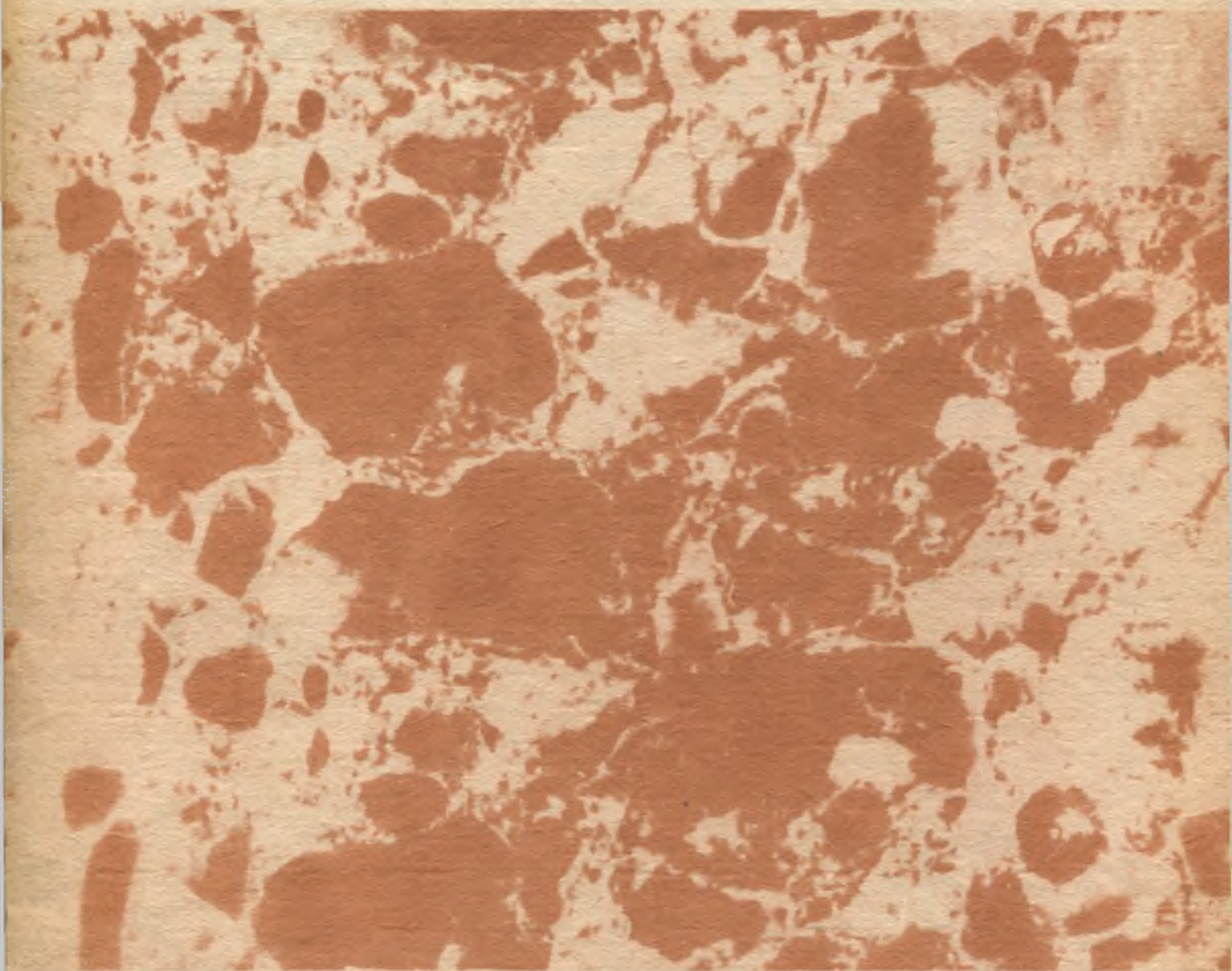


ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

7
1991



Совет московской областной организации ВНТО строителей

ОТХОДЫ — В ДЕЛО!

Запасы деловой древесины уменьшаются. В этих условиях особое значение приобретают новые экономичные и энергосберегающие технологии изготовления строительных материалов из промышленных отходов.

Творческим коллективом Совета МОО ВНТОС разработан ряд материалов для кладки наружных и внутренних стен из ОПИЛОК, СТРУЖКИ, ЗОЛЫ, ОТХОДОВ КАРТОННОГО ПРОИЗВОДСТВА, МИНЕРАЛЬНЫХ И ОРГАНИЧЕСКИХ ВЯЖУЩИХ и т. д.

■ МЕЛКОШТУЧНЫЕ БЛОКИ	на основе гипсового вяжущего и отходов деревообработки
■ МЕЛКОШТУЧНЫЕ БЛОКИ	на основе гипсосодержащих отходов (дигидрат, полугидрат)
■ ПЛИТЫ ОТДЕЛОЧНЫЕ	на основе древесных отходов магнезиального вяжущего и битوفита
■ ПЛИТЫ ОТДЕЛОЧНЫЕ	на основе древесных отходов и дигидрата
■ САМОНИВЕЛИРУЮЩИЕ СТЯЖКИ	на основе ангидритового вяжущего
■ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ «ТИОР»	на основе отходов целлюлозно-бумажного производства и вспученного перлитового песка
■ ДОРОЖНЫЕ ПЛИТЫ	на основе альфа-полугидрата
■ ЗАМЕДЛИТЕЛЬ СХВАТЫВАНИЯ ГИПСОВОГО ВЯЖУЩЕГО	на основе отходов машиностроительного производства

Принимаются заказы на выполнение научно-исследовательских работ и технологических разработок. Гарантируются экологическая чистота рекомендуемых материалов и представление заключений соответствующих государственных служб.

Обращайтесь по адресу: 103062, Москва, Подсосенский пер., 25, строение 3. Исполнительная дирекция Совета МОО ВНТОС. Телефоны: 297-72-29 — Ученый секретарь Фрейшист Александр Рафаилович, 297-88-46 — Главный инженер Степанов Евгений Яковлевич.

Учредители: ЦП ВНТО СТРОЙИНДУСТРИИ,
ГОССТРОЙ СССР, НИИЖБ,
ВНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОН

Издается с апреля 1955 г.

С о д е р ж а н и е

Конструкции

- Немчинов Ю. И., Галич В. Д., Марьенков Н. Г., Юлдашев А. М., Камбаров Д. С. Испытания сводчатого сельскохозяйственного здания на динамические нагрузки 2
- Гришечкин А. И. Опыт применения 19-проволочных канатов в преднапряженных конструкциях 4
- Алиев Г. С., Арсланбеков М. М., Хайдуков Г. К., Соколов Б. С. Шатровые панели перекрытий крупнопанельных жилых домов с уменьшенным армированием 5
- Ищенко А. А., Баранович С. С. О проблеме сохранности качества сборных строительных конструкций при транспортировании спецавтотранспортом 7

Бетоны

- Зайцев Ю. В., Ковлер К. Л., Иванов И. А., Макридин Н. И., Клочков А. П. Особенности разрушения легких бетонов класса В15 на смешанном мелком заполнителе 9
- Прокопович И. Е., Кобринец В. М., Твардовский И. А. Выбор коэффициентов условий работы тяжелого бетона γ_{b2} при учете всех нагрузок 11

Заводское производство

- Ежов В. Б., Курипель В. Х. Преднапряженные панели из ячеистого бетона для жилищного строительства 13
- Рогоулин В. В., Цымбаленко А. Г., Симонова И. Н. Трехслойные стеновые панели с комбинированным армированием 14
- Кагнер А. З., Лорман А. Т. Вибрационный грохот 15
- Андрейченко А. В., Васильев Б. Т., Шахпендерян Э. О., Заседателев И. Б. Шифрин С. А. Особенности тепловлажностной обработки изделий в гидроаэроциркуляционных камерах 17

Строительное производство

- Клевцов В. А., Коревицкая М. Г., Матвеев Ю. К. Применение неразрушающих методов испытаний при обследовании монолитных конструкций 19

В помощь проектировщику

- Лемыш Л. Л. Расчет железобетонных конструкций с использованием полных диаграмм бетона и арматуры 21
- Залесов А. С., Фрейфельд А. В., Старчевский А. В. Расчет объемных железобетонных коротких консолей 23

Нам пишут

- Нурмиев Г. Н. Усадебные дома из монолитного газозолобетона 25

В порядке обсуждения

- Сизов В. П. О кластерах в технологии бетона 26

Информация

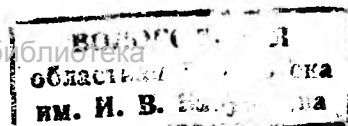
- Митник Г. С. Семинар по формам для производства сборного железобетона 27

Библиография

- Иванов Ф. М., Подвальный А. М. Неудачное издание 28

Зарубежный опыт

- Маргайлик Е. Г. Укатываемый бетон 29



Ю. И. НЕМЧИНОВ, д-р техн. наук, В. Д. ГАЛИЧ, Н. Г. МАРЬЕНКОВ, кандидаты техн. наук (НИИСК); А. М. ЮЛДАШЕВ, канд. техн. наук, Д. С. КАМБАРОВ, инж. (ТашЗНИИЭП)

Испытания сводчатого сельскохозяйственного здания на динамические нагрузки

ТашЗНИИЭПом совместно с ТашПИ и НИИСКом в 1987—1988 гг. проведены натурные динамические испытания фрагмента сводчатого здания из ребристых панелей-оболочек.

Фрагмент здания (рис. 1) представляет собой свод пролетом 21, длиной 9 м, собранный из шести ребристых армоцементных панелей-оболочек, шарнирно соединенных между собой в коньке с фундаментами. Горизонтальные усилия от свода воспринимаются без затяжек. Фундаменты приняты сборно-монолитными, ленточными. Цилиндрический шарнир в коньке воспринимает знакопеременные продольные и перерезывающие силы. Совместная работа панелей-оболочек в здании обеспечивается сваркой стальными накладками закладных деталей смежных панелей и замоноличиванием швов бетоном.

Панели-оболочки представляют собой тонкостенные армоцементные короткие цилиндрические элементы, обрамленные по периметру железобетонными продольными и торцевыми ребрами, и подкрепленные промежуточными железобетонными поперечными ребрами с шагом 1,5 м. Ширина панелей-оболочек 2,98, длина по дуге 13,14, радиус по наружной поверхности 14,69 м, высота продольных ребер 39 см, толщина полки 20 мм. Их изготавливают из бетона

класса В25, в том числе: полку — из мелкозернистого, ребра — из тяжелого. Рабочая арматура в продольных ребрах выполнена из стали класса А-III диаметром 14...16 мм. Армоцементную полку панели армируют одной тканой сеткой N 10 по ГОСТ 3826—82. Панели-оболочки изготовлены совместно со слоями паро-, тепло- и водонепроницаемости. В качестве утеплителя использовали монолитный полистиролбетон. Масса одной испытываемой панели-оболочки составляла 8,2 т.

Целью испытаний являлись определение динамических характеристик конструкций, а также оценка фактической несущей способности и поведения панелей-оболочек и стыковых соединений сводчатого здания при кинематическом возбуждении колебаний фрагмента в основании с помощью вибромашины.

Фрагмент испытывали непосредственной передачей динамической горизонтальной нагрузки от вибромашины через металлические распорки на верхнюю часть фундаментов.

Колебания регистрировали вибродинамическими датчиками, установленными в отдельных точках конструкции оболочки и в основании фрагмента сводчатого здания, и записывали пятью комплектами сейсмометрической аппара-

туры, состоящими из осциллографа Н-700, выпрямителя и шунтовой коробки. Для регистрации горизонтальных и вертикальных колебаний применяли сейсμοприемники С5С, ВБП-3 и ОСП-2М.

Сейсμοприемники устанавливали с таким расчетом (см. рис. 1), чтобы получить записи колебаний фрагмента в наиболее характерных точках. Для установки сейсμοприемников на продольных ребрах панелей-оболочек в шести точках к закладным деталям приваривали металлические столики с горизонтальной площадкой.

Возбуждение вынужденных колебаний фрагмента сводчатого здания производили с помощью четырех блоков вибромашины В-2 с двумя электродвигателями с синхронным приводом [1, 2]. Динамическую нагрузку на свод прикладывали в четыре этапа: без дополнительных дебалансов на валу вибромашины, но с учетом массы дебалансодержателей (320 кг); с дебалансами массой соответственно 1200, 2200 и 3200 кг.

При этом для всех нагрузок частоту вынужденных колебаний вибромашины подводили к частоте собственных колебаний и регистрировали зону резонанса. Таким образом, свод неоднократно подвергался циклическим резонансным воздействиям. После основных испытаний свод несколько раз повторно подвергали резонансному воздействию при максимальной инерционной силе в течение 5 мин. Повторные испытания проводили для визуальной оценки поведения и демонстрации возможностей конструкций свода при высоком уровне динамических воздействий.

Результаты испытаний показали, что максимальные горизонтальные инерционные силы на свод в период резонанса, которые могла создать вибрационная машина, соответствовали сейсмическим воздействиям интенсивностью 8 баллов. При этом максимальные перемещения конструкций в наиболее напряженных сечениях составили: вертикальные 4,1, горизонтальные 7,3 мм. Частота колебаний зарегистрирована равной 1,82 Гц.

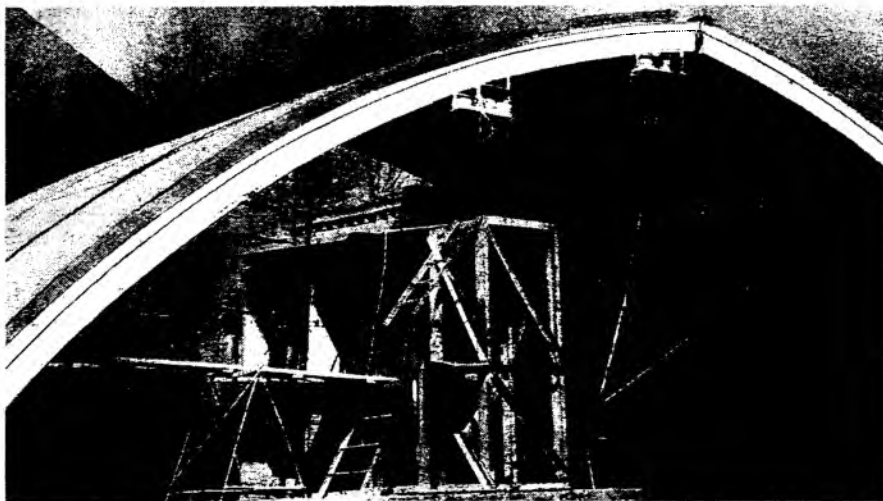


Рис. 1. Исследуемый фрагмент свода

При осмотре конструкций фрагмента в процессе испытаний и после них не были обнаружены вновь образовавшиеся трещины в ребрах и полке панелей-оболочек и повреждения в стыках. Это свидетельствует о том, что конструкции свода имеют еще большой запас прочности.

Оценить экспериментальное поведение конструкций фрагмента сводчатого здания при нагрузках, соответствующих воздействию сейсмических сил интенсивностью в 9 баллов не удалось из-за малой мощности вибрационной машины.

Для определения фактического запаса прочности конструкций свода при воздействии нагрузок, эквивалентных сейсмическим интенсивностью 8 баллов, выполняли пространственные расчеты сводов по программе ЛИРА [3] на сейсмические воздействия по методике СНиП II-7-81 с учетом опытных данных по первой частоте и форме собственных колебаний исследуемой конструкции (рис. 2).

Сопоставления расчетных усилий в сечениях свода (см. таблицу) показывают, что внутренние усилия в элементах свода от нагрузок, определенных по СНиП II-7-81, превышают соответствующие данные, полученные с учетом результатов экспериментов в 1,5...2 раза. Это свидетельствует о достаточной несущей способности конструкции, запроектированной по требованиям нормативных документов, при воздействии сейсмических сил большой интенсивности, что также подтверждается длительной работой без разрушения в условиях резонансных воздействий при частоте колебаний 1,82 Гц. В течение 5 мин конструкции здания произвели около 600 циклов колебаний, а с учетом повторения резонансных колебаний общее число циклов воздействий на фрагмент составило более 1000.

Результаты эксперимента и данные расчетов показали, что исследуемые своды из ребристых панелей-оболочек, запроектированные с учетом требований СНиП II-7-81, можно применять в районах с расчетной сейсмичностью 7, 8 баллов.

Производство панелей - оболочек освоено в различных регионах страны, в том числе в Ташкентской обл. на Наримановском экспериментальном заводе ЖБИ Узагропромстроя; организовывается и осваивается изготовление панелей-оболочек в Самаркандской и Ферганской областях.

Панели-оболочки изготавливают на механизированных технологических линиях полной степени заводской готовности: для неотопляемых зданий — с водоизоляционным ковром, для отопля-

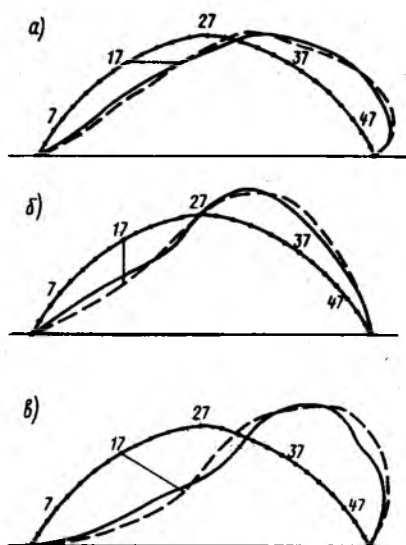


Рис. 2. Виброперемещения свода

а — горизонтальные; б — вертикальные; в — результирующие; — — — эксперимент; — — — расчет; 7...47 — сечения

Вид усилия	Усилия от сейсмических сил в сечениях				
	7	17	27	37	47
M, кН·м	—9,38 —17,55	—9,65 —17,58	0	+9,65 +17,58	+9,38 +17,55
N, кН	—5,22 —9,49	—3,52 —5,84	—0,57 —0,98	—3,52 —5,84	—5,22 —9,49
Q, кН	—1,67 —3,18	+1,18 +2,33	+2,60 +4,65	+1,18 +2,33	—1,67 —3,18

Примечания. 1. Над чертой — усилия от сейсмических нагрузок ускорений, вычисленных с учетом опытных данных, под чертой — по методике СНиП II-7-81. 2. 7...47 — сечения по рис. 2.

ваемых — с пароизоляцией, утеплителем и водоизоляционным ковром. Их перевозка осуществляется автомобильным транспортом по одной-две на серийно выпускаемых полуприцепах-площадках длиной 12 м, монтаж — автомобильным или другими кранами грузоподъемностью 160 кН с использованием монтажной опоры, передвигающейся по продольной оси здания. После монтажа панели-оболочки заделывают, гидроизолируют и монтируют торцевые стены.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Шапиро Г. А., Ашкинадзе Г. Н., Симон Ю. А. Вибрационные испытания зданий. — М.: Стройиздат, 1972. — 160 с.
2. Абдурашидов К. С. Натурные исследования колебаний зданий и сооружений и методы их восстановления. — Ташкент: «Фан», 1974. — 215 с.
3. Методические рекомендации по использованию библиотеки процедур расчета на динамические загрузкины вычислительного комплекса «ЛИРА». — Киев: НИИАСС, 1984. — 31 с.

Вниманию специалистов!

В сентябре 1992 г. в Москве состоится VII Международный конгресс по применению полимеров в бетоне (ИКПИК-92).

Организатором конгресса является Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) Госстроя СССР.

Заявки на участие в работе конгресса просим направлять в комиссию по отбору докладов Оргкомитета ИКПИК-92 проф. В. В. Патурову по адресу:

109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ.

А. И. ГРИШЕЧКИН, инж. (Объединение Белстройиндустрия Министроя БССР)

Опыт применения 19-проволочных канатов в преднапряженных конструкциях

В 1981 г. объединение Промстрой-монтаж Министроя БССР начало подготовительные работы по применению 19-проволочных канатов вместо канатов класса К-7 при армировании длиномерных преднапряженных железобетонных конструкций на некоторых заводах республики. Работы проводили с учетом рекомендаций НИИЖБа по применению 19-проволочных канатов и технических условий ТУ-14-4-22—71.

В 1982 г. завод СЖБ № 11 в Светлогорске Гомельской обл. получил первую партию 19-проволочных канатов объемом 16 т. Канаты испытывали на разрыв на установке, изготовленной собственными силами. Анкеровку канатов осуществляли зажимами НИИЖБа

$\frac{12-15}{П}$ по МРТУ 7-17—67, что позволило одновременно испытать на прочность не только канаты, но и зажимы. Испытания как в динамическом, так и в ста-

тическом режимах, близко моделируют поведение пары «канат — зажим» при армировании на стендах. Результаты проведенных экспериментов показали полное соответствие всех показателей канатов класса К-19 требованиям ТУ 14-4-22—71.

После проведения контрольных испытаний 6 т канатов класса К-19 были переданы заводу ЖБИ № 12 в Мозыре для армирования преднапряженных свай. При изготовлении первой партии свай были отработаны размотка и длина заготовок канатов с учетом их вытяжек при натяжении, крепление и снятие зажимов после термообработки.

Испытания свай при забивке и статическом нагружении показали полную идентичность характеристик при их армировании канатами классов К-7 и К-19.

Установлено, что зажимы $\frac{12-15}{П}$ после пяти и семи циклов перестают

удерживать 19-проволочный канат от проскальзывания, поэтому их заменили зажимами К2-12-15 по ГОСТ 23227—78 конструкции НИИЖБа.

В 1982 г. на заводе СЖБ № 11 были заформованы три стропильные 24-метровые безраскосные фермы серии 1.463.3, армированные канатами класса К-19, две из которых испытывали на стенде Барановичского комбината ЖБК. Испытания ферм до разрушения показали достаточную их надежность по трещиностойкости, жесткости и несущей способности. После этого был начат массовый выпуск ферм для строительства различных объектов.

На заводе СЖБ № 11 был проведен республиканский семинар по обмену опытом с участием НИИЖБа, рекомендовавший постоянное применение канатов класса К-19 для армирования стропильных и подстропильных ферм, стропильных балок 12- и 18-метровых пролетов, свай с центральным армированием и коробчатого настила типа «Динакор» (см. рисунок).

При освоении выпуска с 19-проволочными канатами ферм пролетами 18 и 24 м и коробчатого настила типа «Динакор», разработанного НИИСКом, на Барановичском комбинате ЖБК первоначально возникли трудности с обеспечением надежной работы цанговых зажимов. Заводчане усовершенствовали зажимы по ГОСТ 23117—78 для канатов класса К-7 диаметром 15 мм путем подточки грани губок таким образом, чтобы при их соединении образовался диаметр 14 мм. На корпусе цангового зажима со стороны губок приваривали кольцо толщиной 4 мм, внутренний диаметр которого равен наружному диаметру губок. После такой доработки зажимы надежно фиксируют канаты класса К-19.

Массовое внедрение канатов класса К-19 показало, что при нарезке мерной длины их концы расплетаются. Это усложняет повторное использование кусков канатов и укрепление цанговых зажимов на них.

На заводах используют различные методы натяжения канатов домкратами



Коробчатый настил, армированный канатом К-19, примененный на строительстве Брестского тонкосуконного комбината

ЛГС-63-315. Одиночные канаты натягивают на стенки стендов камер пропаривания (фермы, балки), при изготовлении свай — на упоры форм, групповое натяжение (по 3...5 канатов) при изготовлении коробчатого настила типа «Динакор» осуществляют в две стадии. При этом подтяжка производится 30-тонным домкратом, а групповое натяжение — 200-тонным домкратом, разра-

ботанным НИИСКом.

Канаты класса К-19 не смог внедрить только завод СЖБ № 10 в Гродно, на котором стенды имеют длину более 72 м. В связи с большой пластичностью канатов К-19 на их подтяжку и натяжение расходуется большой кусок каната и требуется свыше трех ходов домкрата.

В 1989 г. при освоении 1400 т кана-

тов класса К-19 была получена экономия 140 т высокопрочной стали по сравнению с такими же конструкциями, армированными канатами класса К-7.

Технико-экономические показатели железобетонных конструкций, армированных канатами класса К-19, по всем заводам Белоруссии полностью соответствуют данным экономического эффекта, рассчитанного НИИЖБом.

УДК 66.025:624.916

Г. С. АЛИЕВ, М. М. АРСЛАНБЕКОВ, кандидаты техн. наук (Дагестанский политехнический ин-т); Г. К. ХАЙДУКОВ, д-р техн. наук Б. С. СОКОЛОВ, инж. (НИИЖБ)

Шатровые панели перекрытий крупнопанельных жилых домов с уменьшенным армированием

Применяемые в зданиях сер. 160 шатровые панели перекрытий сравнительно металлоемки (220...250 кг на 1 изделие), что объясняется использованием малоэффективных сталей А-I и А-II. Основная же причина установки большого количества арматуры — в недостаточном расчетном обосновании этих конструкций. Кроме того, в течение длительного времени конструкцию не приводили в соответствие с требованиями совершенствующихся норм проектирования. Возможность снижения расхода стали послужила целью исследования шатровых панелей.

Шатровые панели перекрытий опираются по контуру, однако могут работать и по балочной схеме с опиранием по коротким ребрам (рис. 1). В обоих случаях после заделки швов между ребрами перемещаемая по толщине плита шатровой панели с подъемом нижней поверхности в центре работает в двух направлениях с защемлением по контуру как вспарушенная кон-

струкция. Тонкостенная панель входит в состав акустически раздельного перекрытия.

Усилия в продольных ребрах панели подсчитаны в запас прочности, без учета частичного защемления на опорах по равномерно распределенной нагрузке собственной массы ребра, сейсмоярса и трапециевидной нагрузке плиты. Исходя из максимальных изгибающих моментов в качестве арматуры в ребрах приняты 1Ø16+1Ø14 А-III вместо 2Ø22 А-II по проекту. Расчет продольных ребер по II группе предельных состояний показал, что они удовлетворяют требованиям трещиностойкости и деформативности (табл. 1). Усилия в плите шатровой панели от расчетных нагрузках и армирование на первом этапе определены с учетом защемления плиты по контуру, методом конечных элементов на ЭВМ с использованием вычислительного комплекса «ЛИРА». Окончательно несущую способность плиты рассчитали методом предельного рав-

новесия по конвертной схеме излома [1]. Кроме того, осуществили поверочный расчет плиты как вспарушенной панели с несмещаемым контуром [2]. Расчетная несущая способность при принятом армировании (см. табл. 1) составляет 5,75, что несколько выше требуемой величины 4,74 кН/м², поскольку армирование плиты принято из условий трещиностойкости и жесткости.

Жесткость плиты шатровой панели с уменьшенным армированием определяли по величинам изгибающих моментов от нормативных нагрузок. С этой целью в предположении упругой работы вычисляли изгибающие моменты от собственной массы плиты. Затем уточняли эпюры изгибающих моментов с учетом усилий при кручении продольных ребер, образования трещин и связанного с этим изменения жесткости сечений. Расчет вели итерационно методом перемещений для единичной полосы, выделенной в средней части плиты параллельно коротким ребрам (рис. 2). Кручение продольных ребер учитывали по углу закручивания 0,0035 рад, установленному экспериментально. Определяли приращения усилий от массы конструкций пола и временной нагрузки (см. рис. 2). Поскольку эти нагрузки прикладываются к конструкции после заделки швов между ребрами, то в расчетной схеме принимали защемление опорных сечений. Действие распора вспарушенной плиты после образования трещин учитывали снижением изгибающих моментов от нормативных

Таблица 1

Элемент шатровой панели	$q_{n,l}$	q_n	g	m	f	$a_{erc, l}$	$a_{erc, sh}$	q_u	Расчетное армирование	$S, мм$
Продольное ребро	5,03	6,95	8,56	24,0	0,28	0,38	8,78	Ø14 А-III + Ø16 А-II	—	—
Опорная часть плиты	2,58	3,78	4,74	—	0,23	0,33	5,75	Ø5 Вр-I/Ø4 Вр-I	150/150	150/150
Центр плиты	2,58	3,78	4,74	12,0	0,30	0,36	5,75	Ø5 Вр-I/Ø4 Вр-I	150/200	150/200

Примечания: 1. Перед чертой — в направлении короткого пролета панели, после черты — то же, в продольном направлении. 2. Для продольного ребра $q_{n,l}$, q_n , q , q_u , кН/м, в остальных случаях — кН/м².

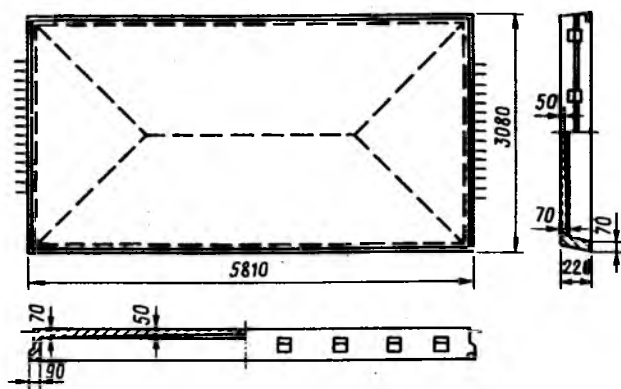
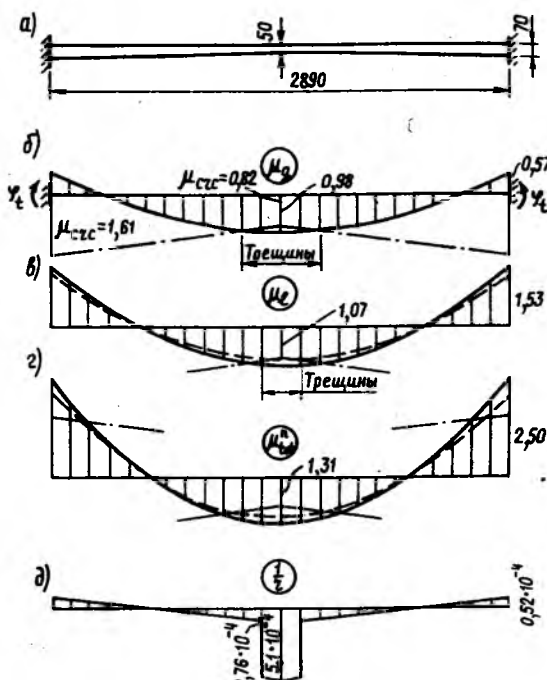


Рис. 1. Шатровая панель ПШ-1.32

Рис. 2. Расчет плиты шатровой панели по II группе предельных состояний

а — расчетная схема; б...г — изгибающие моменты в плите от собственной массы, длительной и полной нормативных нагрузок; д — эпюра кривизны при действии длительной нагрузки; — — — моменты, сниженные на 15 % для учета распора



нагрузок на 15 %, что обеспечило хорошее совпадение с опытными данными. В источнике [1] для плоских плит распор рекомендуется учитывать при значительно большей относительной толщине (не менее 1/30).

С учетом усилий, возникающих в плите от длительно действующих нагрузок [3], определили, что прогиб в центре плиты (см. рис. 2) составил 12 мм (предельно допустимый 14,5 мм). Расчетная ширина раскрытия трещин в пролете плиты при полной нормативной нагрузке оказалась несколько выше, чем на опорах (см. табл. 1), однако не превышала нормативной. Таким образом, при принятом армировании конструкция шатровой панели удовлетворяет требованиям прочности, жесткости и трещиностойкости.

Для опытной проверки результатов расчетов исследовали четыре натурных шатровых панели (табл. 2). Первые две испытывали по балочной схеме с целью проверки прочности, деформативности и трещиностойкости продольных

ребер, а также для измерения деформаций кручения ребер от собственной массы плиты. Остальные плиты испытывали на цоколе строящегося здания с опиранием и заделкой стыков по всему контуру.

Конструкции загружали в соответствии с ГОСТ 8829—85, в качестве штучных грузов применяли железобетонные плиты массой 80 кг. В ходе экспериментов фиксировали деформации продольной арматуры ребер, арматуры сеток в центре и по всему контуру, прогибы конструкций в различных точках. При испытании по балочной схеме замеряли деформации кручения ребер, а при испытании панелей с опиранием по контуру — деформации связей конструкции в плоскости перекрытия. От действия собственной массы панелей в продольных ребрах появились трещины шириной 0,06...0,1 мм, трещины в плите не обнаружены (исключение составила панель ПШ-1.32-4, где трещины в пролете плиты образовались при транспортировании). В плите ПШ-1.32-3 первые трещины в пролете возникли при

нагрузке, превышающей длительно действующую часть нормативной. Надпорные трещины в защемленных плитах образовались при нагрузках, превышающих нормативную. Характер трещин в плите соответствовал конвертной схеме разрезания плиты. При контрольной нагрузке по проверке трещиностойкости, равной полной нормативной нагрузке, максимальная ширина раскрытия трещин в пролете плиты составила 0,22 мм, при контрольной 0,25 мм (см. табл. 2). При контрольной нагрузке по проверке жесткости, равной длительно действующей части нагрузки, прогибы не превысили контрольных значений (16 мм для ребра и 5 мм для плиты).

Первые две панели разрушились вследствие текучести продольной растянутой арматуры в ребрах при одинаковой нагрузке 10,7 кН/м², соответствующей контрольной 10,66 кН/м² ($c=1,25$). При прогибе, равном половине начального подъема плиты, нагрузка на плиты, защемленные по контуру, превысила в среднем на 18 % контрольную 7,58 кН/м² ($c=1,6$) и оказалась достаточно близкой к расчетной несущей способности плит, полученной методом предельного равновесия при фактических прочностных характеристиках стали и бетона (см. табл. 2). Однако конструкция продолжала работать и при дальнейшем нагружении. Панель ПШ-1.32-4, доведенная до разрушения, выдержала нагрузку 12,9 кН/м², что на 70 % выше контрольной.

Измерения деформаций связей шатровой плиты в плоскости перекрытия показали, что сжимающие продольные усилия распора,

Таблица 2

Шифр шатровой панели	h_0 , см	R_b , МПа	l , мм	$a_{ср}$, мм	q_u
ПШ-1.32-1	26,1	19,6	11,5/13,0	0,20/0,24	10,7/10,6
ПШ-1.32-2	26,3	20,4	10,5/12,0	0,19/0,22	10,7/10,6
ПШ-1.32-3	5,6 4,3	20,5	—/— 3,1/3,2	—/— 0,20/0,21	9,2/9,0
ПШ-1.32-4	5,4 3,8	20,5	—/— 3,7/3,6	—/— 0,22/0,21	8,7/8,8

Примечания. 1. Перед чертой — опытные значения, после черты — расчетные. 2. Над чертой — опорная часть плиты, под чертой — центр панели. 3. Для первых двух панелей (продольное ребро) q_u , кН/м, для остальных (плита) q_u , кН/м².

возникающие в конструкции после образования трещин, при прогибах, примерно равных толщине плиты на опоре, меняют знак, и плита работает как мембрана. Это подтверждается и характером разрушения плиты ПШ-1.32-4, где произошли разрыв и выдергивание арматурных стержней, параллельных меньшей стороне плиты, в пролетной и надпорной сетках без явных признаков раздробления бетона от сжатия.

Испытания шатровых панелей, подтвердившие результаты расчетов, свидетельствуют о том, что ребра и плита панели отвечают требованиям ГОСТ 8829—85 по прочности, жесткости и трещиностойкости. Расчетные характеристики опытных панелей достаточно близки к опытным. При подсчете прогибов и ширины раскрытия трещин плиты наилучшее совпадение

с опытными данными достигается при снижении соответствующих изгибающих моментов, для учета распора, на 15 % (см. табл. 2). По результатам исследований предложено новое армирование шатровых панелей, внедренное на Махачкалинском ДСК. Расход стали на одну шатровую панель при этом снижен на 85 кг и доведен до 8,3 кг/м², что обеспечило комбинату ежегодную экономию свыше 620 т стали и экономический эффект в сумме 110 тыс. р.

Выводы

Расчет и экспериментальные исследования показали возможность существенного (до 40 %) снижения расхода арматуры в шатровых панелях перекрытия при соблюдении требований норм. Количество арматуры классов А-III и Вр-I обуслов-

лено требованиями жесткости и трещиностойкости на стадии эксплуатации, что определяет важность точности расчетов шатровых панелей по II группе предельных состояний. Существенный эффект достигается при учете пространственного характера статической работы вварушенной плиты шатровой панели.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций.— М.: Стройиздат, 1975.— 192 с.
2. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий.— М.: Стройиздат, 1979.— 421 с.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры / ЦНИИПромзданий — НИИЖБ.— М.: ЦИТП, 1989.— 192 с.

УДК 624.012.45:711.533

А. А. ИЩЕНКО, С. С. БАРАНОВИЧ, кандидаты техн. наук (НИИСК)

О проблеме сохранности качества сборных строительных конструкций при транспортировании спецавтотранспортом

В процессе изготовления на домостроительных комбинатах каждое изделие контролируется ОТК на соответствие его стандартам и техническим условиям, в которых определены конкретные требования: по наличию и ширине раскрытия трещины, допустимости и размеру околов, состоянию наружных поверхностей.

Критерии качества по трещинообразованию и наличию околов, оговоренные в стандартах и других нормативных документах на изделия, соответствуют условиям эксплуатации сооружения в целом, поэтому проблема сохранности изделий от завода-изготовителя до сдачи объекта в эксплуатацию имеет первостепенное значение.

Как показывает многолетняя практика перевозок сборных строительных конструкций, последние, особенно длинномерные, получают в процессе транспортирования повреждения в виде околов нижних опорных граней, наклонных трещин, выколов и трещин в углах проемов, разрушения дверных порогов, а также повреждения офак-

туренных поверхностей.

Эта проблема составляет целую подотрасль науки: исследования конструкций, так как включает: свойства материалов; особенности работы в условиях случайных динамических воздействий при схемах опирания, отличных от условий работы в стадии эксплуатации; параметры и характеристики жесткости несущей системы транспортного средства, которые оказывают непосредственное влияние на уровень динамических нагрузок.

Решение указанной проблемы возможно только на комплексной основе:

на стадии проектирования при определении рациональных схем опирания и закрепления конструкций, расчетов на реальные транспортные нагрузки с учетом свойств материалов, а также соответствующего выбора спецавтотранспорта и опорно-крепежной оснастки;

на стадии выполнения проекта организации работ и технологических карт по транспортированию продукции с завода-изготовителя при строгом соблюдении требова-

ний по перевозке конструкций в части размещения и закрепления их на несущей системе транспортных средств, нормативов скорости движения автопоезда в определенных дорожных условиях, технического контроля состояния спецавтотранспорта и опорно-крепежной оснастки.

В нормативных документах по вопросам транспортирования железобетонных конструкций (СНиП 2.03.01-84 п.1.13, СНиП 3.03.01-87 п.1.7., ГОСТ 2.114-70 п.2.8, ГОСТ 13015.4-84) указывается на необходимость выполнения на стадии транспортирования расчетов, определения рациональной схемы опирания и закрепления конструкций, а также приведения в проектной документации конкретной информации по расположению опор, прокладок и схем строповки. Анализ технической и проектной документации конструкций жилых домов серий 96, Т, 134, 111-161 КП показал, что указания по транспортированию носят общий характер, расчеты ограничены введением коэффициента динамичности толь-

ко на вертикальную нагрузку при неопределенной схеме опирания и без учета характеристик транспортной системы.

Отсутствие в рабочей документации конкретных указаний по перевозке конструкций каждого типа определяет случайные решения по выбору транспортных средств, по условиям опирания и закрепления конструкций, что и приводит к их повреждениям.

В лаборатории по исследованию строительных конструкций при транспортировании НИИСК Госстроя СССР накоплен значительный материал по типам, качественным и количественным характеристикам динамических воздействий на различные строительные конструкции в реальных условиях транспортирования.

Разработаны рекомендации по определению расчетных транспортных нагрузок на строительные конструкции [1] в зависимости от формы, размеров и намечаемого транспортного положения конструкции при действии вертикальных, горизонтальных поперечных и горизонтальных продольных воздействий. Коэффициент динамичности, полученный на основе статистической обработки данных по различным условиям транспортирования целого ряда конструкций, варьируется в пределах значений 1,5... 3,5 в зависимости от периода и формы собственных колебаний конструкции в транспортном положении.

НИИСКом проведена оценка влияния реальных транспортных нагрузок на напряженно-деформированное состояние стеновых панелей, оболочек, ферм, панелей перекрытий, блок-комнат и др. [2—4] при различных условиях взаимодействия конструкций и несущей системы транспортного средства.

Проводимые экспериментальные и численные исследования позволили определить уровни допустимых транспортных воздействий и степень сохранности крупноразмерных конструкций, в том числе и предварительно напряженных [5].

Результаты исследований стали основой разработки требований к выбору транспортных средств и их эффективного использования [6], к опорно-крепежной оснастке в части назначения минимально необходимого числа опор и креплений [7, 8] при снижении металлоемкости транспортных средств, с соблюдением основного требования по сохранности конструкций и режимов перевозки.

НИИСКом разработаны методические рекомендации по повышению сохранности при транспортировании наружных стеновых и перегородочных панелей, панелей оболочек, объемных блоков.

Комплексный подход к решению проблемы сохранности качества наиболее полно реализован при исследовании конструкций, разработанных в НИИСКе, так как оценка процесса транспортирования проводилась на стадиях проектирования конструкций и экспериментальных проб.

В то же время проведенный анализ сохранности качества конструкций при транспортировании изделий домостроительных комбинатов Киева по договорам с Главкиевгостроем показал, что недоработки проектной документации в части транспортирования привели к нарушениям нормативных требований по условиям опирания, неподготовленности транспортных средств и опорно-крепежной оснастки. Даже 1 % брака вследствие вышеперечисленных упущений при транспортировании составляет при средней мощности одного комбината 250 тыс. м² в год около 40 тыс. р. в год.

На основе анализа жилых домов типовой серии 111-161 скорректирована проектная документация по разделу «Транспортирование», определены требования к транспортным средствам, уточнены условия опирания и закрепления конструкций на несущей системе, в том числе дооборудование ее опорными приспособлениями.

Так, для перевозки панелей перекрытий шириной более 3 м разработаны опорно-поворотные столики, обеспечивающие сохранность качества конструкций при погрузке, разгрузке и транспортировании их на полуприцепах-панелевозах типа УПП (III) 1207. По результатам исследования сантехкабин этой серии выявлены конструктивные недоработки для стадии проектирования. Даны рекомендации по усилению днища кабин, а на несущую систему транспортного средства разработаны опорные рамные устройства, обеспечивающие сохранность качества конструкции при перевозках.

Оказана научно-техническая помощь по организации процесса транспортирования сборных конструкций нескольких серий жилых домов при разработке технологических карт.

Следует также отметить, что проблема сохранности качества должна решаться не только на стадии разработки конструкций зданий, но и на стадии разработки спецавтотранспортных средств и применения новых типов тягачей, так как изменение условий взаимодействия перевозимых конструкций с несущей системой транспортного средства влияет на уровни динамических нагрузок и схемы опирания.

За последнее десятилетие ЦНИИОМТП, рядом министерств и

ведомств, в том числе с участием лаборатории НИИСК Госстроя СССР, созданы спецавтотранспортные средства: панелевозы, фермовозы, сантехкабিনовозы и др., предназначенные для перевозки определенных видов конструкций.

С появлением новых строительных конструкций укрупненных габаритов, со сложной конфигурацией опорных или торцевых поверхностей, наличием больших проемов, а также многослойных конструкций с различными свойствами материалов при комплексном рассмотрении проблемы их сохранности необходимо предусматривать разработку новых типов транспортных средств (или модификацию старых) при подборе опорно-крепежной оснастки.

Своевременное решение проблемы сохранности сборных строительных конструкций при транспортировании на стадии проектирования с учетом реальных транспортных условий позволит сэкономить материалы, трудозатраты и ресурсы домостроительных комбинатов, а также повысить качество жилых и общественных зданий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Методические рекомендации по определению нагрузок на строительные конструкции при перевозке автотранспортом. — К.: НИИСК Госстроя СССР, 1980. — 38 с.
2. Скачков И. А., Баранович С. С. Повышение сохранности укрупненных стеновых панелей при транспортировании. — В кн.: Эффективные железобетонные конструкции зданий и сооружений для строительства в обычных и сложных условиях и контроль их качества. — М.: НИИЖБ, 1985. — С. 150—156.
3. Ищенко А. А., Крамаренко Л. С. Особенности работы железобетонных ферм в условиях транспортирования. — В кн.: Эффективные железобетонные конструкции зданий и сооружений для строительства в обычных и сложных условиях и контроль их качества. — М.: НИИЖБ, 1985. — С. 156—160.
4. Баранович С. С., Ищенко А. А., Щербенко Э. А. Численное исследование железобетонных панелей типа КСО в условиях транспортирования. Сб.: Исследование пространственных систем, конструкций зданий и сооружений. — М.: ЦНИИСК. — 1986. — С. 104—110.
5. Ищенко А. А., Баранович С. С., Крамаренко Л. С. Особенности работы крупноразмерных предварительно-напряженных железобетонных конструкций при автомобильных перевозках. — Киев: Национальный комитет СССР Международной федерации по предварительно-напряженному железобетону (ФИП). Материалы ежегодной сессии. — Ереван, 1987. — С. 49—50.
6. Ищенко А. А., Методические рекомендации по применению эффективных автотранспортных средств в строительстве. — Киев: НИИСК, 1976. — 48 с.
7. Ищенко А. А., Скачков И. А., Чижов В. И. Методические рекомендации по транспортированию железобетонных панелей-оболочек сводчатых зданий. — Киев: НИИСК, 1983. — 12 с.
8. Ищенко А. А., Скачков И. А., Лисовец А. П. Методические рекомендации по двухъярусной перевозке ребристых железобетонных панелей-оболочек. — Киев: НИИСК, 1986. — 12 с.

УДК 644.973:72.825.1

Ю. В. ЗАЙЦЕВ, д-р техн. наук, К. Л. КОВЛЕР, канд. техн. наук (ВЗПИ); И. А. ИВАНОВ, д-р техн. наук, Н. И. МАКРИДИН, канд. техн. наук, А. П. КЛОЧКОВ, инж. (Пензенский инженерно-строительный ин-т)

Особенности разрушения легких бетонов класса В15 на смешанном мелком заполнителе

Одним из методов повышения качества бетона является использование демпфирующих компонентов, заполнителей меньшей по сравнению с исходной растворной матрицей жесткостью (керамзит, перлит, вермикулит). Опыт их применения с целью снижения внутренних напряжений освещен в источниках [1, 2]. Однако влияние демпфирующих компонентов рассматривали в основном для тяжелого и мелкозернистого бетонов.

Известно, что оптимизация состава, при которой одновременно достигаются максимальная прочность и трещиностойкость, не всегда возможна [3]. В некоторых случаях предпочтителен промежуточный вариант, когда бетон не обладает максимальной прочностью на сжатие, зато отличается оптимальным для конкретной конструкции сочетанием прочности и вязкости разрушения.

Авторы изучали физико-механические свойства и процесс разрушения легких бетонов в зависимости от содержания демпфирующих компонентов. Комплексное применение методов механики разрушений и акустической эмиссии позволило получить новые данные о работе керамзитобетона класса В15 с модифицированной растворной

матрицей. При этом использовали сульфатостойкий портландцемент марки 400, песок кварцевый с $M_k=1,65$, керамзитовый гравий Пачелмского завода (Пензенская обл.), фракция 5...20 мм, объемная масса $\gamma=550 \text{ кг/м}^3$, прочность в цилиндре 2,65 МПа. Демпфирующим компонентом служил дробленый керамзитовый песок как наиболее эффективный и дешевый в условиях Пензенской обл. При этом изготовили составы: 1 — на кварцевом песке (контрольный); 2...4 — с заменой 15, 30 и 45 % объема кварцевого песка керамзитовым; 5 — на кварцевом песке с заменой 15 % объема керамзитового гравия гранитным щебнем, отличающийся повышенной концентрацией напряжений (табл. 1). Количество воды назначали из условия обеспечения заданной подвижности ($O.K.=1...2 \text{ см}$). Образцы-призмы размером $100 \times 100 \times 400 \text{ мм}$ хранили в нормальных условиях.

Для получения полных (с нисходящей ветвью) диаграмм деформирования образцов-призм с начальными надрезами длиной $\lambda_0=0,4$ высоты сечения в испытаниях на изгиб использовали перераспределяющее устройство в виде кольца [4]. Наряду с традиционными

механическими характеристиками бетона (прочностью на сжатие R_b и модулем упругости E_b) определяли силовые и энергетические характеристики трещиностойкости. Критическое напряжение в сечении σ_{kc} и критическое значение коэффициента интенсивности напряжений K_c находили по максимальной нагрузке и исходной длине трещины. Критическое значение I -интеграла I_c и удельную энергию разрушения при устойчивом развитии трещины G_R определяли по удвоенной площади под восходящей ветвью диаграммы деформирования и по площади под ее нисходящей ветвью, приведенным к начальной площади сечения. По диаграммам устанавливали также опытные значения упругой составляющей $A_{ec}=A_s-A_{pe}$, которые сравнивали с расчетными, полученными по формуле линейной механики разрушения $G_c=K_c^2/E_b$.

Прием и регистрацию параметров акустической эмиссии в цифровой и аналоговой форме производили при частотах 50...150 кГц с помощью специальной аппаратуры [5]. Влияние содержания наполнителя на диаграмму деформирования показано на рисунке.

Введение керамзитового песка снизило, а гранитного щебня повысило плотность и модуль упругости (см. табл. 1). Прочность на сжатие изменилась незначительно. Значения силовой характеристики K_c увеличились в отличие от энергетических I_c и G_R (табл. 2).

При введении тяжелого заполнителя силовые и энергетические характеристики возрастают, что согласуется с выводами источника [3]. Однако упругая составляющая энергии деформирования G_c снижается вследствие уменьшения деформативности материала. Повышение энергетических характеристик трещиностойкости при введении тяжелого заполнителя объясняется увеличением суммарной поверхности разрушения ввиду распространения трещин в обход зерен щебня. При наличии пористого заполнителя, через кото-

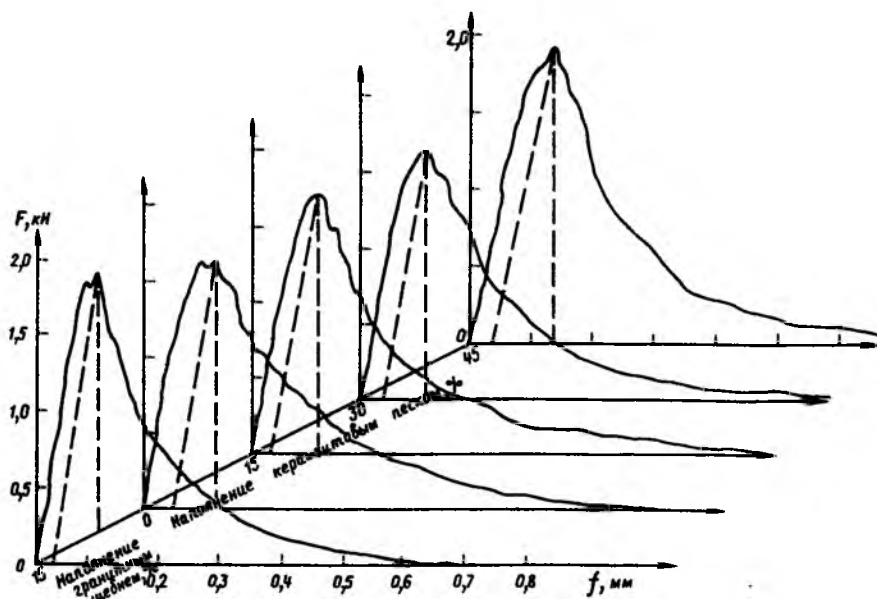
Таблица 1

Состав бетона	Соотношение компонентов по массе					$\gamma, \text{кг/м}^3$	$R_b, \text{МПа}$	$E_b, \text{ГПа}$
	Ц	П	демпирующий компонент	Щ	В			
1	1	2,10	0,00	1,20	0,50	1730	17	16,2
2	1	1,79	0,26	1,20	0,52	1690	18	14,2
3	1	1,47	0,52	1,20	0,66	1640	17	13,6
4	1	1,16	0,78	1,20	0,72	1610	19	14,0
5	1	2,10	1,00	0,42	0,49	1810	19	18,2

Таблица 2

Состав	$K_c, \text{МПа} \cdot \text{м}^{1/2}$	$G_c, \text{Н/м}$	$I_c, \text{Н/м}$	$G_R, \text{Н/м}$	$\frac{G_c E_b}{K_c^2}$	$\frac{G_c}{I_c}$	$\frac{G_R}{I_c}$	$10^{-3} (\Sigma A^2)_{ec}, \text{мкВ}^2$	$\delta_c, \text{мкм}$
1	0,359/9	8,0/17	42,0/1	42,7/11	1,19	0,19	1,02	16,8/21	182/8
2	0,361/12	9,2/18	38,5/11	40,1/4	1,06	0,24	1,04	15,3/42	179/10
3	0,407/6	12,2/28	36,3/15	41,4/6	0,85	0,34	1,14	9,2/43	148/14
4	0,404/16	11,7/35	40,8/29	37,5/22	0,86	0,29	0,92	15,0/20	189/8
5	0,446/4	10,9/18	43,2/19	45,9/10	0,73	0,25	1,06	17,9/11	187/18

Примечание. После черты — коэффициент вариации $v, \%$.



Влияние содержания демпфирующих компонентов на вид диаграммы деформирования легких бетонов при изгибе образцов с начальными надрезами

рый трещины могут проходить, поверхность разрушения уменьшается.

Опытные и расчетные значения G_c примерно равны. То же можно сказать и о сопротивлении керамзитобетона устойчивому росту трещины G_R и ее страгиванию I_c . Следовательно, трещиностойкость керамзитобетона в конструкциях, где возможен устойчивый рост трещин (изгибаемые армированные, внешенно сжатые и растянутой зоной, неармированные и др.) и в элементах с неустойчивым ростом трещин практически одинакова.

Суммарная энергия акустической эмиссии ΣA^2 , измеренная в конце экспериментов, изменялась в зависимости от структуры бетона аналогично I_c , но с большим размахом (отношение максимального к минимальному значению достигало 1,94), что свидетельствует о высокой чувствительности этого метода. До максимальной нагрузки относительное число слабых импульсов акустической эмиссии было выше, чем сильных. Это указывает на формирование множества мелких трещин перед страгиванием магистральной трещины на восходящем участке диаграммы.

Известно [3], что на заключительном участке нисходящей ветви диаграммы деформирования изгибаемого бетонного образца высота сечения уменьшается обратно пропорционально прогибу f

$$1 - \lambda = \frac{\delta_c}{f}, \quad (1)$$

где δ_c — критическое раскрытие трещины.

Предположим, что, начиная с момента страгивания трещины, ΣA^2 воз-

растает с длиной трещины λ линейно

$$\begin{aligned} \Sigma A^2 - (\Sigma A^2)_c &= c(\lambda - \lambda_0) = \\ &= c(1 - \lambda_0) - \frac{c\delta_c}{f}, \end{aligned} \quad (2)$$

где c — коэффициент пропорциональности; $(\Sigma A^2)_c$ — энергия акустической эмиссии в момент страгивания трещины.

Экспериментами установлено, что при снижении нагрузки ниже 40...60 % максимальной ΣA^2 изменяется линейно с $1/f$, что дает возможность найти значения деформационной характеристики трещиностойкости δ_c , которые изменяются в зависимости от структуры керамзитобетона аналогично $(\Sigma A^2)_c$ и I_c (см. табл. 2).

Упругопластические свойства материала на стадии подготовки к страгиванию трещины характеризуются отношением G_c/I_c . С введением легкого заполнителя пластические свойства уменьшаются, а тяжелого увеличиваются. Упругохрупкие свойства изменяются наоборот. Наименее хрупкое разрушение наблюдалось у составов 5 и 1 с повышенной концентрацией напряжений (максимальные значения I_c , G_R , $(\Sigma A^2)_c$ и минимальные G_c/I_c , а наиболее хрупкое — у состава 3. Таким образом, введение демпфирующего компонента до 30 % объема исходного кварцевого песка снижает внутренние напряжения и повышает хрупкость бетона.

Сравнительный анализ изменчивости характеристик трещиностойкости показал, что наибольший коэффициент вариации v наблюдается для энергии акустической эмиссии (до 43 %), что несколько снижает положительный эффект от высокой чувствительности метода, наименьший — для силовой ха-

рактеристики трещиностойкости K_c (до 16 %). Деформационная и энергетические характеристики трещиностойкости δ_c , G_R , I_c дают промежуточные значения (до 18, 22, 29 %). При этом чем больше измеряемая часть площади под диаграммой деформирования, тем выше v . Учитывая более высокую изменчивость энергетических характеристик по сравнению с силовыми рекомендуется при испытании на трещиностойкость включать в каждую серию шесть образцов-близнецов аналогично контролю прочности бетона на растяжение.

Выводы

Комплексное использование методов механики разрушения и акустической эмиссии является эффективным при поиске оптимальных структур новых видов бетона, например легкого бетона на смешанном мелком заполнителе, а также при анализе их разрушения.

Применение демпфирующих компонентов, которое оправдано в цементных бетонах, имеющих высокие собственные внутренние напряжения, может привести к росту хрупкости материала. Поэтому оптимизацию состава бетона необходимо проводить с учетом функциональных требований, предъявляемых к конструкциям, изготовленным из этого бетона, условий их эксплуатации, характера возможного развития трещин.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Иванов И. А., Григорьев А. В., Ключков А. П. О характере разрушения мелкозернистого бетона в зависимости от состава его заполнителей // Использование цементных бетонов и пластбетонов. — Омск, 1988. — С. 56—59.
2. Комохов П. Г. Демпфирующие элементы конгломератной структуры бетона // Фундаментальные исследования и новые технологии в строительном материаловедении. — Ч. 4. — Белгород, 1989. — С. 19—20.
3. Трещиностойкость бетонов с различной степенью неоднородности структуры / Ю. В. Зайцев, К. Л. Ковлер, Р. О. Красновский и др. // Бетон и железобетон. — 1989. — № 11. — С. 25—27.
4. Гузев Е. А., Сейланов Л. А., Шевченко В. И. Анализ разрушения бетона по полностью равновесным диаграммам деформирования // Бетон и железобетон. — 1985. — № 10. — С. 10—11.
5. Макридин Н. И., Соломатов В. И., Панченко В. П. Влияние добавки суперпластификатора С-3 на характер разрушения высокопрочного бетона // Вопросы атомной науки и техники / Проектирование и строительство. — Вып. 1(22). — М., 1986. — С. 47—54.

Выбор коэффициентов условий работы тяжелого бетона γ_{22} при учете всех нагрузок

В источнике [1] показано, что при учете влияния постепенного возведения и загрузки, характерного для реальных конструкций, для обычных условий эксплуатации при сочетаниях, перечисленных в позиции «а» табл. 16 СНиП 2.03.01—84, можно принять $\gamma_{b2a}=0,9 \gamma_2(t_k, B)$ ($\gamma_2(t_k, B)$ — кратковременная прочность незагруженного бетона в момент окончания приложения нагрузки t_k . В данном случае также с учетом постепенного возведения и загрузки исследовано назначение коэффициентов условий работы для сочетания «б», включающего длительные и кратковременные нагрузки и воздействия γ_{b26} . Известно [1], что относительная прочность сжатого бетона при догружении η_{bm}^A зависит от уровня предшествующих длительных напряжений. Поэтому коэффициенты условий работы при воздействиях «а» и «б» также должны быть взаимосвязаны. Для сочетания «б» γ_{a26} следует находить при заданной нагрузке сочетания «а», т. е. $\eta_{bm}(t_k) = \frac{\sigma_b(t_k)}{R_{bm}(t_k)}$.

Очевидно также, что коэффициент γ_{b2a} при сочетании а должен относиться к концу неограниченно большого периода времени $t \rightarrow \infty$, при со-

четании «б» к любому моменту времени, расположенному, как правило, в промежутке $t_k \leq t \leq \infty$ (кроме нагрузок технологического характера). Известно, что в условиях длительного действия постоянных или монотонно возрастающих сжимающих напряжений σ_b , не превосходящих длительного сопротивления R_{bm}^0 , прочность бетона при кратковременном догружении увеличивается. Однако зависимости [1] не достаточны для назначения γ_{b26} . Это связано с тем, что по принятой классификации к непродолжительным относятся крановые нагрузки и нагрузки от транспортных средств и ветровые, т. е. нагрузки эксплуатационного периода, имеющие относительно малую, но ощутимую суммарную продолжительность действия. К этой же группе относятся нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании и возведении, относящиеся к доэксплуатационным, носящим эпизодический характер и малую суммарную продолжительность действия. Эти нагрузки являются близкими к периодически действующим (рис. 1).

Для получения представления о поведении сжатого бетона в условиях, близких в сочетании «б» (см.

рис. 1), выполнили эксперименты, для которых использовали призмы размером $10 \times 10 \times 40$ см, изготовленные из тяжелого бетона класса В25, хранившиеся при температуре $18...21^\circ\text{C}$ и влажности воздуха $60...80\%$. Бетонные призмы в течение времени от $t_0=28$ до $t_k=208$ сут находились в условиях монотонно возрастающих напряжений, причем от 93 до 208 сут это увеличение было примерно пропорционально нарастанию прочности незагруженного бетона. При $93 \leq t \leq 208$ сут различие между режимами заключалось в уровнях длительно действовавших напряжений — для 3а и 3в $\eta_{bm}(t)=0,72...0,76$; для 3с $\eta_{bm}(t)=0,75...0,84$. При этом считали, что эти напряжения представляют нагрузки, относящиеся к сочетанию «а».

При $t_k=208$ сут образцы серии 3а после догружения до уровня $\eta_{bm}(t_0)=1,23$, через 3; 8 и 12 ч теряли несущую способность. Если учесть, что обычно такие бетоны разрушаются через 3...12 ч после приложения постоянной нагрузки, равной $\eta_{bm}(t_0)=0,93$ [2], можно считать, что в данном случае кратковременному приложению нагрузки соответствует относительная

$$\text{прочность } \eta_{bm}^A(28) = \frac{R_{bm}^A(208)}{R_{bm}(28)} =$$

$=1,33$. Прочность контрольных незагруженных образцов-близнецов в том же возрасте оказалась равной $\gamma_2(208)=1,24$. Следовательно, нагрузка, действовавшая от 28 до 208 сут, увеличивала кратковременную прочность бетона к $t_k=208$ сут на 7,2 %.

Начиная с $t_k=208$ сут призмы серий 3в и 3с догружали дополнительно нагрузками, имеющими период $\Delta t=1$ сут и амплитуды, обеспечивающие формирование суммарных напряжений, соответствующих $\eta_{bm}(28)=1,1$ (см. рис. 1). При этом считали, что дополнительные нагрузки непродолжительного действия входят в сочетание «б». При догружении образцов в возрасте $t=388$ сут до разрушения оказалось, что прочность бетона по сравнению с $R_{bm}(28)$ увеличилась на 62,68 %, а по сравнению с $R_{bm}(208)$

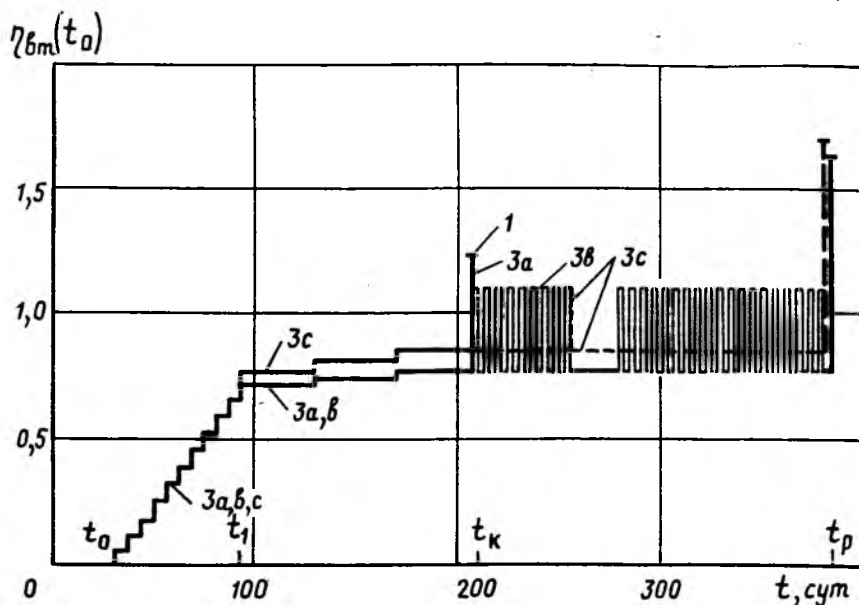


Рис. 1. Режимы приложения нагрузок 3 а, в, с
1 — разрушение от действия длительной нагрузки

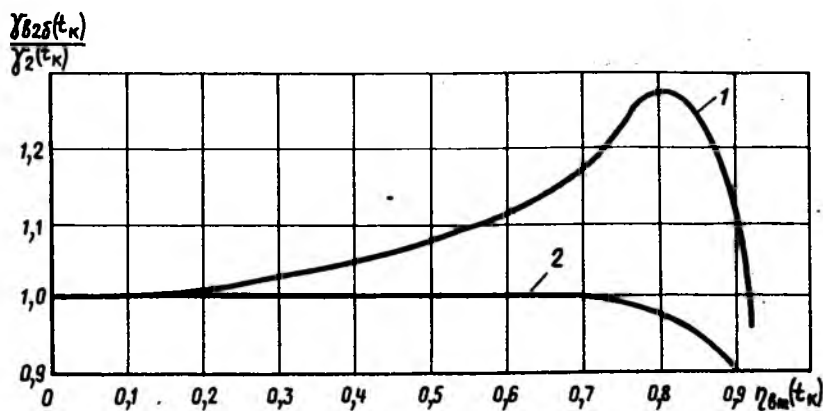


Рис. 2. Кривая кратковременной прочности сжатого по ступенчатому режиму бетона при догрузении (1) и рекомендуемые коэффициенты (2)

на 32...36 %. Это показывает, что нагрузка, близкая к циклической, существенно увеличила сопротивление ранее нагруженного бетона. Аналогичная картина наблюдалась и в опытах [3] при изучении поведения призм из тяжелого бетона класса В25, подвергнутых ТВО. В промежутке времени от $t_0=28$ до $t_k=250$ сут к образцам прикладывали монотонно возрастающую нагрузку, вызывающую к окончанию загрузки напряжения, соответствующие $\eta_{bm}(28)=\sigma_b(250)/R_{bm}(28)=0,9$. При $t_k=250$ сут нагрузку у части образцов снимали полностью, а у остальных снижали до $\eta_{bm,min}(28)=0,6$. Через 3 сут напря-

жения снова доводили до $\eta_{bm,max}(28)=0,9$ и затем еще через 3 сут уменьшали до указанных. Такие многоцикловые режимы осуществляли в течение 162 сут. Разрушения, полученные при догрузении призм, показали, что прочность бетона за время проведения экспериментов, т. е. за 412 сут, увеличилась на 17,4 и 13 % по сравнению с прочностью при 28 сут. Это близко к среднему увеличению прочности незагруженного термобработанного бетона (14 %).

Полученные данные позволяют с определенным запасом считать, что при постепенно возрастающих напряжениях сочетания «а» до

0,7 $\gamma_2(t_k)$ коэффициент условий работы для сочетания «б» $\gamma_{b25}(t_k)$ можно с запасом принять равным $\gamma_2(t_k)$. При повышении напряжений сочетания «а» выше $\eta_{bm}(t_k)=0,7\gamma_2(t_k)$, γ_{b25} следует уменьшать так, чтобы выполнялось условие $\gamma_{b25}(t_k)=\gamma_{b25}(t_k)=0,9$. Это условие соответствует случаю, когда только нагрузка сочетания «а» приводит к разрушению бетона.

В соответствии с рис. 2 коэффициенты условий работы сочетания «б» $\gamma_{b25}(t_k)$ рекомендуется принимать:

$$\text{при } \eta_{bm}(t_k) \leq 0,7 \gamma_{b25}(t_k) = \gamma_2(t_k);$$

$$\text{при } 0,7 < \eta_{bm}(t_k) \leq 0,9 \gamma_{b25}(t_k) =$$

$$= (-6,66\eta_{bm}^3 + 13\eta_{bm}^2 - 8,43\eta_{bm} + 2,82) \gamma_2(t_k).$$

Основную проверку по состоянию «б», как правило, выполняют для времени t_k , соответствующему окончанию приложения нагрузок состояния «а» и началу действия нагрузок, относящихся только к состоянию «б». Если наиболее невыгодное напряженное состояние в бетоне формируется к другому моменту времени, то необходимо выполнить проверку.

Для установления влияния на структуру бетона напряженного состояния (см. рис. 1), а следовательно, в определенной степени и в конструкциях, запроектированных с учетом рекомендаций (1), часть образцов прозвучивали с помощью прибора УК 10-ПМ (рис. 3). Если при ступенчатом возрастании нагрузок до $\eta_{bm}(t_1)=0,7$ скорость ультразвукового импульса увеличивалась, а при $\eta_{bm}(t)=0,7$ ($t_1 < t < t_k$) не изменялась, то при циклических нагрузках, особенно вначале, скорость уменьшалась с последующей стабилизацией во времени.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Влияние режима приложения сжимающей нагрузки на длительное сопротивление бетона / И. Е. Прокопovich, В. М. Кобринцев, В. И. Поневец, И. А. Твардовский // Бетон и железобетон. — 1991. — № 6. — С. 6—8.
2. Темнов И. И. Длительное сопротивление и несущая способность центрально-сжатых бетонных и изогнутых железобетонных стержней: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — М., 1988. — 19 с.
3. Коркишко А. Н. Экспериментальное исследование прочности и деформативности сжатого бетона при постепенном нагружении: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — Одесса, 1986. — 20 с.

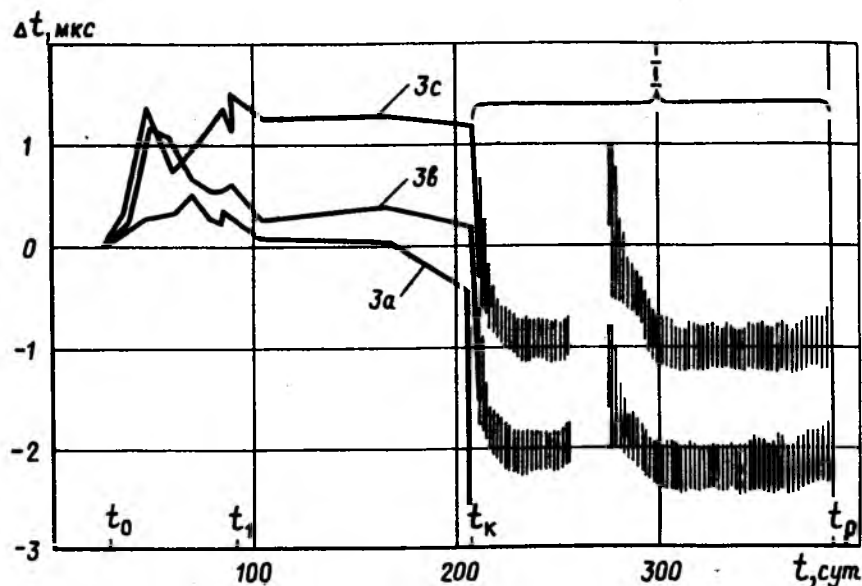


Рис. 3. Изменение времени прохождения ультразвука при действии длительной нагрузки по режимам 3а, в, с
1 — циклическое действие нагрузки

УДК 69.022.326:691.327.33

В. Б. ЕЖОВ, инж. (Свердловский завод ЖБИ); В. Х. КУРШПЕЛЬ, инж. (Уральский политехнический ин-т)

Преднапряженные панели из ячеистого бетона для жилищного строительства

На Свердловском заводе ЖБИ с 1984 г. изготавливают наружные стеновые панели для жилых домов серии 141 с преднапряженным армированием, предназначенным для повышения трещиностойкости изделий при изготовлении, транспортировании, монтаже и эксплуатации. Преднапряженное армирование разработано в Уральском политехническом институте на основе максимального упрощения конструкции и технологии армирования панелей, обеспечения надежной анкеровки напрягаемой арматуры в малопрочном ячеистом бетоне.

В качестве напрягаемой арматуры используют стержни из стали класса А-III диаметром 8...10 мм. Арматуру располагают в середине толщины панелей в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Для ее натяжения используют электротермический способ. На концах напрягаемых стержней с помощью установки МОС-6 обжимают стальные шайбы для обеспечения захвата их натяжными устройствами. Надежность крепления арматуры в бетоне обеспечивают поперечными анкерами из обрезков арматурной стали, которые приваривают к напрягаемым стержням на машине МТП-75. Стержни нагревают на установке СМЖ-129.

Для производства преднапряженных панелей используют заводские формы без какого-либо усиления, но с оснасткой для захвата и отпуска напрягаемой арматуры. Натяжение стержней осуществляют на борта форм, которые создают жесткую раму, подкрепленную шарнирными связями в местах примыкания к поддону. Такая рама способна воспринимать усилия с напрягаемой арматуры. При заданном уровне начальных напряжений 200...300 МПа один стержень диаметром 10 мм передает на форму усилие 15...20 кН. Число напрягаемых стержней в формах двухмодульных панелей размером 2,8×6 м составляет по короткой стороне 2...3 шт., по

длинной — 3...4. Наблюдения показали, что прогибы бортов при действии усилий предварительного натяжения арматуры незначительны. Для поперечных бортов они составляют менее 1/3000 пролета, для продольных — около 1/2000. Это обеспечило требуемый уровень напряжения в арматуре и надежную работу парка форм при длительной эксплуатации.

Для упрощения процесса производства и снижения трудоемкости изготовления преднапряженных панелей из ячеистого бетона исключена обрезка концов напрягаемых стержней, применяемая в промышленных конструкциях из тяжелого бетона. С этой целью арматура принята короче соответствующих размеров формы, что позволило напрягать ее в габаритах изделия, полностью устранив выход концов за боковые грани.

Промышленное освоение производства преднапряженных панелей потребовало создания специальной системы захвата и отпуска арматуры (бортовой оснастки). Оснастка, разработанная Свердловским филиалом института Индустрпроект, состоит из закрепленных на бортах поворотных упоров

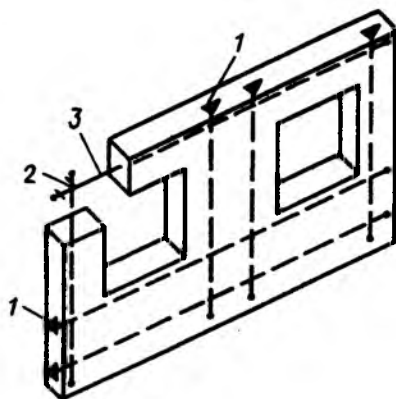


Схема расстановки напрягаемых стержней в стеновой панели

1 — гнездо от поворотного упора; 2 — напрягаемые стержни поперечного направления; 3 — те же стержни продольного направления

кулачков, управляющих тяг, объединяющих кулачки каждого борта в единую систему, и запирающих секторов, препятствующих перемещению тяг при натяжении арматуры. Схема расстановки напрягаемой арматуры в панели с оконными проемами представлена на рисунке.

Заливку газомассы и прогрев изделий производят по принятой на заводе технологии. Отпуск натяжения с арматуры на бетон выполняют следующим образом. Отворачивают и откидывают стяжные винты бортов, поворачивают запирающие секторы тяг продольных бортов и смещают тяги к осям секторов на 5...7 см, при этом происходит отпуск натяжения с арматуры на бетон. После откидывания продольных бортов освобождают тяги поперечных бортов, и происходит отпуск натяжения по короткой стороне. На раскрытие бортов и отпуск натяжения на одной форме двое рабочих затрачивают 30...40 с. После раскрытия бортов формы панели с преднапряженным армированием снимают с поддона с помощью самобалансирующей траверсы и отправляют в цех отделки.

Кроме напрягаемых стержней для армирования панелей используют плоские сварные каркасы, которые устанавливают в четвертях проемов, в верхней и нижней перемычках и у боковых граней. Необходимость установки напрягаемой арматуры определяют расчетом или конструктивными требованиями.

Опыт показал, что преднапряженное армирование газозолобетонных панелей позволило сократить расход арматурной стали на 5...10 кг на 1 м³ изделия, снизить трудозатраты на производство арматурных работ на 0,3 чел.-ч, уменьшить общее число арматурных элементов на 30...50 %, повысить уровень механизации и автоматизации производства арматурных изделий с 10...15 до 90...95 %, сократить номенклатуру технологического оборудования, получить экономию электроэнергии.

Годовой экономический эффект при полном переходе Свердловского завода ЖБИ и ПСО Свердловский ДСК на преднапряженное армирование составит около 200 тыс. р.

Рабочие чертежи стеновых панелей с преднапряженным армированием на всю номенклатуру серии 141 СВ разработаны Уральским политехническим институтом совместно с ЦНИИЭП жилища в Свердловске.

В. В. РОГУЛИН, А. Г. ЦЫМБАЛЕНКО, кандидаты техн. наук, И. Н. СИМОНОВА
(Коммунистический горно-металлургический ин-т)

Трехслойные стеновые панели с комбинированным армированием

На Украине на долю крупнопанельного домостроения приходится свыше 50 % объема жилищного строительства. Обладая высоким уровнем сборности и обеспечивая сокращение сроков возведения объектов, оно требует повышенного расхода арматуры, что приводит к увеличению энерго- и трудозатрат.

В панелях внутренних и наружных стен, парапетах, вентблоках, панелях поддонов санузла определенное количество арматуры (до 60 %) предназначено для восприятия кратковременных технологических нагрузок, возникающих при распалубке, транспортировании и монтаже конструкций.

Одним из способов снижения расхода стали в массовом жилищном строительстве является уменьшение уровня технологических нагрузок, исключить которые в ближайшие годы невозможно вследствие необходимости совершенствования базы стройиндустрии. Поэтому не удастся избежать и технологического армирования изделий, так как его уменьшение приводит к увеличению брака на различных стадиях изготовления и монтажа конструкций.

Исключение стальной арматуры технологического назначения не только снижает несущую способность изделия, но и вызывает усадку в сечении армированной (арматура рассчитана на эксплуатационные нагрузки) и неармированной зон. Это является причиной повышенного образования технологических трещин, которые раскрываются при распалубке элемента и приложении к нему усилий отрыва.

Включение в сечение элемента непрерывного стекловолокна образует в процессе бетонирования слой стеклоцемента, обеспечивающий одинаковые условия стесненной усадки в период пропаривания изделий и повышающий его трещиностойкость. Для проведения испытаний на отрыв от формы, монтажные и транспортные нагрузки разработали рабочие чертежи наружной трехслойной стеновой панели НС 2-4 для домов серии 121 с комбинированным армированием. В качестве неметаллического армирующего материала использовали стеклоткань НП СС-Т-Г-150, представляющую собой рулонный материал шириной 1000 мм.

С целью выявления технологической нагрузки при съеме изделия с формы заформовали четыре наружные панели. При этом определили усилие, прикладываемое к монтажным петлям при распалубке изделия, без учета сцепления бетона с рабочими поверхностями формы и усилия отрыва изделий от формы при их распалубке с учетом сцепления бетона с неровностями поверхности формы. В результате установлено, что усилие монотонно возрастает от нуля до максимума к моменту отделения изделия от формы, освобождение изделия от связей сцепления с формой происходит мгновенно при достижении силами сцепления максимума.

При изготовлении трехслойной стеновой панели НС 2-4 укладывали стеклоткань, предварительно пропитанную водным раствором пластификатора, затем выполняли обычные операции. При осмотре наружной стеновой панели НС 2-4 под оптическим микроскопом МПБ-2 с ценой деления 0,05 мм трещин не обнаружено.

Затем в соответствии с типовой технологической картой в цехе Коммунарского завода КПД испытывали опытный образец панели НС 2-4 на монтажную нагрузку. Цель экспериментов заключалась в выявлении, через какое число циклов многократного опускания и подъема панели НС 2-4 в вертикальное положение появляются первые трещины. Образование трещин в панелях и определение ширины их раскрытия фиксировали с помощью оптического микроскопа МПБ-2. После 4...5 циклов попеременного опускания и подъема, что соответствует числу аналогичных операций при транспортировании и монтаже изделий, трещин не обнаружено.

На следующем этапе испытывали на транспортные нагрузки опытный образец наружной стеновой панели НС 2-4. Из заформованных ранее четырех панелей (две с облицовочной плиткой и две без нее) отобрали две. При загрузке панелей на панелевоз фиксировали все видимые дефекты — раковины, расслоения и трещины. После этого панели жестко закрепляли струбцинами для обеспечения неподвижности и сохра-

нения от повреждения их поверхности и кромок. Стеновые панели перевозили в вертикальном положении с углом наклона 8° на расстояние 400 км по дорогам с булыжным и грунтовым покрытиями. Через каждые 100 км и в конечном пункте маршрута наблюдали за техническим состоянием наружных стеновых панелей с помощью микроскопа МПБ-2, при этом трещин не обнаружено.

Следовательно, испытания на отрыв от формы, монтажные и транспортные нагрузки трехслойных стеновых панелей показали хорошую работу стекловолоконного армирования сеткой НПСС-Т-Г-150 на восприятие данных нагрузок.

С целью апробации комбинированного армирования изделий крупнопанельного домостроения в промышленных условиях Коммунарский ДСК выпустил опытно-промышленную партию изделий, армированных сталью и стекловолокном для строительства экспериментального 5-этажного жилого дома серии 121. При этом расход арматуры снизился на 12 %.

Вниманию специалистов!

Трест Оргтехстрой Латвийской республики реализует пружинные молотки, предназначенные для определения прочности бетона методом неразрушающего контроля.

Масса молотка 0,9 кг, длина 400 мм, диаметр 42 мм. Стоимость с пересылкой 320 р.

Обращаться: 226218, Рига-ГСП, ул. Ганибу-дамбис, 17а.
Телефоны: 38-20-41, 38-22-31.

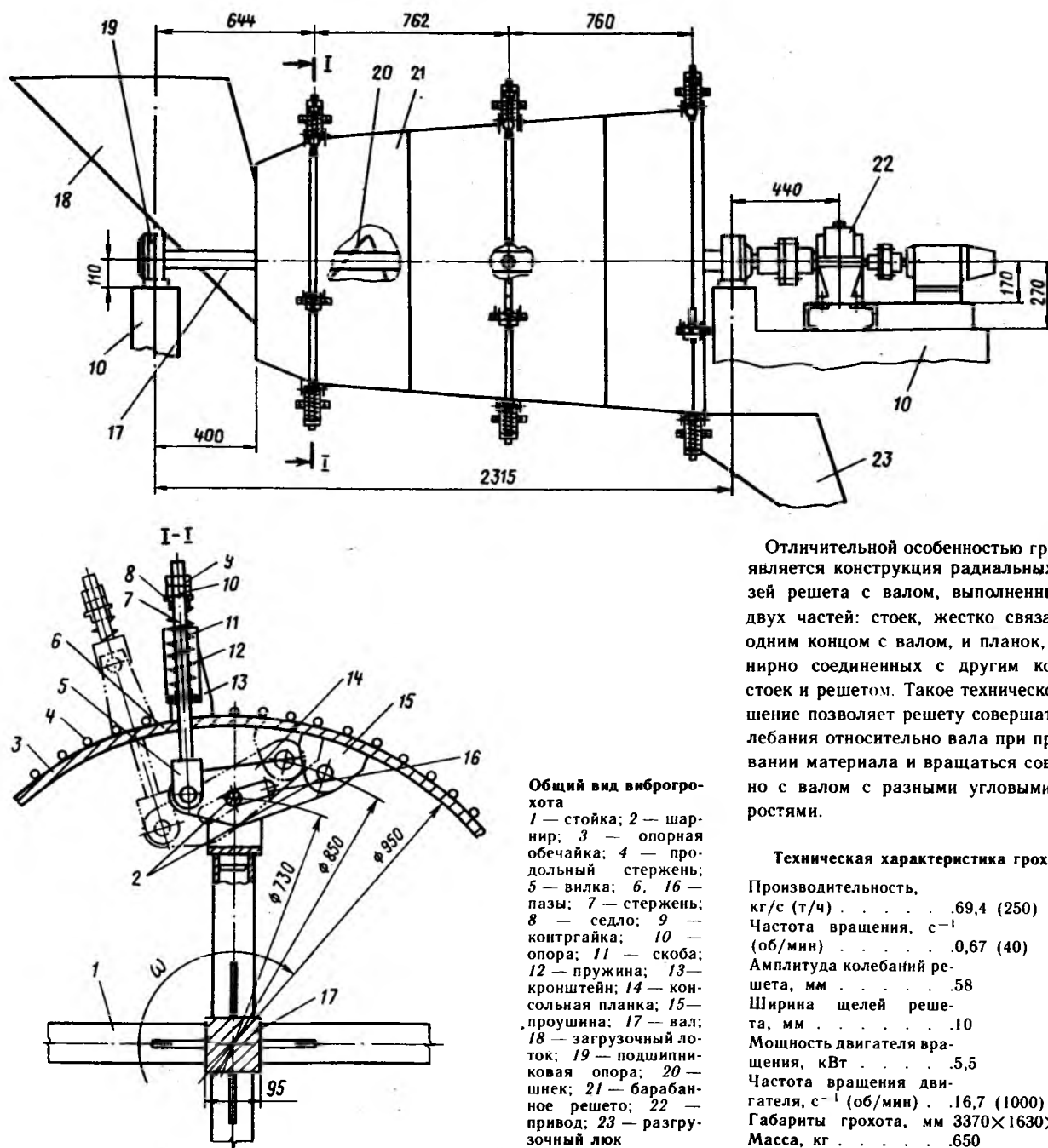
Вибрационный грохот

Для приготовления строительных растворов на растворосмесительные узлы поставляют, как правило, нефракционированный речной песок, загрязненный ракушечником и другими примесями. Применение такого песка в растворах отрицательно сказывается на

качестве штукатурки, кладочных швов, поверхности железобетонных изделий. Это вызвало необходимость просеивания песка на бетоносмесительных и растворных узлах.

ПИКТИ Стройпроект Главднепро-
строя разработан специальный вибра-

ционный щелевой грохот, который устанавливается в технологической цепочке подачи заполнителей из склада в приемные бункеры бетоносмесительного отделения. Просеянный песок попадает в приемные бункеры, а отходы (примеси) — в бункер-наполнитель.



Общий вид виброгрохота

1 — стойка; 2 — шарнир; 3 — опорная обечайка; 4 — продольный стержень; 5 — вилка; 6, 16 — пазы; 7 — стержень; 8 — седло; 9 — контргайка; 10 — опора; 11 — скоба; 12 — пружина; 13 — кронштейн; 14 — консольная планка; 15 — проушина; 17 — вал; 18 — загрузочный лоток; 19 — подшипниковая опора; 20 — шнек; 21 — барабанное решето; 22 — привод; 23 — разгрузочный люк

Отличительной особенностью грохота является конструкция радиальных связей решета с валом, выполненных из двух частей: стоек, жестко связанных одним концом с валом, и планок, шарнирно соединенных с другим концом стоек и решето. Такое техническое решение позволяет решету совершать колебания относительно вала при просеивании материала и вращаться совместно с валом с разными угловыми скоростями.

Техническая характеристика грохота

Производительность, кг/с (т/ч) 69,4 (250)
Частота вращения, с⁻¹ (об/мин) 0,67 (40)
Амплитуда колебаний решета, мм 58
Ширина щелей решета, мм 10
Мощность двигателя вращения, кВт 5,5
Частота вращения двигателя, с⁻¹ (об/мин) 16,7 (1000)
Габариты грохота, мм 3370×1630×1630
Масса, кг 650

Вибрационный грохот (см. рисунок) представляет собой сварное барабанное решето, выполненное в форме усеченного конуса и состоящее из обечаек различного диаметра, соединенных между собой по наружному контуру продольными связями в виде стержней, образующих щели нужного размера. Барабанное решето соединено с валом для перемещения относительно последнего при помощи радиальных связей.

Стойки установлены напротив опорных обечаек решета и жестко соединены с валом. Каждая из них шарниром соединена с консольной планкой через паз, которая через крайний шарнир и проушину на обечайке соединяется с барабанным решето. Такое решение будет создавать условия для увеличения амплитуды колебаний решета и разности угловых скоростей вала и решета. Каждая консольная часть планки подпружинена и шарнирно соединена с вилкой, к которой жестко крепится одним концом стержень. Второй его конец проходит через паз в опорной обечайке решета и отверстие П-образной скобы, обращенной основанием к решету и шарнирами соединенной с кронштейнами, прикрепленными к наружной поверхности решета. На резьбовой части стержня с наружной поверхности решета установлена опора, положение которой относительно стержня фиксируется контргайкой. Перемещением вдоль стержня регулируются наклон планки и усилие сжатия пружины, расположенной между опорой и основанием скобы.

Шарнирно-подвижное соединение с помощью подпружиненных консольных планок позволяет при вращении вала совершать сложное вращательно-колебательное движение, под действием которого материал лучше просеивается по мере перемещения вдоль образующей решета. Это повышает производительность грохота без применения внешних посторонних возбудителей — ударных механизмов, вибраторов и т. п.

Вал со стороны загрузки снабжен шнеком, который необходим для надежного и более быстрого распределения по длине решета поступающего в него материала и предотвращения завала загрузочного отверстия. В сборе с решето вал с помощью подшипниковых опор установлен на раме, закрепленной над приемным бункером для материала, и соединен с приводом, состоящим из редуктора, муфты и электродвигателя. Грохот оснащается загрузочным и разгрузочным лотками.

Он работает следующим образом. В исходном положении консольные планки максимально отклонены от оси стоек, опоры седел зафиксированы на

стержнях, пружины несколько сжаты под действием собственной массы решета.

При включении привода начинает вращаться вал, который через стойки, консольные планки и проушины на обечайках приводит в движение барабанное решето. При этом шарниры стоек незначительно смещаются по пазам консольных планок, которые, поворачиваясь на небольшой угол, консольной частью надавливают на вилки стержней, а опоры несколько сжимают пружины. После уравнивания сил тяжести материала и упругости пружин прекращается дальнейшее отклонение планок и решето начинает вращаться с угловой скоростью вала со стойками. Через загрузочный лоток материал поступает внутрь барабанного решета и шнеком распределяется по длине. Просеиваемый материал, находящийся в нижней части решета, под действием собственной массы в начальный момент притормаживает вращение, в результате чего его угловая скорость будет несколько меньше скорости вращения вала со стойками, и вызывает большее

смещение решета относительно вала за счет дополнительного отклонения планок и сжатия пружин опорами с отклонением скоб стержнями и смещением их по пазам обечаек решета. После уравнивания сил тяжести материала и упругости пружин, дальнейшее отклонение планок прекращается.

При установившемся вращении и положении решета частицы материала устремляются вверх, затем падают вниз на подпружиненное решето, которое под их воздействием начинает совершать колебательное движение за счет упругости пружин. Вращательно-колебательное движение решета ускоряет движение частиц материала вдоль наклонной образующей и эффективно очищает щели от налипающего материала. Песок и частицы инородных включений требуемого размера просеиваются сквозь щели барабанного решета и попадают в приемный бункер, а крупные частицы-отходы — в разгрузочный лоток.

Предполагаемый экономический эффект от внедрения грохота составит 9,7 тыс. р. в год.

НЕНАПРЯГАЕМЫЕ РИГЕЛИ С АРМАТУРОЙ А-III ДЛЯ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Предлагается конструкция ригеля, позволяющая существенно сократить расход арматуры за счет его совместной работы со сборным настилом, рационального обрыва продольной арматуры в пролете и армирования приопорных зон ригеля на участке подрезки с помощью наклонных пластин.

Приобрести Рекомендации можно по хозяйственному договору или по гарантийному письму. При этом НИИЖБ оказывает научно-методическую и консультативную помощь по их применению.

Разработчики: ЦНИИЭП ТБЗ и ТК Госкомархитектуры СССР, НИИЖБ Госстроя СССР (109428, Москва, 2-я Институтская, 6, тел. 174-86-77)

А. В. АНДРЕЙЧЕНКО, Б. Т. ВАСИЛЬЕВ, Э. О. ШАХПЕНДЕРЯН, инженеры (КТБ Стройиндустрия); **И. Б. ЗАСЕДАТЕЛЕВ**, д-р техн. наук, С. А. ШИФРИН, канд. техн. наук (ВНИПИТеплопроект)

Особенности тепловлажностной обработки изделий в гидроаэроциркуляционных камерах

Известно, что расход тепла на тепловлажностную обработку изделий в заводских условиях в 5...7 раз больше, чем для условий монолитного строительства с учетом зимнего бетонирования конструкций [1]. Совершенствование энергосбережения в заводской технологии производства железобетонных изделий предусматривает комплексный подход, включающий нормализацию теплотребления, применение импульсно-термических режимов и принципиально новых методов организации теплового воздействия на бетон. Один из них заключается в децентрализации теплоснабжения. Например, нагрев железобетонных изделий в среде продуктов сгорания природного газа с использованием индивидуальных теплогенераторов позволяет на 5...10 % сократить расход энергии благодаря отказу от транспортирования пара в подземных или наземных трубопроводах, имеющих, как правило, неудовлетворительную теплоизоляцию, являющуюся причиной больших потерь энергии из-за образования попутного конденсата.

К тепловым агрегатам с децентрализованным приготовлением теплоносителя для нагрева железобетонных изделий относятся гидроаэроциркуляционные камеры, разработанные КТБ Стройиндустрия*. Их работа обеспечивается одновременным действием гидравлической и аэродинамической циркуляционных систем (рис. 1). Гидравлическая система состоит из нагревателя воды любым традиционным (пар, электричество, газ) или возобновляемым (солнечная энергия, геотермальные воды) источником энергии, водовоздушных эжекторов, лотков с водой и циркуляционного насоса. Аэродинамическая система включает свободный

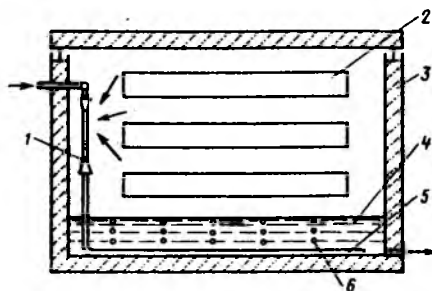


Рис. 1. Схемы работы эжекционного узла гидроаэроциркуляционной камеры
1 — эжектор; 2 — изделие; 3 — камера; 4 — гидролоток; 5 — труба перфорированная; 6 — воздушный пузырек

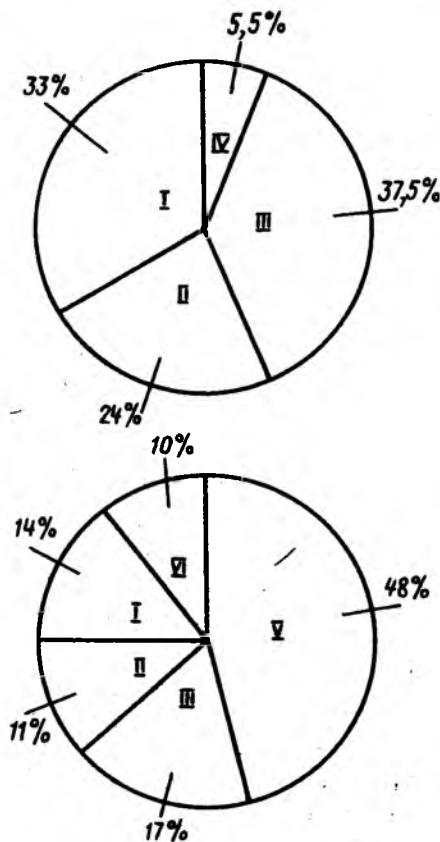


Рис. 2. Структура теплового баланса гидроаэроциркуляционной и традиционной пропарочной камер периодического действия
а — гидроаэроциркуляционная камера (удельный расход тепловой энергии 335 МДж/м³); б — пропарочная (удельный расход тепловой энергии 750 МДж/м³); I — нагрев ограждающих конструкций и грунта; II — то же металла, форм; III — то же бетона; IV — потери на подогрев конденсата; V — потери в окружающую среду через неплотности; VI — потери с уходящим конденсатом

объем камеры, водовоздушные эжекторы и перфорированные трубопроводы.

Гидравлический и аэродинамический циркуляционные контуры связаны через водовоздушный эжектор, а их сопряженное функционирование заключается в том, что нагретая до 50... 90 °С вода проходит с помощью циркуляционного насоса через водовоздушный эжектор и увлажняет паровоздушную смесь при смешивании с водой в турбулентном потоке. Образовавшаяся водовоздушная смесь поступает по перфорированным трубам в гидравлические лотки, где происходит сепарация паровоздушной смеси и ее барботирование в виде отдельных пузырьков через слой воды в лотке. При этом влага дополнительно испаряется в объем паровоздушных пузырьков.

Водонасыщенная нагретая паровоздушная среда вследствие конденсации и конвективного теплообмена передает тепло бетонным изделиям, формам и ограждениям камеры. Главная особенность работы гидроаэроциркуляционных камер заключается в наличии обратной связи между тепломассообменными процессами, протекающими в паровоздушной среде и процессами внутреннего и внешнего теплообмена передается тепло бетонным изделиям, формам и ограждениям камеры. Главная особенность работы гидроаэроциркуляционных камер заключается в наличии обратной связи между тепломассообменными процессами, протекающими в паровоздушной среде и процессами внутреннего и внешнего теплообмена передается тепло бетонным изделиям, формам и ограждениям камеры. Главная особенность работы гидроаэроциркуляционных камер заключается в наличии обратной связи между тепломассообменными процессами, протекающими в паровоздушной среде и процессами внутреннего и внешнего теплообмена передается тепло бетонным изделиям, формам и ограждениям камеры.

В этом состоит преимущество гидроаэроциркуляционной камеры по сравнению с традиционной пропарочной, в которой неизбежная неравномерность подачи пара приводит периодически к выхлопу через неплотности ограждений паровоздушной смеси или значительному подосу в объем камеры воздуха из цеха, что способствует к недопустимо большим потерям энергии, ухудшает режим эксплуатации зданий и санитарное состояние рабочих мест.

* А. с. 1013441 СССР, МКИ³ С04В41/30. Устройство тепловлажностной обработки / А. В. Андрейченко, А. С. Жаров, С. Е. Ленский и др. (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1983. — № 15.

А. с. 1560420 СССР, МКИ³ В28В11/00. Установка для тепловлажностной обработки железобетонных изделий / А. В. Андрейченко, М. М. Цесельский, З. М. Тимошина и др. (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1990. — № 16.

Расположение изделия в камере	Температура бетона, °С, через, ч						
	0	1	2	3	4	5	6
Верхнее	27/27	31/30	32/31	60/45	55/53	72/68	75/71
Нижнее	27/27	35/32	36/34	52/49	50/50	70/69	72/70

Примечание. Перед чертой — на поверхности; после черты — на поддоне.

В результате производственных испытаний установлена возможность снижения в два раза теплотеря и увеличения теплового к.п.д. гидроаэроциркуляционных камер по сравнению с традиционным (рис. 2).

В НИИЖБе изучили температурно-влажностные режимы прогрева и кинетики нарастания прочности бетона при ТВО в гидроаэроциркуляционных камерах с независимой системой барбатирующей воды паровоздушной среды, отбираемой напорным вентилятором [2]. КТБ Стройиндустрия совместно с ВНИПИТеплопроектом определили показатели передачи тепла паровоздушной среде и установили характеристики теплового взаимодействия между средой и бетоном с эжекторной системой побуждения. Полученные экспериментальные зависимости позволили рассмотреть количественные аспекты процесса с энергетической точки зрения, оценить различные способы получения паровоздушного теплоносителя и дали возможность разработать методику расчета процесса тепловой обработки бетона в камерах с аэрированным теплоносителем.

Промышленные испытания на Новозыбковской промбазе, Махачкалинском заводе ЖБК и промбазе Бирской ПМК свидетельствуют о том, что ТВО в гидроаэроциркуляционных камерах обеспечивает необходимые температурно-влажностные параметры для данного процесса (рис. 3). Удельный расход тепловой энергии составил 255...360 МДж/м³. Анализ динамики параметров среды и обрабатываемых изделий показал преимущества прогрева изделий в гидроаэроциркуляционной камере по сравнению с пропариванием (см. таблицу).

Независимо от места расположения изделий в камере наблюдается прогрев с малым перепадом температуры по высоте самого изделия, что является следствием равномерного влажностного состояния среды в объеме камеры, в том числе в зазорах между изделиями, которое формируется благодаря интенсивному перемешиванию среды водовоздушными эжекторами. В любом месте штабеля температура бетона в изделиях отличается незначительно.

Температура в образцах-кубах, располагаемых на изделиях (мно-

гопустотные плиты ПК-56.15-10-АТ, бетон класса В20), почти не отличается от температуры бетона в изделии. Это позволяет оценивать прочность бетона в изделии по прочности образцов-кубов. Прочность образцов, установленных внизу 19,4, на верхнем ярусе 19,7 МПа. Различные, как и следовало ожидать по термометрическим результатам, оказалось незначительным (1,5 %).

Проведенными исследованиями формирования температурных полей в железобетонных изделиях и роста прочности бетона установлена также возможность периодического отключения нагревателя и циркуляционного насоса на стадии разогрева изделий в гидроаэроциркуляционной камере. Это имеет важное значение для условий с нестабильным потоком солнечной энергии, повышает надежность работы теплового агрегата и делает его малозависимым от погодных условий.

Выводы

Принцип работы камер гидроаэроциркуляционного действия исключает тепловые потери при транспортировании тепла со сбрасываемым конденсатом и дает возможность использовать традиционные или возобновляемые источники энергии.

В гидроаэроциркуляционной камере в отличие от пропарочной происходит саморегулирование параметров среды, что резко снижает тепловые потери агрегата и увеличивает тепловой к.п.д.

Принудительное движение паровоздушной среды, создаваемое водовоздушными эжекторами, способствует формированию равномерного температурного поля и получению равнопрочных изделий.

Удельный расход тепловой энергии в гидроаэроциркуляционных камерах не превышает 360 МДж/м³.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Коротков С. Н. Основные пути снижения расхода энергоресурсов при производстве сборного и монолитного железобетона // Строительство и архитектура Узбекистана. — 1980. — № 8. — С. 34—36.
2. Тепловлажностная обработка изделий в гидроциркуляционных камерах с использованием солнечной энергии / Б. А. Крылов, Е. Н. Малинский, А. И. Ли, Н. А. Ураков // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 30—32.

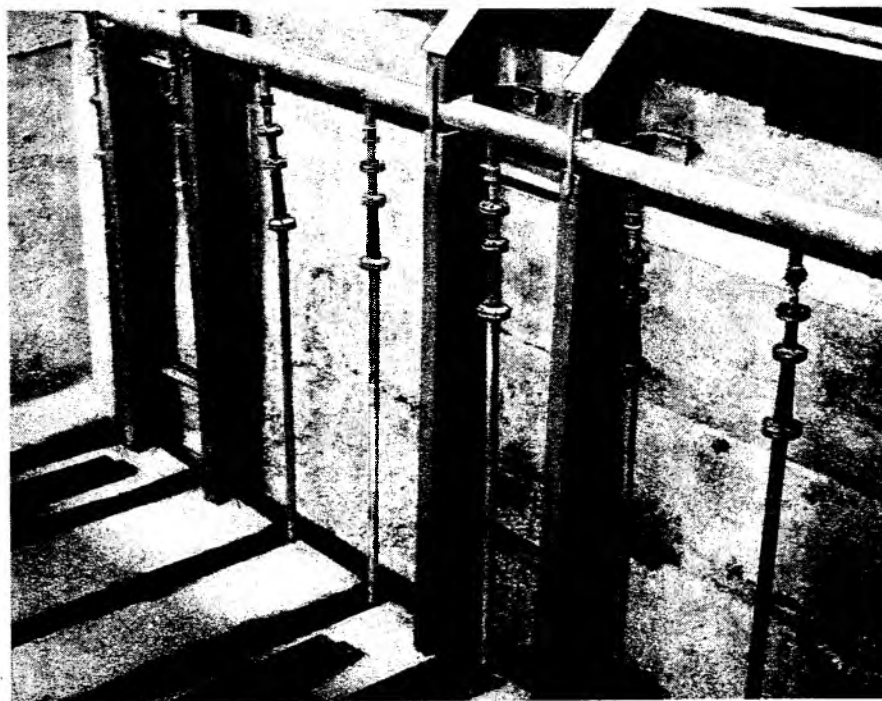


Рис. 3. Камера гидроаэроциркуляционного действия на Махачкалинском заводе ЖБК № 2

УДК 624.012.4:624.92

В. А. КЛЕВЦОВ, д-р техн. наук, проф., М. Г. КОРЕВИЦКАЯ, канд. техн. наук,
Ю. К. МАТВЕЕВ, инж (НИИЖБ)

Применение неразрушающих методов испытаний при обследовании монолитных конструкций

В соответствии со СНиП 2.03.01—84* при выполнении поверочных расчетов класс бетона принимают на основании натурных обследований конструкций по результатам испытаний неразрушающими методами. При этом обычно пользуются ГОСТ 18105—86. Однако он содержит некоторые ограничения по применению неразрушающих методов — прочность бетона монолитных конструкций рекомендуется определять ультразвуковым методом при сквозном прозвучивании или отрывом со скалыванием. Использование других методов допускается лишь по согласованию с головными институтами. Эти ограничения обусловлены сомнениями в том, что ультразвуковой метод при поверхностном прозвучивании, методы пластической деформации, упругого отскока и ударного импульса дают достаточную информацию о фактической прочности бетона.

НИИЖБ и КТБ НИИЖБа провели многочисленные обследования с использованием неразрушающих методов. При этом установлена возможность применения метода пластической деформации в комбинации с отрывом со скалыванием и статистической оценки результатов испытаний.

Авторы обследовали конструкцию пилона из монолитного железобетона, являющуюся основанием для конструкций радиотелескопа. Пилон состоит из кольцевых стен, расположенных концентрически относительно центра. Внутренние и наружные стены связаны радиальными монолитными стенами. Диаметр наружного кольца 20 м, высота 21 м, толщина стен 250...600 мм. Общий объем монолитного железобетона на конструкции пилона > 5 тыс. м³, класс бетона В22,5.

Прочность бетона находили методом пластической деформации по градуировочной зависимости, построенной с помощью отрыва со скалыванием. Оценку прочности осуществляли статистическими методами по ГОСТ 18105—86.

Сначала произвели предварительное обследование, на основании которого разработали методику, включающую установление числа, местоположения и размеров участков определения прочности бетона, а также построение градуировочной зависимости. При назначении числа участков приняли рекомендации ГОСТ 18105—86 о том, что для монолитных сплошных стен один участок соответствует 8 м² поверхности. Исходя из этого требуется примерно 400 участков. С учетом характера работы конструкции единицей прочности считали зону с размерами, равными толщине сечения испытываемого элемента. В каждой из 139 зон испытали три участка. Число участков равномерно распределили между элементами пилона для удобства проведения испытаний. Часть участков располагалась в местах, в которых по внешним признакам можно было ожидать снижения прочности бетона (зоны рыхлого, запесоченного и подмороженного бетона).

С целью установления места расположения зоны по высоте захваток провели предварительные испытания, поскольку во многих случаях при вертикальном формировании прочность бетона верхних зон ниже, чем нижних. Для оценки влияния этого фактора определили косвенные показатели прочности в верхних и нижних участках установки опалубки различных элементов пилона. Для испытаний использовали прибор Ц-22 при малой энергии удара. На каждом участке делали 10...20 измерений и подвергали полученные результаты статистической обработке. Отношение прочностей бетона верхней и нижней зон в среднем составило 0,95. Таким образом, неоднородность прочности бетона по высоте слоев, соответствующих высоте опалубки, оказалась не существенна. Однако участки определения прочности бетона размещались, как правило, в верхней зоне.

Для нахождения прочности бето-

на использовали отрыв со скалыванием (прибор ГПНВ-5) и метод пластических деформаций (прибор Ц-22 для средней энергии удара). При этом построили градуировочную зависимость, считая прочность по методу отрыва со скалыванием фактической. С этой целью выбрали 25 участков по 4...5 на каждом этаже, на которых определили прочность бетона методом пластических деформаций и отрывом со скалыванием. Погрешность градуировочной зависимости составила 11,5 %, что не превышает допустимой ГОСТ 22690 (12 %).

Используя полученную градуировочную зависимость, установили прочность бетона по всем конструкциям пилона. В зоне R_{ij} прочность вычисляли как среднее арифметическое прочности бетона трех участков. Полученные данные обработали в соответствии с ГОСТ 18105—86, оценивая прочность бетона по отдельным этажам и пилону в целом. Сначала определяли среднюю прочность бетона по этажу с учетом всех полученных значений по формуле

$$R_m = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n},$$

где n — общее число зон на этаже.

По каждому этажу и пилону в целом вычисляли среднее квадратическое отклонение с учетом погрешности полученной градуировочной зависимости

$$S_m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - R_m)^2}{n-1} + \frac{S_p^2}{p}},$$

где p — число контролируемых участков в зоне: $p=3$. Затем считали коэффициент вариации прочности бетона по этажу

$$V_m = \frac{S_m}{R_m} 100 \, \%,$$

После этого находили требуемую прочность бетона

$$R_T = R_{\text{норм}} \frac{K'_T}{100},$$

Таблица 1

Конструкции	Число зон	R_m , МПа	S_m , МПа	V_m , %	K_r , %	R_r , МПа
1 этажа	43	23,0	3,61	15,7	110,8	33,2
2 этажа	26	24,7	3,95	16,0	112,0	33,6
3 этажа	26	24,3	4,47	18,39	ОНЗ	33,6
4 этажа	26	20,9	3,69	17,65	ОНЗ	33,6
5 этажа	18	22,4	2,96	13,2	100,8	30,2
Пилона в целом	139	23,1	3,96	17,16	ОНЗ	33,6

Примечание. ОНЗ — область недопустимых значений.

Таблица 2

Конструкции	Число зон	R_{cp} , МПа	S_m , МПа	V_m , %	R_r , МПа
1 этажа	10	27,8	2,47	8,88	26,0
2 этажа	16	27,0	2,39	8,85	26,0
3 этажа	16	26,6	2,07	7,78	25,4
4 этажа	3	26,4	2,35	9,20	26,2
5 этажа	8	24,7	1,90	7,70	25,4
Пилона в целом	53	26,6	2,40	9,00	26,1

где $R_{норм}$ — проектная прочность бетона: $R_{норм} = 30$ МПа; K'_r — коэффициент требуемой прочности принимали в зависимости от V_m по таблице прил. 3 ГОСТ 18105—86.

Прочность пилона отвечает требованиям ГОСТ 18105—86, если выполняется условие $R_m \geq R_r$.

Как видно из табл. 1, прочность бетона не отвечает предъявляемым требованиям.

Рассмотрение частных результатов испытаний показало, что в некоторых участках и зонах прочность бетона существенно ниже проектной. Несколько зон являются дефектными. Для выделения участков прочности бетона, которые не удовлетворяют установленным требованиям, определили коэффициент прочности, при котором $R_m \approx R_r$;

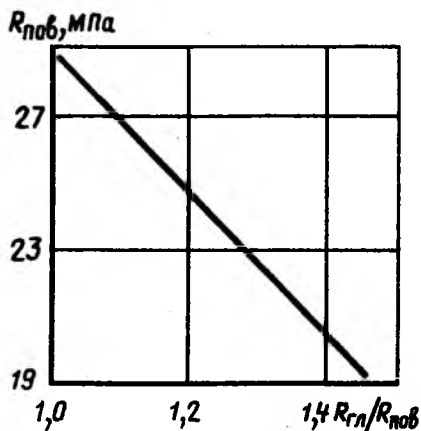
$$K_r = \frac{R_r}{R_{норм}}$$

Затем по таблице приложения 3 ГОСТ 18105—86 установили соответствующий ему V_m . По вычисленному коэффициенту вариации и средней прочности бетона по этажу R_m вычисляли среднее квадратическое отклонение S_m

$$S_m = R_m V_m$$

По формуле размаха нашли максимально допустимый размах прочности, при котором $R_m \geq R_r$,

$$W = Sd$$



Изменение прочности поверхностного слоя $R_{поверх}$ — прочность бетона поверхностного слоя; $R_{глуб}$ — то же на глубине 50 мм

где d — коэффициент, принимаемый по таблицам *. Затем вычислили минимально допустимый результат из условия $R_m \geq R_r$

$$R_{i\min} = R_{i\max} - W$$

Используя такой подход выделили 86 зон, в которых $R_i < R_{i\min}$.

По оставшимся зонам весь расчет повторили. Из табл. 2 видно,

* Руководство по определению и оценке прочности бетона в конструкциях зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1979.

что за исключением выделенных зон прочность бетона удовлетворяет предъявляемым требованиям. По внешнему виду области с пониженной прочностью бетона включали зоны с явно дефектным бетоном и те, в которых бетон практически не отличается от нормального.

Было высказано предположение, что прочность бетона поверхностного слоя (глубиной примерно 50 мм), подвергнутого испытаниям, отличается от прочности бетона внутренних слоев бетона элементов пилона. Методом отрыва со скалыванием осуществили вырыв на поверхности бетона. По величине усилия вырыва определили прочность верхнего слоя бетона. После этого на этом же участке сняли верхний слой бетона на глубину вырыва (до 50 мм), размером в плане 25×25 см. На этом участке еще раз просверлили шпур и повторили вырыв. По усилию вырыва вновь нашли прочность бетона этого участка уже глубиной до 100 мм. В результате анализа полученных данных была построена зависимость повышения прочности бетона по глубине бетонирования от прочности бетона на поверхности конструкции. Из рисунка видно, что чем ниже прочность бетона поверхностного слоя, тем больше ее отличие от прочности глубинного слоя. На основании этого можно считать, что снижение прочности поверхностного слоя объясняется условиями созревания бетона (например, подмораживание наружного слоя, ранняя распалубка с отсутствием последующего увлажнения поверхностного слоя и т. п.), а не неправильным подбором состава бетонной смеси. Используя полученную зависимость, скорректировали прочность бетона дефектных зон, считая допустимым пониженную прочность поверхностного слоя. Проведенный анализ позволил уменьшить число зон, прочность бетона которых не отвечает требованиям по классу бетона В22,5 (по пилону таких зон оказалось восемь).

Вывод

Неразрушающие методы определения прочности бетона поверхностного слоя можно использовать при испытании монолитных конструкций.

УДК 624.012.45

Л. Л. ЛЕМЫШ, канд. техн. наук (ЦНИИпромзданий)

Расчет железобетонных конструкций с использованием полных диаграмм бетона и арматуры

В некоторых случаях при расчете железобетонных конструкций промзданий по СНиП 2.03.01 — 84 возникают затруднения. В связи с этим ЦНИИпромзданий и НИИЖБом предложена методика, основанная на использовании полных диаграмм бетона и арматуры. В последнее время она претерпела некоторые изменения, связанные с тем, что гипотезу плоских сечений принимают не для сечения с трещиной [1, 2], а для некоторого усредненного сечения, деформации в котором равны средним деформациям бетона и арматуры на участке между трещинами. При этом, в отличие от других источников, в которых использованы коэффициенты усреднения Ψ_s и Ψ_b , в расчет вводят диаграммы сжатого и растянутого бетона, соответствующие средним деформациям на рассматриваемом участке.

Зависимость $\sigma_b - \epsilon_b$ для сжатого бетона, полученная при испытании призм, отражает средние деформации по длине, поэтому ее более правильно отнести не к одному сечению (например, с трещиной), а к указанному усредненному сечению. Более сложно обстоит дело с диаграммой $\sigma_{bt} - \epsilon_{bt}$, связывающей напряжения и деформации бетона растянутой зоны с трещинами.

Для ее получения рассмотрим два сечения, при $\epsilon_{bt} > \epsilon_{bt,ul}$ образуется трещина и по середине между трещинами (рис. 1). Будем считать, что до образования трещин различий в работе этих сечений нет. Зависимость между напряжениями и деформациями можно выразить кривой, подобной для сжатого бетона (см. рис. 1), принимая $R = R_{bt}$; $\epsilon_{R,bt} = K_1 R_{bt} / E_b$; $\epsilon_{bt,ul} = K_2 R_{bt} / E_b$. Коэффициенты K_1, K_2 устанавливают из равенства моментов M_{bt} , воспринимаемых растянутым бетоном при образовании трещин ($M = M_{cr}$) и вычисленных при криволинейной и прямоугольной эпюрах напряжений. Если известную зависимость $\sigma_b / R_b - \epsilon_b / \epsilon_R$, рекомендуемую ЕКБ — ФИП,

использовать и для растянутого бетона, то $K_1 \approx 1,75$, $K_2 \approx 2,5$, $\eta = \epsilon_{bt} / \epsilon_{R,bt}$.

После образования трещин, т. е. при $\epsilon_{bt} > \epsilon_{bt,ul}$, в первом сечении $\sigma_{bt,1} = 0$, во втором $\sigma_{bt,2} > 0$. Известно [3], что с ростом нагрузки $\sigma_{bt,2}$ интенсивно убывает: $\sigma_{bt,2} = \sigma_{bt,ul} \epsilon_{bt,ul} / \epsilon_{bt}$ ($\sigma_{bt,ul}$ — напряжение при $\epsilon_{bt} = \epsilon_{bt,ul}$). Среднее напряжение в растянутом бетоне на участке между трещинами подсчитывают по формуле $\sigma_{bt} = \sigma_{bt,1} + \beta(\sigma_{bt,2} - \sigma_{bt,1})$, где на основании исследований приблизительно $\beta = 0,5$ для элементов с арматурой периодического профиля. Отсюда, используя указанную зависимость ЕКБ — ФИП, с учетом интенсивного образования новых трещин в диапазоне $R_{bt} W_{pl} \dots 2R_{bt} W_{pl}$ примем:

$$\sigma_{bt} = R_{bt} \frac{K_1 - \eta^2}{1 + (K_1 - 2)} \quad \text{при } \epsilon_{bt} \leq \epsilon_{bt,ul} \quad (1)$$

$$\sigma_{bt} = \sigma_{bt,ul} \left(\frac{\epsilon_{bt,ul}}{\epsilon_{bt}} \right)^2 \quad \text{при } \epsilon_{bt,ul} < \epsilon_{bt} \leq 2\epsilon_{bt,ul} \quad (2)$$

$$\sigma_{bt} = 0,5 \sigma_{bt,ul} \frac{\epsilon_{bt,ul}}{\epsilon_{bt}} \quad \text{при } \epsilon_{bt} > 2\epsilon_{bt,ul} \quad (3)$$

Вместо выражений (1) ... (3) можно использовать и другие зависимости. Поскольку нормирование диаграмм бетона еще не решено, в составленных программах, кроме аналитической записи, предусмотрено задание функций $\sigma - \epsilon$ (для бетона сжатой и растянутой зон, а также растянуто-сжатой арматуры) в ви-

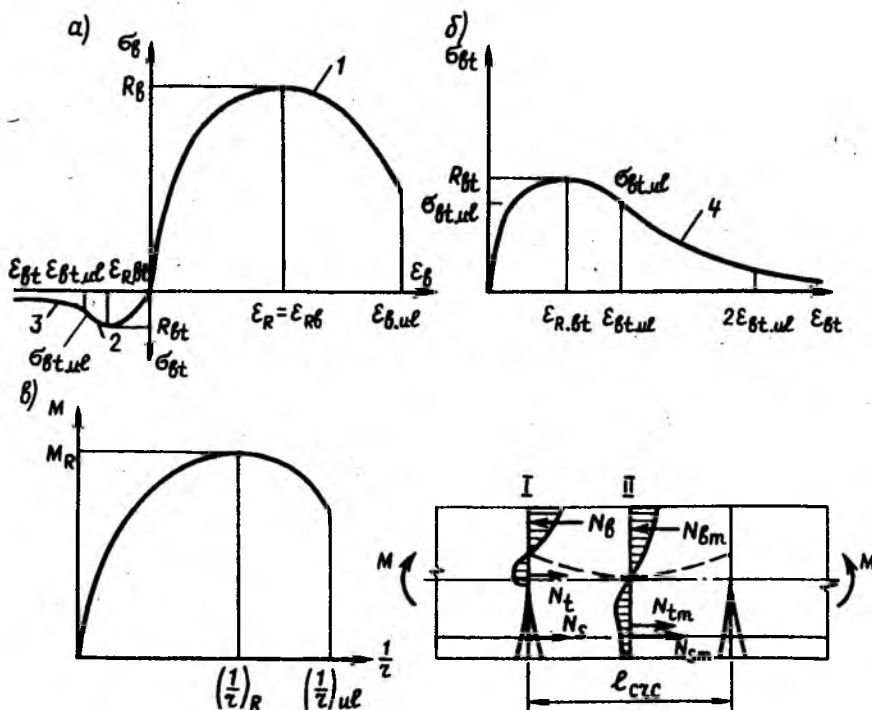


Рис. 1. Диаграммы бетона (а, б) и кривизны (в) для участка элемента между трещинами (а) 1 — для сжатого бетона; 2 — для растянутого бетона в сечении с трещиной; 3 — то же по середине участка между трещинами; 4 — для растянутого бетона усредненного сечения на участке между трещинами; I — сечение с трещиной II — то же между трещинами

де таблиц — координат точек перелома ломаной линии, которой заменяют кривую $\sigma - \varepsilon$ при большом числе этих точек. При таком подходе в расчет легко вводить опытные зависимости $\sigma - \varepsilon$ и анализировать влияние изменения формы диаграммы в связи с учетом различных факторов (длительность нагружения, градиент деформаций и др.) на конечные результаты расчета.

Следует отметить, что изменения, внесенные в методику [1,2], незначительно повлияли на конечные результаты расчета. Однако рассмотрение одного усредненного сечения упрощает расчет, позволяет более обоснованно использовать гипотезу плоских сечений.

В принятом методе расчета сечение разбивают на полоски — при плоском изгибе или сжатии, или на прямоугольники — при косом изги-

бе или сжатии [2]. В пределах полоски (прямоугольника) напряжение принимают постоянным в соответствии с диаграммой $\sigma - \varepsilon$ по деформации в центре тяжести этой геометрической фигуры. Напряжения в арматурных стержнях определяют по полным деформациям $\varepsilon_{sk} = \frac{\sigma_p}{E_s} + \Delta \varepsilon_{sk}$ в центре тяжести этих стержней ($\Delta \varepsilon_{sk}$ — приращение деформаций от внешней нагрузки).

Напряжение в бетоне в центре тяжести прямоугольника (или другой геометрической фигуры) площадью ΔA при косом сжатии, наиболее общем случае расчета по нормальным сечениям (рис. 2),

$$\sigma_{bij} = [\varepsilon_0 + \left(\frac{1}{r}\right) x_i + \left(\frac{1}{r}\right) y_j] E'_{bij} \quad (4)$$

аналогично в центре тяжести арматурного стержня

$$\sigma_{sk} = [\varepsilon_0 + \left(\frac{1}{r}\right) x_k + \left(\frac{1}{r}\right) y_k + \frac{\sigma_p}{E_s}] E'_{sk} \quad (5)$$

где E'_{bij} , E'_{sk} — секущие модули деформаций, определяемые из принятых диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$, $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$ и $\sigma_s - \varepsilon_s$.

Усилия в прямоугольнике равно $\sigma_{bij} \Delta A$, в арматурном стержне $\sigma_{sk} \Delta A_{sk}$. Суммируя эти усилия и их моменты относительно выбранных осей координат, получим зависимость (в том числе в матричной форме) между внешними усилиями N , M_x , M_y и деформациями сечения ε_0 , $(1/r)_x$, $(1/r)_y$.

В ЦНИИпромзданий разработаны программы для построения диаграмм $M - 1/r$ в случае расчета на плоский изгиб и сжатие и $M_x - (1/r)_x$ при различных значениях $(1/r)_y$ для расчета на косой изгиб и сжатие. При заданных с определенным шагом значениях кривизны $1/r$ или $(1/r)_x$, $(1/r)_y$ и продольных сил N методом итераций для каждого расчетного случая определяют деформацию ε_0 , при которой выполняется условие равновесия внешних и внутренних продольных сил, после чего находят деформации и напряжения в центре тяжести геометрических фигур, на которое разбито сечение, моменты M (M_x , M_y).

Полученные зависимости $M - 1/r$ при $N = \text{const}$ в общем случае имеют восходящие и нисходящие участки. Максимальный момент в каждой диаграмме можно рассматривать как предельный момент по прочности. По найденным усредненным деформациям (или их приращениям) $\Delta \varepsilon_{sk}$ для наиболее растянутого ряда арматуры раскрытие нормальных трещин на ее уровне подсчитывают по формуле (144) СНиПа с заменой σ_s/E_s на $\Delta \varepsilon_{sk}$, что также учтено в указанных программах.

При расчете статистики неопределимых конструкций исходят из того, что элементы каркаса разбивают на участки длиной, равной примерно высоте сечения h , в пределах этого участка жесткость принимают постоянной по максимальному моменту на данном участке [1, 4]. Расчет статически неопределимых систем производят с учетом переменных по длине элементов жесткостей (со ступенчатой эпюрой) методом итераций. При расчете рам учитывается также геометрическая нелинейность. Предложенную методику использовали для:

составления алгоритма и программы расчета на ЭВМ многоэтаж-

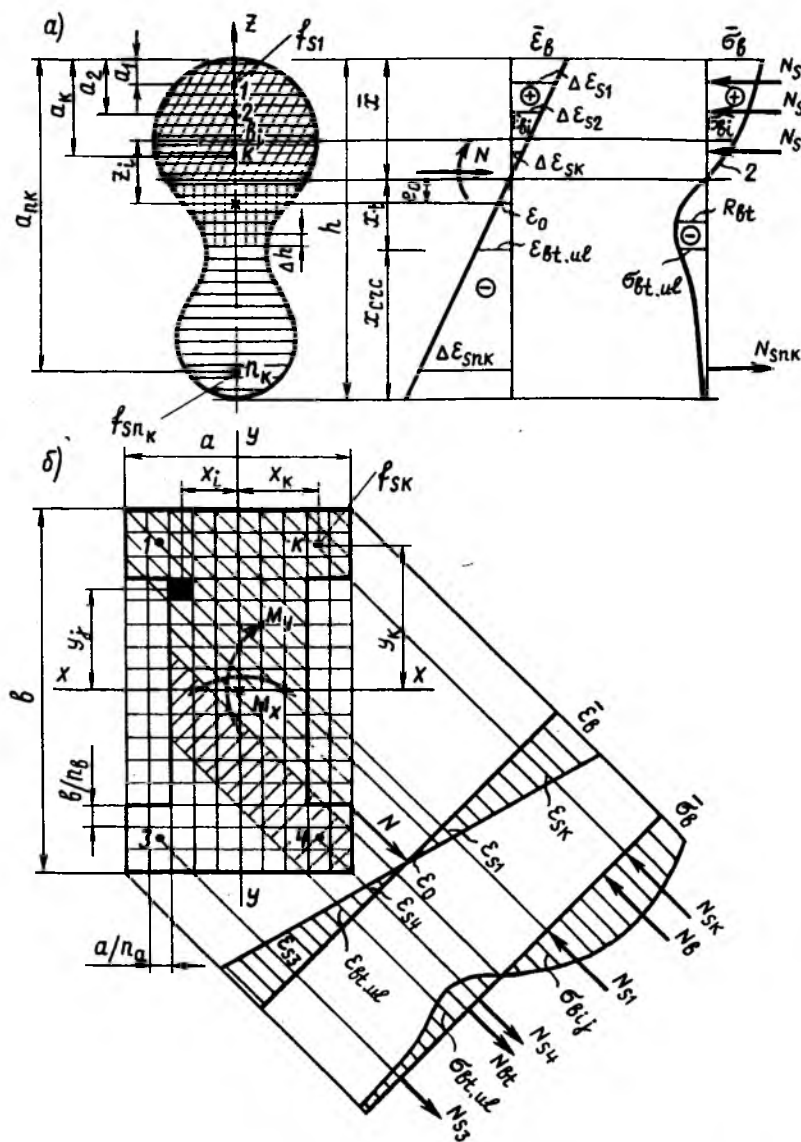


Рис. 2. Схемы расчета железобетонных элементов при произвольной форме сжатой и растянутой зон бетона

а — деление сечения на плоскости; б — то же на прямоугольники; 1, ..., 4, ..., К — номера стержней арматуры

ных рам с учетом физической и геометрической нелинейности и податливости узлов. На основе расчетов рам по сериям 1.020.1-4 и 1.420.1-19 установлены границы перераспределения усилий при проектировании рамных каркасов [4];

увеличения длин температурных блоков на основе учета нелинейной работы колонн в условиях косоуго сжатия. Составлены предложения по определению длин температурных блоков [5];

проектирования сжатых элементов с арматурой класса Ат-IVс (с учетом повышения сопротивления сверх установленного нормами $R_{sc}=400$ МПа). Разработаны рекомендации по проектированию железобетонных конструкций с этой арматурой;

расчета плит перекрытий с каплевидными пустотами, ригелей крестообразной формы и других конструкций со сложной формой поперечного сечения.

Выводы

В развитие предложений [1, 2] составлена методика расчета деформаций, раскрытия трещин и несущей способности железобетонных элементов, основанная на использовании гипотезы плоских сечений (при наличии трещин — для средних деформаций бетона и арматуры на участке между трещинами) и полных диаграмм бетона сжатой и растянутой зоны (с учетом сопротивления бетона над и между трещинами), а также арматуры.

Использование этой методики позволяет рассчитывать железобетонные конструкции промзданий в случаях, когда формулы норм не применимы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.

1. Гуца Ю. П., Лемыш Л. Л. Расчет деформаций конструкций на всех стадиях при кратковременном и длитель-

ном нагружении // Бетон и железобетон. — 1985. — № 11. — С. 13—16.

2. Гуца Ю. П., Лемыш Л. Л., Сухман В. Я. Расчет железобетонных колонн одноэтажных зданий при косом внецентренном сжатии // Совершенствование железобетонных конструкций одноэтажных промышленных зданий промышленных предприятий. — М.: ЦНИИПромзданий, 1987. — С.80—91.
3. Немировский Я. М., Лемыш Л. Л. Исследование напряженного состояния бетона и арматуры на участках с трещинами в центрально-растянутых и изгибаемых элементах // Предельные состояния элементов железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1976. — С.98—112.
4. Лемыш Л. Л., Лагутичева Г. Д. Границы перераспределения усилий при расчете по прочности рамных железобетонных каркасов многоэтажных зданий // Конструкции многоэтажных производственных зданий. — М.: ЦНИИПромзданий, 1988. — С.40—56.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01—84). — М.: ЦИТП, 1986. — С. 192.

УДК 624.872.2

А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); А. В. ФРЕЙФЕЛЬД, инж. (ЦНИИПромзернопроект); А. В. СТАРЧЕВСКИЙ, канд. техн. наук (МИСИ)

Расчет объемных железобетонных коротких консолей

Короткие консоли колонн на действие поперечных сил рассчитывают согласно п.3.34 СНиП 2.03.01—84 исходя из условия обеспечения прочности наклонной сжатой полосы между грузом и опорой. В основу положена каркасно-стержневая модель работы коротких элементов.*

Проведенные ЦНИИПромзернопроект при участии МИСИ исследования позволили распространить принятый в нормах подход и на объемные короткие элементы. Для этого испытывали железобетонные образцы-капители подсиленной колонны в натуральную величину и плоские модели, имитирующие поперечное сечение капители в масштабе 1:2. На плоских моделях изучали влияние высоты опорного сечения и положения грузовых площадок на характер разрушения и несущую способность. Модели из

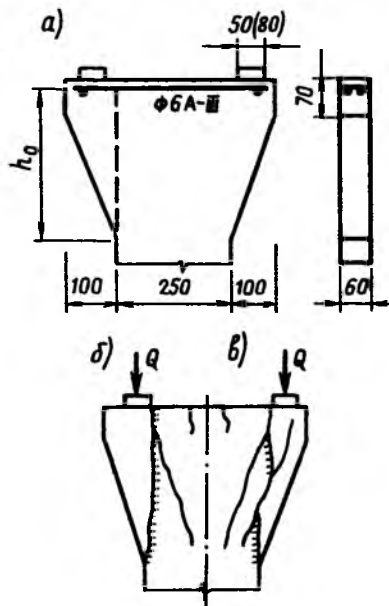


Рис. 1 Схема плоских моделей (а) и характер их разрушения при расположении площадок по грани колонны (б) и в середине вылета консоли (в)

* Залесов А. С., Баранова Т. И. Новый подход к расчету коротких элементов при действии поперечных сил // Бетон и железобетон. — 1979. — № 2. — С. 22—24.

мелкозернистого бетона имели разную высоту опорного сечения ($h_0/l=3,3; 2,25$ и $1,75$). Продольная арматура (рис. 1) обеспечивала прочность консоли по нормальному сечению. Нагрузку прикладывали через жесткие стальные штампы и слой гипсового раствора. Напряженно-деформированное состояние фиксировали тензодатчиками сопротивления, установленными на бетоне и арматуре, а также с помощью фотоупругих покрытий.

В процессе нагружения после появления небольших трещин по середине пролета образовались наклонные трещины у внутренних граней штампов (см. рис. 1). Развиваясь, они отделяют полосы бетона от центральной части образца. Потеря несущей способности консолей со штампами, расположенными по грани ствола (см. рис. 1) происходит с образованием вертикальной поверхности разрушения, пересекающей наклонную полосу бетона. При штампах в середине вылета консолей при нагрузках $0,7...0,8$ разрушающей вдоль на-

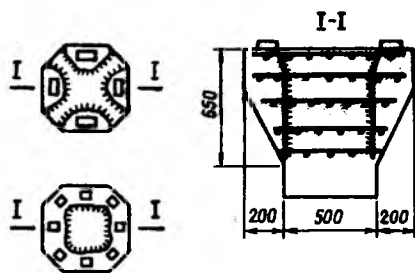


Рис. 2. Схема разрушения объемных железобетонных образцов

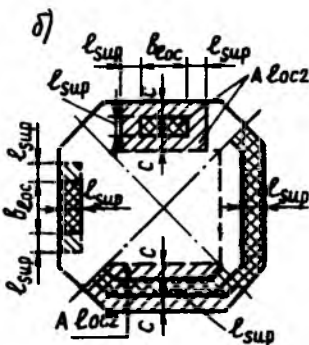
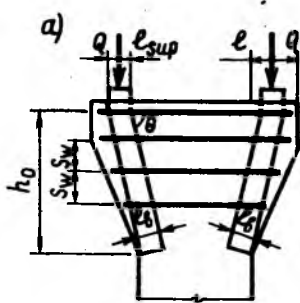
Рис. 3. Схема для расчета коротких консолей (а) и определения коэффициента φ_2 (б)

лонной полосы появляется еще одна трещина. Окончательное разрушение моделей сопровождается образованием вертикальных поверхностей, соединяющих угол штампа и точку перехода консоли в колонну с наклонной трещиной.

Сопоставление опытных предельных нагрузок с рассчитанными по нормам показало их хорошее совпадение для консолей с $h_0/l = 1,75$. Для моделей с $h_0/l = 3,3$ расчетное значение Q , определяемое в этих случаях по нижнему граничному условию $Q = 25R_b b h_0$, оказалось завышенным по сравнению с опытными на 15...35 %.

Схема испытания объемных образцов включала нагружение по четырем и восьми площадкам (рис. 2). Усилия передавали через стальные штампы размерами 100×100 или 200×100 мм. Образцы армировали сварными сетками, имеющими стержни двух взаимно перпендикулярных направлений и один замкнутый контурный стержень. Верхняя сетка из стержней $\varnothing 10$ А-III являлась продольной арматурой. При этом испытывали образцы без поперечной арматуры и с различным ее количеством (по четыре сетки из стержней $\varnothing 8$ А-III или $\varnothing 10$ А-III).

В результате экспериментов выявлен общий характер трещинообразования и разрушения объемных образцов. Первые трещины появились на боковых поверхностях капители под грузовыми площадками. С ростом нагрузки эти трещины распространялись вниз к стволу колонны. Окончательная потеря несущей способности происходила одновременно с образованием по-



верхностей, выходящих на боковые грани капители и отделяющих грузовые площадки, или полностью совпадающих с гранями ствола колонны (см. рис. 2). В последнем случае разрушение подобно разрушению плоской консоли, представляющей поперечное сечение объемного образца.

Расчетную нагрузку для объемных консолей определяли по СНиП 2.03.01—84 при ширине b , равной суммарной длине штампов в направлении, перпендикулярном вылету консоли. Эта нагрузка оказалась значительно ниже опытной, что очевидно связано с учетом объемного характера элемента и условий приложения нагрузки.

Сопоставление напряженно-деформированного состояния объемных и плоских консолей с характером их разрушения свидетельствует о том, что в предельном состоянии усилия от нагрузок передаются через наклонные сжатые столбы, прочность которых характеризует несущую способность консоли. Такая схема работы соответствует каркасно-стержневой модели расчета элементов и делает обоснованным ее использование для плоских и объемных коротких консолей.

В связи с этим короткие консоли колонн ($l \leq 0,9h_0$, рис. 3) предложено рассчитывать по формуле, аналогичной зависимости (85) норм

$$Q \leq 0,8\varphi_1\varphi_2\varphi_{w2}R_b l_b b_{loc} \sin \theta,$$

где θ — угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали; b_{loc} — длина площадки передачи нагрузки в направлении, перпендикулярном вылету консоли; l_b — ширина наклонных сжатых полос:

$l_b = l_{sup} \sin \theta$; l_{sup} — длина площадки передачи нагрузки в направлении вдоль вылета консоли; φ_1 — коэффициент, отражающий влияние соотношения сторон условной расчетной бетонной полосы (или h_0/l_{sup}) на прочность консоли:

$\varphi_1 = 1$ при $\lg \theta \leq 2,5$; $\varphi_1 = 1 + 0,15 (\lg \theta - 2,5) \leq 1,6$ при $\lg \theta > 2,5$;

φ_2 — коэффициент, учитывающий увеличение несущей способности объемных коротких консолей, вызванное влиянием бетона, окружающего штамп (эффект обоймы), зависящий от положения и размеров грузовых площадок:

$$\varphi_2 = \sqrt{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}} \leq 2,5: \text{ для плоских}$$

консолей $\varphi_2 = 1$; A_{loc1} — фактическая площадь приложения нагрузки; A_{loc2} — расчетная площадь (см. рис. 3); φ_{w2} — коэффициент, учитывающий влияние арматуры, распределенной по высоте консоли, как показали опыты, согласуется с рекомендациями норм: $\varphi_{w2} =$

$$= 1 + 5\alpha\mu_{w1}; \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b_{sw}};$$

A_{sw} — площадь сечения поперечной арматуры, расположенной в одном уровне по высоте сечения; s_w — расстояние между стержнями поперечной арматуры по высоте сечения, измеренное перпендикулярно к ним. При этом учитывали арматуру горизонтальную и наклонную под углом $< 45^\circ$ к горизонтали.

Расчет коротких консолей по СНиПу предусматривает ограничение поперечной силы. При этом нижнюю границу находят по формуле (84), которая для коротких элементов принимает постоянное значение, равное $2,5 R_b b h_0$. В результате исследований установлено, что это значение является завышенным для консолей с большими значениями h_0/l . Поэтому при расчете по предлагаемой методике нижнюю границу поперечной силы, определяемой по формуле (1), рекомендуется принять равной $1,5 R_b b_{loc} h_0$. Верхняя граница, как и в СНиПе, составляет $3,5 R_b b_{loc} h_0$, что согласуется с опытными данными для консолей, имеющих избыточное поперечное армирование.

Усадебные дома из монолитного газозолобетона

В нынешних условиях преимущественного строительства в сельской местности домов усадебного типа значение применения отходов производства для приготовления бетонной смеси в монолитном домостроении резко возрастает. Следовательно, особый интерес представляет накопленный рядом организацией опыт.

В их числе — объединение Ростовагропромстрой, которое по разработанной совместной с НИИЖБом Госстроя СССР и Ростовским инженерно-строительным институтом технологии производства газозолобетона построило в ряде хозяйств Ростовской области 25 двухквартирных (по три комнаты в каждой) домов усадебного типа серии 25 суммарной площадью 3,2 тыс. м². Используемые при этом золоунос (ГОСТ 35818—83) и золошлаковые смеси (ГОСТ 25592—73), являющиеся отходами Новочеркасской ТЭЦ, позволили сэкономить до 30 кг цемента на каждом кубометре бетонной смеси.

В качестве компонентов (в расчете на 1 м³) газозолобетона средней плотности (800 кг/м³) с пределом прочности при сжатии не менее 3,5 МПа применяли 390...450 кг золы-уноса, 270...330 кг портландцемента с минеральными добавками или шлакопортландцемент марки 400 (ГОСТ 10178—76) 4 кг извести (ГОСТ 9179—77), интенсифицирующий процесс газовыделения. Газообразователем служила алюминиевая пудра ПАП-1 с добавкой синтетического мощного средства типа «Кристалл». Смесь пудры с ПАВ готовили заранее в виде суспензии во взрывобезопасных условиях.

На объектах Ростовагропромстроя газобетонную смесь готовят в автобетоносмесителе. Сначала в него загружают золу-унос, цемент, известь и в течение 3...5 мин все перемешивают. Затем при работающем барабане смесителя в него заливают воду с температурой 50...60 °С и смесь перемешивают еще в течение 2 мин. После этого к компонентам добавляют необходимое количество алюминиевой суспензии и продолжают их перемешивать в течение 5 мин.

Время после введения в смесь

алюминиевой суспензии до укладки ее в опалубку не должно превышать 40 мин. Для стабилизации проектной структуры бетонной смеси в нее рекомендуется вводить жидкое стекло ПЛ-1,4.

При возведении стен домов на стройках Ростовагропромстроя используют опалубку, разработанную проектно-технологическим управлением Оргтехстрой Самарского агропромстроя. При подготовке к формированию стен ее смазывают и устраняют возможность течей. Бетонную смесь подают в опалубку растворомасосом или бадьями, парно устанавливаемыми под выдаваемую смесь.

Продолжительность выдачи ячеистой смеси в приемный бункер растворомасоса (в бадью) и перекачки (выгрузки) в опалубку не должна превышать 20 мин, а выдержка в опалубке составляет 3 сут.

Как показал опыт строительства и эксплуатации домов усадебного типа из монолитного газозолобетона естественного твердения, наилучшее их качество достигается при тщательном подборе количества компонентов бетонной смеси в

зависимости от характера золошлаковых отходов и строгом соблюдении технологии приготовления смеси и выполнения строительномонтажных работ.

Возведение домов из монолитного газозолобетона сократило единовременные затраты на создание производственной базы на 30...40 %, расход стали на 7...12 % и энергетические затраты на 30 % по сравнению с кирпичными стенами.

Экономический эффект в расчете на построенное Ростовагропромстроем количество жилья из монолитного газозолобетона составил 45 тыс. р.

Специалистами Ростовагропромстроя разработаны передвижная установка для приготовления газозолобетонной смеси, проект одноквартирного трехкомнатного усадебного дома 135-й серии и чертежи опалубки для его возведения.

За более подробными сведениями, консультациями или технической документацией обращаться по адресу: 344010, Ростов-на-Дону, ул. Варфоломеева, 259, Ростовагропромстрой. Тел. 32-36-34.

Г. Н. НУРМИЕВ, инж.

Вниманию организаций и специалистов!

ЭКСПРЕСС-АНАЛИЗ СВОЙСТВ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ, ИСПОЛЬЗУЕМОЙ В МОНТАЖНЫХ ПЕТЛЯХ И АРМАТУРНЫХ ИЗДЕЛИЯХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ВКЛЮЧАЯ:

временное сопротивление разрыву, предел текучести, относительное удлинение, склонность к хрупким разрушениям (монтажных петель), химический анализ и металлографическую оценку качества стали с выдачей соответствующего сертификата выполняет по разовым заказам или по долгосрочным договорам (сервисное обслуживание) НИИЖБ Госстроя СССР.

Обращаться: 109428, Москва, 2-я Институтская, 6.
Тел. 174-81-02, 174-85-93

О кластерах в технологии бетонов

Убытки и потери, вызванные неверными научными предпосылками, с одной стороны, и дефицитом технологического оборудования, с другой, имели место практически на всех этапах развития отечественной стройиндустрии. Наиболее яркими примерами такого положения могут служить аварийные ситуации, возникавшие при применении в бетоне, используемом в жилищном и транспортном строительстве, некоторых химических добавок, например хлористых солей, а также попытки «активизации» товарного цемента за счет его домола с помощью вибромельниц.

Учитывая постоянную нехватку высокопроизводительного промышленного оборудования для получения качественных строительных материалов, время от времени появляются быстро создаваемые и слабо аргументированные теории и предположения, реализация которых, по мнению их авторов, позволяет достигнуть без особых затрат и в кратчайший срок значительного экономического результата. Подобного рода теоретические положения включаются в монографии и учебные пособия, утверждаемые учеными советами ведомственных организаций, и по ним студенты изучают курс строительных материалов. Все это наносит вред делу подготовки инженеров и аспирантов, а зачастую и дезориентирует руководящие строительные кадры.

Анализ слабости подобного рода теоретических взглядов регулярно излагался нами в течение последних лет в журнале «Бетон и железобетон». Остановимся на последнем примере. В настоящее время проф. В. И. Соломатов совместно с учениками и коллегами широко пропагандирует роль «больших кластеров» в создании новой рациональной технологии цементных бетонов. [1, 2]. Сейчас многие исследователи пытаются использовать предложенную им «теорию кластеров» в строительном материаловедении.

Понятие о кластерах заимствовано из фундаментальных исследований, основным автором и пропагандистом которых у нас является Ю. И. Петров [3]. Из его работ следует, что химическая физика изучает

высокодисперсные системы с размерами частиц $\angle 100\text{Å}$, в которых (в смысле новообразований) можно ожидать получение кластеров. Под кластером подразумевается группа частиц с указанным размером, разделенная прослойкой связующего. Наличие кластеров в классической форме можно установить с помощью современного электронного микроскопа. В принципе химическая физика обосновывает образование кластеров на атомно-молекулярном уровне. Обычно агрегации, содержащие от двух до нескольких сотен атомов, называются кластерами, а более крупные скопления — частицами, и они уже не могут быть отнесены к таковым. Свойства кластеров как наибольшей агрегации атомов, сохраняющей свою индивидуальность в массивном теле, изучают методами квантовой химии и молекулярной динамики. При этом кластер рассматривается как большая молекула. В зависимости от соотношения отдельных веществ в теле при соответствующих условиях в нем могут образоваться малые кластеры. Например, металлические кластеры возникают внутри ионных кристаллов под действием рентгеновского излучения и увеличиваются в размерах при повышении температуры.

Возникает вопрос, могут ли представления о кластерах с позиций химической физики быть перенесены на цементные бетоны, цементно-песчаные растворы, цементные пасты? Как известно, технология бетона имеет дело с грубодисперсными системами, сложенными частицами в несколько микрон или десятков микрон. В этих системах образование кластеров в трактовке [3] затруднено и даже невозможно. Это подтверждается тем, что при перемешивании бетонной смеси крупные скопления частиц вяжущего разрушаются. Сказанное позволяет утверждать, что перенос теоретических положений химической физики в отношении кластерообразования на цементные пасты, растворы и бетоны не является правомерным.

Методика установления наличия больших кластеров (3...10 мм), основанная на изучении реологиче-

ских свойств цементной пасты по напряжению сдвига на приборе Реотест [2], на наш взгляд, является необъективной. Если, по утверждению авторов [2], кластеры характеризуются столь крупными размерами, то их можно было бы изучать методами оптической микроскопии.

В упомянутой работе очень много говорится о самоорганизации в твердеющих цементных системах, о самопроизвольных колебательных процессах изменения электросопротивления цементной пасты, о модельных представлениях и о математической модели автоколебательно-го процесса в твердеющей цементной системе. Однако все эти рассуждения никак не связаны с химико-физическими представлениями о кластерах как о структурных образованиях. Для моделирования процессов гидратации цемента составлена система уравнений, основанная на формализации структурных составляющих цементной пасты (камня). В результате исследований устойчивости системы определены условия, при которых возможны возникновение и затухание колебаний, фиксируемых по изменению электросопротивления цементной пасты.

Интересно, что при выводе и анализе этих уравнений понятие кластеров не используется.

Выводы

Вопросы получения новообразований, теоретические положения гидратации и твердения цементно-водных систем хорошо разработаны и достаточно подробно изложены в технической литературе. Распространение принятых в химической физике представлений о кластерах на грубодисперсную систему нельзя признать правомерным. Введение термина «кластер» не обогащает технологию бетона каким-либо новым содержанием.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. В. И. Соломатов, В. К. Вывовой. Кластерообразование в высокодисперсных цементных системах. Тем. докл. «Теория, производство и применение искусственных строительных конгломератов в водохозяйственном строительстве», 1985, Ташкент, с. 375...377.
2. В. И. Соломатов, А. Н. Бобрышев, Н. И. Макридин. Явление самоорганизации в твердеющих цементных системах. Методический материал в помощь лектору. Пенза, 1989. 34 с.
3. Ю. И. Петров. Кластеры и малые частицы. — М.: Наука, 1986, 366 с.

В. П. СИЗОВ, канд. техн. наук

Семинар по формам для производства сборного железобетона

В марте с. г. в МДНТП им. Ф. Э. Дзержинского проведен четвертый Всесоюзный семинар по формам для производства сборного железобетона. На семинаре заслушано 47 докладов и сообщений, 34 доклада вошли в сборник объемом 9,4 п.л., розданный участникам семинара.

В работе семинара приняли участие около 400 специалистов со 128 организаций и предприятий с широким географическим представительством. На заключительном этапе проведено пять экскурсий на предприятия сборного железобетона и заводы-изготовители форм.

Как и на предыдущих семинарах, проведенных в 1973, 1980 и 1985 гг., основная задача последнего семинара состояла в оценке состояния дел в стране с проектированием, изготовлением и эксплуатацией форм, в определении путей, по которым надо идти для совершенствования парка форм и общего подъема работы с формами на уровень, соответствующий их роли и значению в производстве сборного железобетона. Столь же важно было ознакомить общественность с новыми конструктивными разработками форм и их элементов, апробированными на производстве после 1985 г., а также с опытом эксплуатации форм рационального типа, внедренными за два последние десятилетия.

Общая оценка состояния дел с формами в стране выявила, что в актив можно записать лишь несколько позиций: разработку форм в новых конструктивных решениях, некоторые из которых не имеют аналогов за рубежом; внедрение системы государственных стандартов по формам, разработанным Гипростроммашем с участием других институтов; разработку НИИЖБом почти двух десятков рекомендательных документов по всем вопросам расчета, конструирования, испытания, усиления и эксплуатации стальных форм, а также отдельные документы, относящиеся к формам из неметаллических материалов. В остальном изменений к лучшему за последние десятилетия не произошло, что особенно становится ясным при анализе парка форм страны.

Парк стальных форм продолжает расти. Это связано с рядом обстоятельств, из которых не последнюю роль играет ориентация производства на использование практически стальных форм (в других странах в стальных формах выпускают не более 60 % всего объема сборного железобетона, а в некоторых и того меньше). Как следствие, в настоящее время парк форм оценивается цифрой, близкой к 2,5 млн. т.

Достаточно отметить, что если на начало 70-х годов металлоемкость парка форм составляла чуть более 10 кг/м³ годового объема производства сборного железобетона, то к середине 80-х годов этот показатель возрос до 16,4 кг/м³, а в настоящее время он еще более увеличился — в среднем по стране до 18...20 кг/м³. Вторая негативная тенденция связана со старением парка форм: формы, подлежащие замене в связи с эксплуатацией более нормативного срока и физическим износом, составляют в самых благоприятных регионах 60 %, а в других эта цифра достигает 90 %. Замена же форм на новые идет крайне медленно из-за ограниченных фондов на сталь и недостаточных мощностей заводов-изготовителей форм. Следует подчеркнуть, что именно состояние парка форм и невозможность в изношенных формах выпускать изделия, соответствующие требованиям стандарта, послужили одной из основных причин отказа от госприемки в строительстве.

На семинаре обсуждению чисто конструкторских вопросов предшествовали доклады по системе автоматизированного проектирования (САПР) форм. С докладами и сообщениями по этой теме выступили специалисты СКБ ППО Моспромстройматериалы, ПКПО Стройиндустрия (Тула), ЦНИИпромзданий и др. Хотя опыт внедрения САПР еще сравнительно невелик, он убедительно свидетельствует о больших перспективах использования этой системы при проектировании форм и о возможности существенного снижения затрат на эту работу.

Основное содержание докладов, прочтенных на семинаре, — формы в новых конструктивных решениях

и опыт их эксплуатации на заводах. Пристальное внимание специалистов привлек доклад А. Е. Васильева (ВПИТрансстрой), в котором дана характеристика разработанной в этом институте цельносварным формам матричного типа. Такие формы, благодаря объединению бортов и поддона в один конструктивный элемент, обладают повышенной жесткостью, минимальным эксцентриситетом приложения силы натяжения арматуры и возможностью выпуска в одной форме изделий разного вида (за счет сменных вкладышей). На семинаре доложена также работа ЦНИИЭП жилища по созданию групповых переналаживаемых форм для выпуска наружных стеновых панелей гибкой системы панельного домостроения (ГСПД).

Возможностей для даже краткой характеристики всех представленных участникам семинара новых по конструкции форм из-за ограниченного объема информации, естественно, нет, поэтому ниже даются обобщенные сведения по отдельным видам форм. К примеру, формы с упругоработающими элементами явились содержанием пяти докладов, представленных специалистами из Москвы, Подмоскovie, Минска и Новосибирска. Формы рассматриваемого типа в силу присущих им конструктивных особенностей являются особо перспективными для широкого внедрения в отечественную практику.

В девяти докладах специалистов из Москвы, Сыктывкара, Железногорска (Курская обл.), Красноярска, Сум, Тулы и п. Нового (Воткинский р-н УдмАССР) обобщен большой и во всем положительный опыт применения трехточечного опирания форм в различных условиях производства начиная с середины 70-х годов. Показательна в этом отношении информация с производств, первыми перешедшими на эту рациональную схему опирания — Очаковского завода ЖБК-2 Главмостроя, Сыктывкарского завода КПД, ПО Сумжелезобетон.

Не меньший интерес представляют доклады о сквозном трехточечном опирании, внедренном на Железногорском заводе ЖБИ-3 в условиях поточно-агрегатного производства, и о вагонетках на трех

колесах, работающих на конвейерах с продольным и поперечным перемещением вагонеток в Москве, Красноярске и Владивостоке.

Опыт, накопленный за более чем 15 лет эксплуатации форм с трехточечным опиранием, убедительно свидетельствует о высокой эффективности этой схемы опирания и о необходимости ее широкого внедрения на заводах с конвейерным, полуконвейерным и поточным-агрегатным производством. Более того, эта схема опирания показана для всего перемещаемого на заводах сборного железобетона оборудования (вывозные, автоклавные и другие тележки разного назначения). Тот факт, что в настоящее время на трехточечное опирание переведено лишь примерно 8 % конвейеров и 4 % ямных камер, свидетельствует о больших неиспользованных возможностях повышения качества железобетонных изделий и улучшения технико-экономических показателей заводов ЖБИ и КПД.

Группа докладов посвящена опыту конструирования и изготовления поддонов с раскосной решеткой. ГОСТ 25878—85 рассматривает такие поддоны как основное конструктивное решение, поскольку оно, по сравнению с решеткой из продольных и поперечных балок, обладает значительными преимуществами (в плане жесткостных параметров, технологичности изготовления и более высокой обрабатываемости). Доклады содержат материалы о новых, более эффективных видах раскосной решетки, обеспечивающих дополнительное снижение массы формы, а также о передовой технологии изготовления поддонов с рубкой швеллеров под углом 30...60°. Представители Селятинского Опытного завода (Московская обл.) и Щекинского Опытномеханического завода (Тульская обл.) рассказали о многолетней практике рубки швеллеров не под прямым углом и изготовления поддонов с раскосной решеткой, которая должна быть распространена на большинство предприятий, изготавливающих формы.

На семинаре затронуты также вопросы, представляющие особый интерес для теории и практики работы с формами: расчет форм при трехточечном опирании, снижение деформаций форм при тепловой обработке бетона, уменьшение расхода энергии при снижении массы форм, использование капроновых втулок в колесах вагонеток вместо подшипников, магнитное крепление съемных деталей и элементов форм, использование нестандартизированных средств для измерения линейных размеров форм и расстояний между упорами для натяжения арматуры и т. п.

Самостоятельное значение имеют доклады по технологии, посвященные снижению сварочных деформаций при изготовлении форм и обеспечению точности их размеров благодаря вибросиловой обработке.

Недостаточное использование на производстве неметаллических форм нашло отражение в ограниченном числе докладов по этой проблеме. Их было всего три: два доклада по железобетонным формам и один доклад, подготовленный ЦНИИЭП жилища, по рельефным матрицам из полиуретана. В двух первых докладах освещен многолетний опыт Латвии по проектированию, изготовлению и применению железобетонных форм с полимерным рабочим слоем и опыт Новосибирского ЭКБ по созданию железобетонных форм с инвентарными стальными бортами, простых в изготовлении и доступных по цене.

Эти доклады, равно как и дополнительная информация, полученная в процессе дискуссии, позволяют прийти к однозначному выводу, что при острейшем в стране дефиците стали, а также древесных и полимерных материалов железобетонные формы в различных конструктивных решениях — основной путь, по которому надо идти, чтобы не попасть в тупик. Ситуация в стране со сталью, ухудшающаяся от года к году, не исключает, что в какой-то момент стали просто не будет для реновации действующего парка форм. На сегодняшний день в качестве альтернативы стали могут рассматриваться только железобетонные формы.

Семинар прошел при высокой активности его участников, для которых была организована экспозиция литературы по формам, изданной в 1963 г., и в фойе вывешены различные информационные материалы. Часть этих материалов, включая подготовленные НИИЖБом проспекты ВДНХ, были розданы участникам семинара.

Со сборником докладов семинара можно ознакомиться в МДНТП, НИИЖБе и во всех республиканских и областных научно-технических библиотеках. Дополнительная информация о семинаре может быть представлена в НИИЖБе (109428, Москва, 2-я Институтская 6, тел. 174-88-81).

Г. С. МИТНИК,
председатель Оргкомитета
семинара,
канд. техн. наук

Библиография

Неудачное издание

Ленинградское отделение Стройиздата выпустило тиражом свыше 30 тыс. экз. книгу В. М. Липовского «Сборный железобетон. Справочник». Как сказано в аннотации, справочник предназначен для инженерно-технических и научных работников. Такое определение круга потребителей справочника предъявляет к нему достаточно высокие требования. Первое же ознакомление с данным трудом показывает, что это вовсе не справочник, а терминологический словарь с алфавитным набором терминов и пояснениями к ним. Однако и в этой форме книга не выдерживает даже снисходительной критики.

Терминологический словарь должен содержать специфический для конкретной отрасли техники набор терминов и давать точные, исчерпывающие пояснения к ним. Термины, содержащиеся в других словарях, или общеизвестные должны помещаться в такого рода издании в минимальном количестве. Этому очевидному условию справочник не отвечает ни в малейшей степени.

Начнем с буквы А. Здесь мы видим пеструю смесь понятий и терминов из физики, химии, минералогии, различных технических наук и отраслей техники во многих случаях без всякой связи со сборным железобетоном и с невразумительными или просто неверными толкованиями их содержания. Например, абляция, авгит, автоколебания, аддитивность, акцепторы, аллотропия, амфотерность, аналитическая химия, аналогия, анод, антистатики, ареометр, ассоциаты и т. д. Здесь напрашивается или предположение автора о полной неграмотности инженера-бетонщика, не говоря уже о научном работнике, которые не знают, что такое автоколебания, аналогия, анод, аналитическая химия, ареометр и другие, или присутствует набор терминов, совершенно не относящихся к сборному железобетону: абляция, аллотропия, антиферромагнетизм и др.

На любую букву алфавита могут быть выделены такие же бесполезные для тематики справочника слова. Вряд ли специалисту по

сборному железобетону понадобится справочник, в котором он найдет значение таких терминов, как барокамера, барий, биметалл, бригада (!), или ватерпас, вата, вентиляция, воздуховод, волны, выработка ... и так до самого конца алфавита.

Странное представление у составителя справочника об инженерах и научных сотрудниках. Наряду с засорением справочника общеизвестными понятиями в нем немало и узкоспециальных терминов, которые вряд ли нужны специалисту по сборному железобетону. Особенно четко это просматривается на терминологию, относящейся к квантовой механике, — в справочнике 9 терминов, начинающихся со слова квант, в том числе и сугубо специальных (квантовый газ, квантовый переход и пр.). Невольно создается впечатление, что автор не является специалистом в области железобетона, а, составляя словарь, просто набирал объем терминов по специальному и общим словарям.

В словаре практически отсутствуют понятия, относящиеся к проектированию сборных железобетонных конструкций и к их испытаниям. Хотя в нем и отсутствует термин «балка», но нет таких широко употребляемых в строительстве терминов, как плита, ригель, панель, колонна; не отражена современная технология железобетона — нет упоминаний о гелиотехнологии, различных способах формирования сборных конструкций и т. п.

Но еще большее недоумение вызывают определения терминов. Уже первый из них разъясняется с ошибками: абиеат натрия применяется как воздухововлекающая добавка (кстати, такой важный термин есть в технической литературе, но отсутствует в справочнике) с целью повышения морозостойкости бетона, а отнюдь не для улучшения подвижности бетонной смеси. Абиеат натрия — это твердое вещество, которое может быть размолено и превращено в порошок или растворено в воде, но которое нельзя получить в виде порошка или жидкости. Подобные неточности в справочнике — в кратких объяснениях терминов — недопустимы. Железнение — общеизвестный для специалистов термин, который нельзя определять как «выравнивание поверхностей бетонных конструкций, придание им прочности и водонепроницаемости», как это сказано в справочнике. Железнение — это втирание в поверхностный слой свежесушеного бетона сухого порошка цемента, увлажняемого и твердеющего за счет воды, содержащейся в бетонной смеси.

Еще примеры. «Кристаллоиды — хорошо диффундирующие вещества, отличающиеся от очень медленно диффундирующих веществ, называемых коллоидами», — здесь все неверно настолько, что даже ошеломляет. В определении дана отсылка к термину коллоиды, в котором о диффузии уже нет речи. В определении неудачного термина электрохимическая коррозия железобетона электродные потенциалы названы электронными, придуман еще один неудачный термин «бетонный электролит», непонятно зачем утверждается, что «твердую структуру бетона можно считать неподвижной по отношению к корродирующей поверхности арматуры...», в чем и так никто не сомневается, и имеется немало других «шедевров».

Далее введен новый термин «стимуляторы в бетоне». Оказывается, — это хлор и серная кислота, находящиеся в бетоне и увеличивающие скорость коррозии арматуры, хотя любому, имеющему представление о химии хотя бы в объеме школьного курса, очевидно, что ни хлор, ни серная кислота в бетоне существовать не могут. К сожалению, число подобных примеров может быть многократно увеличено. Автор сам придумывает термины, включает в словарь общеизвестные слова и термины, никакого отношения к сборному железобетону не имеющие, но в то же время обходит вниманием термины необходимые. Толкование терминов самое фантастическое — от очевидной тавтологии до полной технической неграмотности.

Непонятно, как могла появиться такая книга, дискредитирующая автора, издательство и даже отрасль, к которой она относится, и конечно же рецензента — канд. техн. наук Г. В. Замятина. Специалисты самой различной квалификации найдут в этом труде много поучительного в отношении того, как не надо делать серьезные книги и к чему приводит легковесное отношение к одному из наиболее трудных и ответственных видов технической литературы — справочникам, при составлении которых необходимо привлечение специалистов соответствующего профиля и высококвалифицированное научное редактирование.

Издательству, по-видимому, следовало бы принести извинения читателям за выпуск столь недоброкачественного издания, да еще таким большим тиражом.

Ф. М. ИВАНОВ,
А. М. ПОДВАЛЬНЫЙ,
доктора техн. наук

Зарубежный опыт

УДК 625.84

Укатываемый бетон

Под укатываемым бетоном подразумевается жесткий бетон, который после укладки уплотняют дорожными катками.

В США такой бетон используется на протяжении уже нескольких лет в покрытиях дорог с большой транспортной нагрузкой, стоянок машин в промышленных районах, портах. Смесь, используемая при создании покрытий дорог, отличается от других типов укатываемого бетона, применяемых, например при сооружении плотин, повышенным содержанием вяжущего. Различия существуют и в заполнителях (например, уменьшенный максимальный размер зерен).

Технология устройства покрытий из укатываемого цементобетона относительно нова. Покрытия такого типа гораздо прочнее и долговечнее асфальтобетонных. Кроме того, на устройство покрытий из укатываемого цементобетона затрачивается значительно меньше времени, чем на подобные работы с применением обычного цементобетона. Содержание цемента в бетонных смесях, предназначенных для укладки в покрытия, больше, чем для использования укатываемого цементобетона при строительстве плотин.

В настоящее время укатываемый цементобетон используют в мировой практике для различных целей. В Швеции, например, его применяют для устройства покрытий на автомобильных дорогах с большой интенсивностью движения. Наиболее часто такие покрытия устраивают на автомобильных стоянках и на территории промышленных предприятий. В соответствии со шведскими стандартами минимальная прочность при сжатии такого бетона составляет 40,8 МПа. Кроме того, он должен обладать достаточным сопротивлением процессу замораживания — оттаивания, а также истиранию. По данным шведских специалистов, укатываемый цементобетон содержит больше цемента, чем дорожное основание из обработанного цементом грунта, и меньше воды, чем традиционно применяемые бетоны.

В Австралии покрытия значи-

тельной части автомобильных дорог провинции Квинсленд имеют слой из укатываемого цементобетона. При восстановительных работах последний используют для устройства слоев износа на уже существующих покрытиях дорог.

Состав цементобетонной смеси для укладки в покрытие с последующим уплотнением катками постоянно совершенствуется по мере накопления опыта. Количество вяжущего в смеси обычно достигает 350 кг/м^3 , причем в США, как правило, от 34,5 до 92 кг составляет зола-уноса. Шведские специалисты не рекомендуют включать ее в бетонную смесь. Водоцементное отношение такой цементобетонной смеси варьируется от 0,3 до 0,4. Исследования показали, что смеси с малым водосодержанием обеспечивают лучшую структуру поверхности готовых покрытий. Качество укатываемого цементобетона в значительной степени зависит от количества и качества заполнителя в смеси. Для обеспечения хорошей структуры поверхности покрытия максимальный размер зерен заполнителя составляет 1,9...1,6 см, а каменная крошка должна проходить через сито № 200 и составлять 5...10 %.

Толщина слоя из укатываемого цементобетона гораздо меньше, чем обычного асфальтобетонного покрытия. Например, на взлетно-посадочной полосе аэродрома в г. Портленде (США) проектом предусмотрена следующая конструкция покрытия: асфальтобетон — 12,7 см; битумосодержащий нижний слой покрытия — 20,32 см; основание из каменного материала — 10,16 см; подстилающий слой — 48,26 см. Изменением проекта при устройстве покрытия вместо асфальтобетона предусмотрено использовать укатываемый цементобетон, в результате чего существенно уменьшена толщина дорожной одежды взлетной полосы.

Несмотря на то, что прочность укатываемого цементобетонного покрытия нарастает медленнее, чем у традиционного, конечная его прочность значительно выше. Через 28 сут прочность при сжатии укатываемого цементобетона достигает 42,2 МПа, а его прочность на изгиб может достичь 5,6 МПа и более. Прочность покрытий из ука-

тываемого цементобетона в значительной мере зависит от качества его уплотнения. По данным шведских специалистов, при уплотнении жесткой бетонной смеси до 96 % прочность готового покрытия в два раза превышает прочность покрытия при уплотнении до 86 %.

Смесь для укатываемого цементобетонного покрытия приготавливали в смесительной установке фирмы «Аран» (Австралия), а также использовали укладчики и катки других фирм. Эти смесительные установки мобильны, их максимальная производительность $270 \text{ м}^3/\text{ч}$. Время доставки смеси с завода не должно превышать 15 мин, а в течение 2 ч ее необходимо уложить в покрытие и уплотнить. Укладку такой смеси производят грейдером, а также укладчиками различных фирм ФРГ и США. Это оборудование обеспечивает высокую плотность покрытия (до 90 %).

Если толщина укатываемого цементобетонного покрытия превышает 25,4 см, то его устраивают в два слоя. Перед укладкой второго слоя степень уплотнения первого должна достигать 95 %. Промежуток времени между укладкой первого и второго слоев для их лучшего сцепления не должен превышать 60 мин. После укладки смеси уплотнение производят 10-тонным двухвальцовым виброкатком за несколько проходов, а затем, для достижения большей плотности, — двухвальцовым 20-тонным пневмокатком. Завершают уплотнение легким 5-тонным двухвальцовым катком.

В последние годы в Норвегии было уложено свыше 80 тыс. м^2 покрытий из укатываемого бетона в промышленных зонах, на городских дорогах, на дорогах первой категории. Они имели размеры, как и обыкновенные покрытия проезжей части из порландцементобетона, и укладывались укладчиками. Типичная для Норвегии смесь укатываемого бетона содержит на 1 м^3 : 300 кг цемента, 20 кг микро-силика, 845 кг щебня фракции 8...22 мм, 364 кг щебня фракции 4...8 мм, 810 кг природного песка фракции 0...4 мм, 109 л воды и 2,5 л пластифицирующих добавок.

Укатываемый бетон должен быть очень жестким, чтобы его можно

было укладывать укладчиком и затем уплотнять катком. Количество воды составляет обычно 5...7 % массы в сухом состоянии, т. е. количество воды, равное или немного выше оптимального.

Изготовление укатываемого бетона осуществляется в смесителях периодического действия или в непрерывных смесителях двойного принудительного действия. Производительность смесительной установки должна составлять 200...300 т/ч. Необходимо обеспечить поставки укатываемого бетона однородного как по составу, так и по степени перемешивания. Продолжительность перемешивания должна находиться в пределах 25...40 с. Смесительная установка должна располагаться как можно ближе к строительному объекту с целью сокращения пути транспортирования бетонной смеси. От смесительной установки до строительной площадки бетонную смесь можно подавать обычными самосвалами или седельными автопоездами вместимостью 10...12 м^3 . При загрузке машин следует обращать внимание на то, что при перемещении бетона от смесительной установки не происходит расслоения смеси.

Жесткий укатываемый бетон более чувствителен, чем обычный пластичный бетон, к потере воды вследствие испарения. В жестком бетоне цемент схватывается быстрее. Поэтому на открытых машинах смесь должна укрываться брезентом. Количество необходимых машин зависит от производительности смесительной установки и удаления ее от объекта. В любом случае необходимо обеспечивать ритмичную укладку бетона.

Уход за бетонной поверхностью начинается после появления на ней первых признаков высыхания. Как правило, бетон должен содержаться во влажном состоянии посредством разбрызгивания воды в течение первых 7 сут. Для предотвращения появления трещин следует предусмотреть устройство ложных температурных швов и швов коробления. Опыты показали, что при нарезании поперечных швов на расстоянии от 20 до 30 м возникновение трещин полностью устраняется.

Е. Г. МАРГАЙЛИК, инж.

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.023:699.841

Испытания сводчатого сельскохозяйственного здания на динамические нагрузки / Ю. И. Немчинов, В. Д. Галич, Н. Г. Марьенков // Бетон и железобетон.— 1991.— № 7.— С. 2—3

Представлены результаты исследований фрагмента сводчатого здания из армоцементных панелей-оболочек при динамических воздействиях типа сейсмических интенсивностью 8 баллов. Определены опытная частота собственных колебаний зданий по первой форме, логарифмический декремент колебаний и спектр ускорений при вынужденных колебаниях здания. Рекомендовано строительство сводчатых зданий в районах с сейсмичностью 7, 8 баллов.— Ил. 2.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 66.025:624.916

Шатровые панели перекрытий крупнопанельных жилых домов с уменьшенным армированием / Г. С. Алиев, М. М. Арсланбеков, Г. К. Хайдуков, Б. С. Соколов // Бетон и железобетон.— 1991.— № 7.— С. 5—7

Проведены экспериментально-теоретические исследования конструкции шатровой панели жилого дома сер. 160 с уменьшенным армированием. Выявлена возможность значительного снижения расхода металла (до 40 %) в шатровой панели благодаря уточнению расчета и применению более эффективных арматурных сталей.— Ил. 2, табл. 2.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 666.973:72.025.1

Особенности разрушения легких бетонов класса В15 на смешанном мелком заполнителе / Ю. В. Зайцев, К. Л. Ковлер, И. А. Иванов и др. // Бетон и железобетон.— 1991.— № 7.— С. 9—10

Проанализированы процесс разрушения и физико-механические свойства (прочность, деформативность и трещиностойкость) легких бетонов в зависимости от содержания демпфирующих компонентов. Комплексное использование методов механики разрушения и акустической эмиссии позволило получить новые данные о работе керамзитобетона класса В15 с модифицированной растворной матрицей.— Ил. 1, табл. 2.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.012.44:539.4

Прокопович И. Е., Кобринец В. М., Твардовский И. А. Выбор коэффициентов условий работы тяжелого сжатого бетона γ_{b26} при учете всех нагрузок // Бетон и железобетон.— 1991.— № 7.— С. 11—12

Рассмотрен вопрос о назначении коэффициентов условий работы γ_{b26} для сочетания «б» табл. 16 СНиП 2.03.01—84, включающего длительные и кратковременные нагрузки и воздействия.— Ил. 3.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.022.413

Рогоулин В. В., Цымбалко А. Г., Симонова И. Н. Трехслойные стеновые панели с комбинированным армированием // Бетон и железобетон.— 1991.— № 7.— С. 14

Приведены результаты испытаний трехслойных стеновых панелей с комбинированным армированием на технологические нагрузки. Показана возможность применения стекловолокнистых материалов в качестве неметаллического армирования.

УДК 691.327:66.04

Особенности тепловлажностной обработки изделий в гидроаэроциркуляционных камерах / А. В. Андрейченко, Б. Т. Васильев, Э. О. Шахпендерян и др. // Бетон и железобетон.— 1991.— № 7.— С. 17—18

Описаны конструкция и принцип действия гидроаэроциркуляционных камер периодического действия для ТВО бетона, рассмотрены тепломассообменные процессы, происходящие в паровоздушной среде и бетона при обработке в традиционных пропарочных и гидроаэроциркуляционных камерах и приведена структура их теплового баланса. Удельный расход тепловой энергии в гидроаэроциркуляционных камерах не превышает 360 МДж/м³. Камеры разработаны КТБ Стройиндустрия и внедрены на заводах стройиндустрии в Махачкале, Новозыбкове, Бирске.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.012.4.524.92

Клевцов В. А., Коревицкая М. Г., Матвеев Ю. К. Применение неразрушающих методов испытаний при обследовании монолитных конструкций // Бетон и железобетон.— 1991.— № 7.— С. 19—20.

Показана возможность использования метода пластической деформации для контроля прочности монолитных конструкций. Приведены данные, позволяющие учесть различие прочности поверхностного и глубинного слоев.— Ил. 1, табл. 2.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.012.45

Лемыш Л. Л. Расчет железобетонных конструкций с использованием полных диаграмм бетона и арматуры // Бетон и железобетон.— 1991.— № 7.— С. 21—23

Изложен способ расчета прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных конструкций при плоском и косом изгибе и сжатии. Его особенностью является рассмотрение усредненного по деформациям сечения на участке между трещинами и принятие диаграмм бетона и арматуры применительно к этому сечению. Получены решения задач, для которых отсутствуют рекомендации в нормах и пособиях.— Ил. 2.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.072.2

Залесов А. С., Фрейфельд А. В., Старчевский А. В. Расчет объемных железобетонных коротких консолей // Бетон и железобетон.— 1991.— № 7.— С. 23—24

На основе результатов исследования характера разрушения и прочности плоских и объемных коротких консолей предложена зависимость для их расчета на действие поперечных сил, учитывающая высоту опорного сечения и положение грузовых площадок.— Ил. 3.— Библиогр.: 1 назв.

CONTENTS

Nemtchinov Yu. I., Galitch V. D., Marjenkov N. G., Yuldashev A. M., Kambarov D. S. Tests of vaulted agricultural building on dynamic loads
Grishetchkin A. I. Experience of application of 19-wire cables in prestressed structures
Alijev G. S., Arslanbekov M. M., Khaïdoukov G. K., Sokolov B. S. Panels-tents of overlappings of large-panel apartment buildings with reduced reinforcement
Ishtchenko A. A., Baranovitch S. S. On problem of safety of precast building structures quality during transportation by special motor transport
Zaitsev Yu. V., Kovler K. L., Ivanov I. A., Makridin N. I., Klotchkov A. P. Peculiarities of destruction of lightweight concretes of classe V15 on mihed fine aggregate
Prokopovitch I. E., Kobrinets V. M., Tvardovskij I. A. Choice of coefficients of conditions for service of heavy concrete γ_{b2} considering all loadings
Ezhov V. B., Kurshpel V. Kh. Prestressed panels from cellular concrete for housing construction
Rogulin V. B., Tsybalenko A. G., Simonova I. N. Three-layer wall panels with combined reinforcement
Kagner A. Z., Lorman A. T. Vibrating screen
Andrejtschenko A. V., Vasiljev B. T., Shakhpendarjan E. O., Zasedatelev I. B., Shiphrin S. A. Peculiarities of thermal-humid treatment of articles in chamber with hydro-aero-circulation
Klevtsov V. A., Korevitskaja M. G., Matveev Yu. K. Application of non-destructive methods of tests during inspection of monolithic structures
Lemysh L. L. Calculation of reinforced concrete structures with the use of full diagrams of concrete and reinforcement
Zalesov A. S., Phrejnfeld A. V., Startchevskij A. V. Calculation of volumetrical reinforced concrete short consoles
Nurmiev G. N. Farmstead houses from monolithic gas-ashes-concrete
Sizov V. P. On the units in concrete technology
Mitnik G. S. Seminar on moulds used for production of precast reinforced concrete

CONTENU

Nemtchinov Yu. I., Galitch V. D., Marjenkov N. G., Yuldashev A. M., Kambarov D. S. Les essais du bâtiment voûté agricole sur les charges dynamiques
Grichetchkine A. I. L'expérience de l'application des câbles en 19 fils dans les structures précontraintes
Alijev G. S., Arslanbekov M. M., Khaïdoukov G. K., Sokolov B. S. Les panneaux en pavillon des recouvrement des bâtiments d'habitation en gros panneaux avec le renforcement réduit
Ishtchenko A. A., Baranovitch S. S. Sur le problème de maintien de qualité des structures préfabriquées des constructions pendant le transport par des automobiles spéciales
Zaitsev Yu. V., Kovler K. L., Ivanov I. A., Makridine N. I., Klotchkov A. P. Les particularités de la destruction des bétons légers de classe V15 sur l'agrégat fin mélangé
Prokopovitch I. E., Kobrinets V. M., Tvardovskij I. A. Le choix de coefficients des conditions de service du béton lourd γ_{b2} compte tenu de tous les chargements
Ezhov V. B., Kourshpel V. Kh. Les panneaux précontraints en béton cellulaire pour la construction des bâtiments d'habitation
Rogouline V. B., Tsybalenko A. G., Simonova I. N. Les panneaux de murs en trois couches avec le renforcement combiné
Kagner A. Z., Lorman A. T. Le tamis vibratoire
Andrejtschenko A. V., Vassiljev B. T., Chakhpendarjan E. O., Zasedatelev I. B., Shiphrine S. A. Les particularités de traitement par le chauffage dans le vapeur des produits dans les chambres hydrauliques avec la circulation de l'air
Klevtsov V. A., Korevitskaja M. G., Matveev Yu. K. L'application des méthodes non-destructives des essais pendant le contrôle des structures monolithes
Lemysh L. L. Le calcul des structures en béton armé avec l'utilisation des diagrammes complets du béton et des armatures
Zalassov A. S., Phrejnfeld A. V., Startchevsky A. V. Le calcul des consoles courtes volumétriques en béton armé
Nourmiev G. N. Les maisons individuelles en gaz-cendres-béton coulé
Sizov V. P., Sur les unités dans la technologie du béton
Mitnik G. S. Le séminaire sur les moules pour la production du béton armé préfabriqué

INHALTSVERZEICHNIS

Nemtschinow Ju. I., Galitsch W. D., Marjenkow N. G., Kambarow D. S. Prüfungen des gemöblten Landwirtschaftsgebäudes auf dynamische Belastungen
Grishetschkin A. I. Anwendungserfahrung von 19-Drahtseilen in vorgespannten Konstruktionen
Alijev G. S., Arslanbekow M. M., Chaidukow G. K., Sokolow B. S. Behelfsmässige Überdeckungsplatten aus Zeltbahnen für Grossplattenwohnhäuser mit verkleinertem Bewehren
Ishtchenko A. A., Baranowitsch S. S. Problem über Qualitätshaltung von vorgefertigten Baukonstruktionen bei Transportierung mit Sonderkraftfahrzeugtransport
Zaitsev Ju. W., Kowler K. L., Iwanow I. A., Makridin N. I., Klotchkow A. P. Bruchbesonderheiten für Leichtbetone von B15-Klassen mit gemischtem feinkörnigem Zuschlagstoff
Prokopowitsch I. E., Kobrinez W. M., Twardowskij I. A. Auswahl von Anpassungsfaktoren für Schwerbeton unter Berücksichtigung von allen Belastungen
Jeshow W. B., Kurspely W. Ch. Vorgespannte Platten aus Zellenbeton für Wohnungsbau
Rogulin W. B., Zymbalenko A. G., Simonowa I. N. Dreischichtige Wandplatten mit kombiniertem Bewehren
Kagner A. S., Lorman A. T. Vibrationsieb
Andrejtschenko A. W., Wassiljew B. T., Schachpendarjan E. O., Sasedatelev I. B., Schiffrin S. A. Besonderheiten der Warmfeuchtbehandlung für Erzeugnisse in Hydroaerozirkulationskammern
Klewzow W. A., Korewizkaja M. G., Matwejew Ju. K. Anwendung von bruchlosen Prüfmethode bei Überprüfung der monolithischen Konstruktionen
Lemysch L. L., Berechnung für Stahlbetonkonstruktionen unter Verwendung von Volldiagrammen für Beton und Bewehrung
Zalassow A. S., Freifeld A. W., Startschewskij A. W. Berechnung von räumlichen kurzen Stahlbetonkonsolen
Nurmijew G. N. Landhäuser aus monolithischem Aschengasbeton
Sizow W. P. Annotationsverzeichnis für Betontechnologie
Mitnick G. S. Seminar zu Formen für Produktion des vorgefertigten Stahlbetons.

Редакционная коллегия: В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянук, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицин, Р. Л. Мамлян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых, В. М. Силин, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор Е. Л. Сангурова

Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 07.05.91. Подписано в печать 19.06.91. Формат 60×88 1/8. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92. Уч.-изд. л. 5, 3. Тираж 10 185 экз. Заказ 5742.
Цена для индивидуальных подписчиков 80 к., цена для организаций — 1 р. 40 к.

Адрес редакции:
Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Каляевская, 23а
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Министерства информации и печати СССР.
142300, г. Чехов, Московской обл.
Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика» Министерства информации и печати СССР.
142100, г. Подольск, ул. Кирова, 25

**НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ, ПРОЕКТНО-КОНСТРУКТОРСКИЙ
И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
(НИИЖБ) ГОССТРОЯ СССР**

ОБЪЯВЛЯЕТ

**прием в аспирантуру на 1991 год
(с отрывом и без отрыва от производства)**

по специальностям:

- **СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И
СООРУЖЕНИЯ**
(бетонные и железобетонные конструкции)
- **СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ**
(бетон, арматура, бетонные и железобетонные
изделия, технология производства)

В аспирантуру с отрывом от производства принимаются лица не старше 35 лет, а без отрыва от производства — не старше 45 лет, имеющие законченное высшее образование и опыт практической работы после окончания вуза не менее двух лет (по избранной специальности).

Поступающие в аспирантуру сдают конкурсные экзамены по специальности, философии и иностранному языку.

Заявления о приеме в аспирантуру подаются на имя директора института с приложением: личного листка по учету кадров, двух фотографий, копии диплома, автобиографии, характеристики с последнего места работы, выписки из трудовой книжки, списка опубликованных научных трудов. Лица, не имеющие опубликованных работ, представляют научный доклад (реферат).

**Прием документов проводится до 10 сентября.
Вступительные экзамены с 1 до 20 октября.**

Высылать документы и обращаться за справками по адресу:
109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6, НИИЖБ, аспирантура.
Тел. 174-80-22.



НПК СВАО предлагает для внедрения на Вашем предприятии современную автоматизированную систему **АРМ БЕТОН.**

АРМ БЕТОН выполняет следующие функции:

- **ПОДБОР** состава тяжелого и легкого бетонов;
- **РАСЧЕТ НОРМ** расхода цемента для тяжелого и легкого бетонов, для сборных изделий и монолитных конструкций по СНиП 5.01.23-83;
- **ОБРАБОТКУ** результатов контроля качества: бетона, заполнителей, цемента;
- **ВНЕДРЕНИЕ** лабораторной документации;
- **ОПЕРАТИВНЫЙ РАСЧЕТ** оптимальной коррекции состава, минимизирующий вариацию прочности бетона.

Уметь программировать для применения АРМ БЕТОН не надо.

Для реализации АРМ БЕТОН необходим персональный компьютер типа IBM PC, оснащенный памятью на жестком диске («винчестер»). Мы готовы оказать Вам содействие в приобретении современных IBM совместимых компьютеров, а также можем разработать программное обеспечение по Вашему заказу.

АРМ БЕТОН обеспечит повышение качества продукции, снижение вариации прочности бетона, экономию цемента, повысит культуру производства.

Заявки на АРМ БЕТОН направляйте по адресу:
121354, г. Москва, а/я 273, НПК СВАО