок и воздействий на элементы строительных конструкций.

ВК SCAD, программы КРИСТАЛЛ, АРБАТ, ВЕСТ и КАМИН сертифицированы ГОССТРОЕМ РОССИИ

ВК SCAD аттестован в НТЦ ЯРБ ГОСАТОМНАДЗОР.

ООО «СКАД СОФТ», (095) 267-40-76

www.scadgroup.com; scad-soft@mtu-net.ru





СПЕЦИАЛЬНОЕ КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО СКБ СТРОЙПРИБОР

ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Лицензия Госстандарта РФ
на изготовление средств
измерений №000110-ИР

Индекс 70050

ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

ИПС-МГ4.01

Измерители прочности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Приборы оснащены функциями ввода коэффициента совпадения Кс, типа контролируемого изделия и вычисления класса бетона В. Обеспечивается автоматическая обработка и архивирование результатов измерений. Диапазон измерения прочности 3...100 МПа.

Объем памяти 500 значений. Возможность занесения 9 индивидуальных зависимостей.

Объем памяти 15000 значений. Возможность занесения 20 индивидуальных зависимостей. Расширенный режим измерения с возможностью выбора вида заполнителя, возраста и условий твердения бетона.

ИПС-МГ4.03

ПОС-30(50)МГ4 «Отрыв»

Измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690.

Оснащены электронным силоизмерителем, индикацией скорости нагружения, автоматической обработкой измерений.

Диапазон.....5...100 МПа

Максимальное усилие анкера:

ПОС-30МГ4.....29,4 кН (3000 кгс)

ПОС-50МГ4.....49,0 кН (5000 кгс)

ПОС-50МГ4 «Скол»

Измеритель прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690.

Диапазон:

методом скалывания.....10...70 МПа

методом отрыва.....5...100 МПа

ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

ДО-МГ4

Измеритель силы натяжения арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362.

Диаметр контролируемой

арматуры.....3...9 мм

Диапазон усилия.....200...6000 кгс (1,96...59 кН)

ЗИН-МГ4

Измеритель напряжений в арматуре железобетонных изделий частотным методом по ГОСТ 22362.

Диапазон напряжений 100-1800 МПа в

арматуре диаметром 3-32 мм длиной

3-18 м

ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

ИТП-МГ4 «100/250»

Измеритель теплопроводности и термического сопротивления материалов при стационарном режиме по ГОСТ 7076 и методом теплового зонда по ГОСТ 30256.

Диапазон определения коэффициента теплопроводности.....0,02...1,5 Вт/м·К

ИТП-МГ4.03 «Поток»

Измеритель плотности тепловых потоков по ГОСТ 25380 трехканальный с режимом самописца (до 15 суток).

Диапазон измерения плотности тепловых

потоков.....2...500 Вт/м²

Диапазон измерения температуры.....-30...+100°С

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ И ТЕМПЕРАТУРЫ

ТГЦ МГ4.01 - измеритель влажности и температуры воздуха с режимом самописца (до 5 суток).

Диапазон измерения плотности тепловых потоков.....10...999 Вт/м²

Диапазон измерения

температуры.....-20...+85°С

ТЦЗ-МГ4.01 - термометр цифровой зондовый. Одно- и двухканальный, с режимом самописца (до 15 суток).

Диапазон измерения температуры.....-20...+250°С

МГ4Д - измеритель влажности древесины по ГОСТ 16588. 8 пород древесины.

МГ4Б - измеритель влажности бетона, кирпича, древесины по ГОСТ 16588, 21718. Настройка на 13 видов бетона и кирпича. 8 пород древесины.

МГ4У - универсальная версия с настройками на древесину, бетон и сыпучие материалы.

Диапазон измерения влажности.....1...60%

ИПА-МГ4

Измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры железобетонных конструкций магнитным методом по ГОСТ 22904.

Диапазон измерения

защитного слоя.....3...100 мм

При диаметре стержней.....3...40 мм

Анемометр ИСП-МГ4

Измеритель скорости воздушных потоков и их температуры. Имеет режим самописца (до 24 часов).

Диапазон измерения:

скорости воздушного потока.....0,3...30 м/с

температуры.....-20...+100°С

Измерители аггезии ПСО-МГ4

Предназначены для определения прочности сцепления защитных и облицовочных покрытий с основанием.

Максимальное усилие отрыва:

ПСО-2.5МГ4.....2,45 кН (250 кгс)

ПСО-5МГ4.....4,90 кН (500 кгс)

ПСО-10МГ4.....9,80 кН (1000 кгс)

Вибротест-МГ4+

Измеритель виброскорости, виброускорения, амплитуды и частоты колебаний виброустановки и др. объектов. Имеет режим самописца (до 25 часов).

Диапазон измерения частоты.....2...1000 Гц

Диапазон измерения амплитуды.....0,01...20 мм

454084, г. Челябинск, а/я 8538, тел./факс (3512) 90-16-85, 90-16-13,
г. Москва, НИИ ЖБ, Рязанский пр., 61, тел./факс (095) 174-78-01, 174-72-05
e-mail: stroypribor@chel.surnet.ru, www.stroypribor.ru

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru