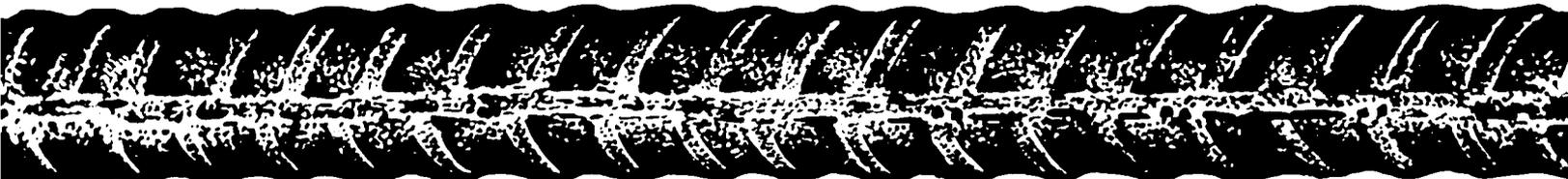
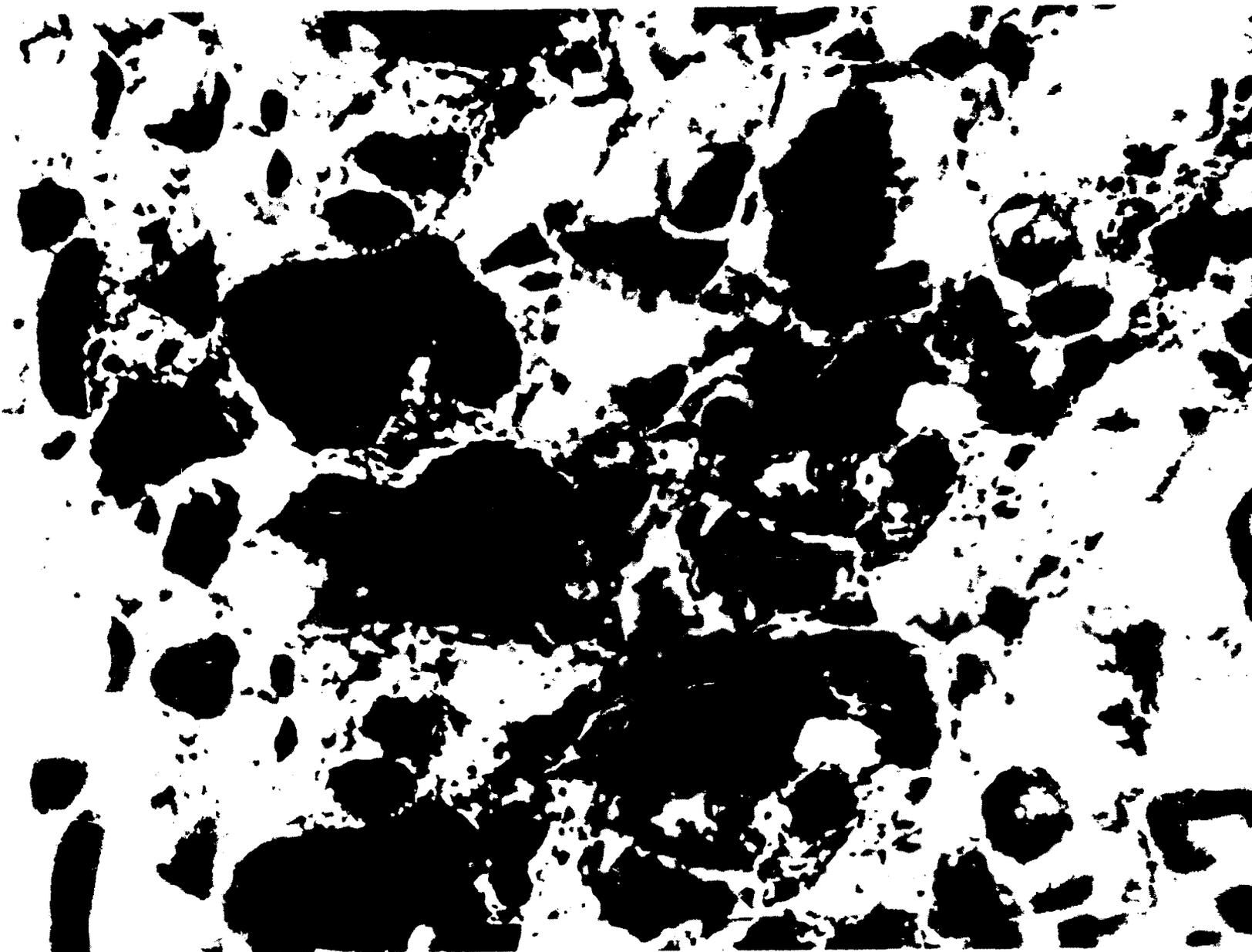


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

11

1989

21



СИСТЕМЫ ИСПЫТАНИЯ МАТЕРИАЛОВ

(механика разрушения, полные диаграммы разрушения, энергия разрушения, коэффициент концентрации напряжений)

Изучение параметров разрушения хрупких материалов, использование теории Гриффитса и других положений механики разрушения для создания новых материалов с заданными свойствами, прогнозирование долговечности конструкций — все это станет возможным, если Вы научитесь записывать полные (т. е. с нисходящей ветвью) диаграммы разрушения образцов из бетона, раствора, цементного камня и т. д.

Волгоградский центр НТТМ «Прогрессор» имеет многолетний опыт создания и эксплуатации установок для записи таких диаграмм.

По Вашему заказу он может предоставить Вам:

- оборудование для равновесного разрушения стандартных образцов при сжатии и изгибе на обычных лабораторных прессах
- аппаратуру для записи и документирования полных диаграмм разрушения на бумаге или дискетах
- программное обеспечение в случае использования для записи ЭВМ
- ноу-хау,

а также выполнить спецразработку

**ЗАПРОСЫ НАПРАВЛЯТЬ ПО АДРЕСУ: 400005, ВОЛГОГРАД,
УЛ. МАРШАЛА ЧУЙКОВА, 65, ЦЕНТР НТТМ «ПРОГРЕССОР»,
ТЕЛЕФОНЫ 34-72-04, 34-74-68**

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

11 (416)
Ноябрь 1989

Издается с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

СОДЕРЖАНИЕ

Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!

На кооперативных началах 2

Конструкции

Милованов А. Ф., Горячев В. Н., Елисаветская Н. И., Демчук Л. И. Многослойные стеновые панели для туннельных печей 3

Аншин Л. З., Кривов О. Л. Столбчатые фундаменты с угловыми вырезами для каркасных зданий 5

Бетоны

Мартыросов Г. М., Ницун В. И. Эффективность применения НЦ-10 для производства сборного железобетона 7

Козлов В. В., Кожемякин А. П., Григорьев В. А. Коэффициент монолитности как комплексная оценка эффективности клеевых композиций 8

Левина В. С., Игнатович Н. В. Влияние на бетон комплексных пластифицирующих добавок на основе промышленных отходов 10

Солдаткин В. М., Крылов Б. А. Тепловая обработка аглопоритобетона в высокотемпературной среде с пониженной влажностью 12

Орловский Ю. И., Горский Л. Ф. Трещиностойкость керамзитоперлитобетона . . . 14

Арматура

Катин Н. И., Шитиков Б. А., Повесьма В. В. Штампованные закладные детали крупнопанельных зданий для сейсмических районов 16

Заводское производство

Лемехов В. Н., Колесников Д. П., Клепов Ю. М. Использование солнечной энергии при изготовлении плит в пакетах 18

В помощь проектировщику

Коровин Н. Н., Голубев А. Ю. Продавливание толстых железобетонных плит . . . 20

Малинин Н. А., Сыздыков С. И., Нурмаганбетов Е. К. Численное определение усилий в оболочках с учетом трещинообразования бетона 23

Теория

Зайцев Ю. В., Ковлер К. Л., Красновский Р. О., Кроль И. С., Тахер М. Трещиностойкость бетонов с различной степенью неоднородности структуры 25

Долговечность

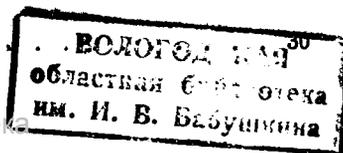
Зошук Н. И. Влияние пирита на коррозионную стойкость бетона и арматуры . . 28

Библиография

Деллос К. П. Книга о химических добавках в бетон



МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ



НА КООПЕРАТИВНЫХ НАЧАЛАХ

На нынешнем этапе экономической реформы интересы дела настоятельно требуют принятия решительных мер по оздоровлению кооперации. В частности, намечается в срочном порядке провести переаттестацию кооперативов, поставить прочный заслон всяким нечистоплотным проявлениям. Эту работу обязаны проводить местные Советы, которым даны широкие права и возможности. Назрел вопрос создания единой системы управления кооперативным движением. Необходимо быстрее завершить его организационное становление в каждом регионе страны.

Широкое освоение новых экономических отношений в строительстве свидетельствует об эффективности многих производственных и научно-технических кооперативов в отрасли. Так, в Загорском районе Подмосковья с высокими показателями на сооружении жилых домов работает консорциум «Загорчанин», в который входят кооператив «Березка», заводы ЖБИ и строительных материалов, районное отделение Жилсоцбанка. Объединив средства предприятий, акции их работников и кредиты банка, консорциум строит в настоящее время 57 жилых коттеджей. В 1989 г. уже выполнено работ на сумму 300 тыс. р., подготовлено к сдаче в эксплуатацию 7 жилых домов.

Прошло больше года, как Шатурский производственный комбинат треста Мособлспецстрой № 4 стал кооперативом «Спецжелезобетон». Кооперативная форма собственности значительно повысила заинтересованность тружеников предприятия в добросовестном труде, в бережном отношении к сырью и материалам.

Этот кооператив — производственный. Он выпускает железобетонные изделия, отличающиеся большой трудоемкостью в изготовлении и низкой рентабельностью. Следует отметить, что, став кооперативом, предприятие сохранило госзаказ, продукция поставляется по оптовым ценам. Все выработанное сверх госзаказа используется для реализации по договорным ценам. Выработка на одного работающего в месяц составляет 399 р.

Основной род деятельности кооператива «Строитель-2», созданного на Волоколамском экспериментальном заводе строительных клееных конструкций, — строительство садовых домиков, хозблоков, прокладка дорог. Кооператив ведет работы по государственному расценкам.

Московский проектно-строительный кооператив «Коммунар» проектирует и возводит объекты промышленного, гражданского и культурно-бытового назначения из сборных металлических конструкций. Кооператив выполняет также работы по обследованию строительных конструкций, определяет их техническое состояние и несущую способность. На договорных началах кооператив качественно и в короткие сроки изготавливает нестандартное технологическое оборудование.

Московский научно-производственный кооператив «Ростр» предлагает предприятиям строительной индустрии много эффективных разработок. Так, для укладки монолитного бетона разработана передвижная бетонорастворная установка с комплектом оборудования. В состав установки входят склады заполнителей и цемента в виде складывающихся бункеров, вертикальный конвейер для подачи заполнителей в автобетоносмесители СБ-92А и СБ-92-1А, непрерывные дозаторы для подачи заполнителей.

Ленточные конвейеры на скользящей опоре «Ростр-Г» надежны и эффективны при транспортировании различных насыпных и штучных грузов в технологических линиях любых производств. Кооператив устанавливает наклонные и вертикальные конвейерные линии.

Интересно решена роторно-конвейерная линия по производству керамического кирпича мощностью до 3 млн. шт. в год. Линия включает бункер с ящичными питателями, ленточные конвейеры, дезинтеграторные валцы, бегуны, многопозиционный роторный пресс, автоматическую роторно-конвейерную линию принудительной сушки с виброакустической обработкой и линию объемного прессования с обжигом и вакуумированием. Линия разрабатывается и поставляется под имеющееся у заказчика сырье.

Большой объем прогрессивных разработок имеется у мин-

ского научно-технического кооператива «Авангард». Так, трест № 35 Главминскстроя успешно применил технологию устройства бетонных подготовок под чистые полы. Технология заключается в послойной укладке сухой смеси, ее увлажнения, уплотнения и заглаживания. Себестоимость 1 м² основания составила 79 к. Экономический эффект от применения указанной технологии в тресте составил 30 тыс. р.

Строительные тресты Минпромстроя БССР успешно применяют технологию изготовления монолитных перегородок на строительной площадке непосредственно на месте. Годовой экономический эффект от внедрения этой технологии составляет 33 тыс. р. Технология основана на применении сухих строительных смесей, состав которых обеспечивает немедленную распалубку готового изделия. Весь процесс реализуется с помощью комплекта инвентарной разборно-переставной оснастки и специального строительного манипулятора. Звено из двух человек может за год установить 22,5 тыс. м² перегородок.

В Минстрое БССР по разработке кооператива успешно осуществляется тепловая защита ограждающих конструкций зданий. На стены с уменьшенной толщиной наносится штукатурка толщиной 35 мм, которая по своим теплотехническим показателям заменяет полкирпича глиняного или целый силикатный. Экономический эффект на 1 м² штукатурного покрытия составляет около 4 р.

Около 25 м³ в час раствора или бетона можно приготовить на бетонорастворном узле, разработанным кооперативом. Этот сборно-разборный узел состоит из 11 блоков, каждый из которых имеет свое технологическое оборудование. В составе узла два смесителя вместимостью по 370 л, обогреваемый склад заполнителей и склад вяжущих вместимостью 80 м³. Весь процесс приготовления раствора автоматизирован. Узел успешно может применяться для строительства зданий в сельской местности. Сметная стоимость узла составляет 50 тыс. р.

Для уплотнения бетонных смесей при изготовлении железобетонных изделий на заводах и полигонах целесообразно использовать виброплощадку на воздушной подушке. Она состоит из корпуса, виброплиты и эластичного фартука, герметично объединяющего корпус и виброплиту в единую замкнутую конструкцию. В образованную полость подается воздух, виброплита повисает на воздушной подушке. На виброплиту устанавливается форма с бетоном и осуществляется уплотнение бетона. Корпус виброплиты устанавливается на песчаной подушке. Экономический эффект составляет 10 тыс. р.

Кооперативом разработана прогрессивная технология возведения домов усадебного типа из самофиксирующихся стеновых блоков. Конструкция блока позволяет собирать дом без использования раствора в горизонтальных швах. В настоящее время эта технология внедряется в сельском строительстве БССР.

Среди разработок кооператива такие, как технологии устройства монолитных откосов оконных проемов, высококачественной отделки лицевых поверхностей железобетонных изделий, изготовления санитарно-технических кабин в условиях строительной площадки, малогабаритная установка для механизированного нанесения шпаклевки, бункерное устройство для сыпучих материалов, пневмозажим, высокоэффективная эмульсионная смазка для металлических форм, инвентарные выносные площадки, весовые дозаторы и многое другое прогрессивное оборудование.

Два года назад около 50 старателей создали артель, взяв в аренду Староуткинский щебеночный карьер республиканского объединения Средуралнеруд. В результате было организовано кооперативное промышленно-строительное объединение «Доломит». Уже в прошлом году объемы отгрузки щебня возросли в новом объединении в шесть раз по сравнению с 1986 г. В настоящее время в объединении трудятся около 600 человек. В составе кооперативного объединения пять асфальтобетонных заводов, собственный цех по производству дорожных конструкций. Кооператоры вместе со службами Свердловского облисполкома и Шалинским райисполкомом готовят договор о передаче объединению на обслуживание всех дорог района.

А. Ф. МИЛОВАНОВ, д-р техн. наук, В. Н. ГОРЯЧЕВ, Н. И. ЕЛИСАВЕТСКАЯ, кандидаты техн. наук, Л. И. ДЕМЧУК, инж. (НИИЖБ)

Многослойные стеновые панели для туннельных печей

В последние годы в НИИЖБе предложены новые конструкции туннельных печей из многослойных сборных элементов повышенной заводской готовности. В зоне обжига туннельной печи продольные стены и панели перекрытия выполняют в виде многослойных сборных элементов, в которых несущий слой из обычного железобетона изолирован от футеровочного слоя жаростойкого бетона слоями эффективной теплоизоляции и скреплен с ним пространственными анкерами [1]. Наружный слой обычного железобетона многослойной панели перекрытия жестко соединен с наружными слоями из обычного железобетона многослойных стеновых панелей. Таким образом, несущие слои многослойных панелей образуют железобетонный короб, который в поперечном направлении при совместном действии температуры и нагрузки работает как двухшарнирная рама. Горизонтальным элементом рамы служит наружный слой панели перекрытия, а вертикальными — наружные слои стеновых панелей. При этом нагрузка и изгибающий момент от собственной массы всех слоев много-

слойной панели перекрытия, а также температурный момент, возникающий в несущей плите перекрытия при эксплуатации печи, передается на несущий наружный слой стеновых панелей — плоскую железобетонную плиту толщиной 6...8 см.

Возможно также применение многослойных панелей в конструкциях туннельных печей, в которых стеновая панель подвергается только температурному воздействию (при полном отделении стен от перекрытия, опирающегося на каркас) или воспринимает вертикальные нагрузки от массы перекрытия (при шарнирном опирании перекрытия на несущие плиты стеновых панелей). Поэтому испытания стеновой многослойной панели проводили сначала на температурное воздействие, а затем — на совместное действие температуры и нагрузки, приложенной к несущей плите. Для передачи внешнего изгибающего момента сверху на несущую плиту панели установили два Г-образных металлических элемента. Нагрузка от рычага с соотношением плеч 1:4 передавалась на несущую плиту панели через распределительную балку,

шарнирно опертую на Г-образные элементы на расстоянии 250 мм от середины несущей плиты.

Несущая плита опытной стеновой панели размером 150×150 см, толщиной 6 см армирована сеткой с 16 продольными и поперечными стержнями \varnothing 8 мм. Для крепления футеровочной плиты к несущей на расстоянии 37,5 см от краев панели на сетку приваривали четыре пространственных анкера высотой 300 мм при ширине основания 80 и 400 мм из жаростойкой стали \varnothing 8 08X17T.

При изготовлении стеновой панели по совмещенной технологии арматурную сетку с приваренными к ней пространственными анкерами помещали в опалубку, обеспечивая фиксаторами толщину защитного слоя, и укладывали обычный тяжелый бетон класса В30 на гранитном щебне. На следующий день на несущую плиту укладывали теплоизоляцию — верхний слой из минераловатных плит размером 50×100 см, нижний — из муллитокремнеземистых плит размером 50×50×10 см. После приварки на анкера арматурных сеток размером 50×50 см из проволоки \varnothing 4 мм и увлажнения поверхности литой изоляции укладывали слой жаростойкого бетона класса В25 на портландцементе с шамотными заполнителями. Бетонную смесь несущей и футеровочной плит уплотняли глубинным вибратором. Толщина всей панели составила 46 см (толщина футеровочной плиты 21 см).

Стеновую многослойную панель испытывали на установке с вертикально расположенной электропечью (рис. 1). Панель устанавливали на растворе на цокольном блоке таким образом, чтобы он был заподлицо с несущей плитой, при этом опирание футеровочной плиты на цокольный блок составляло 50 мм. Снизу несущую плиту крепили к цокольному блоку металлическими пластинами.

Первый нагрев стеновой панели под действием собственной массы до 1000°C осуществляли в течение 4 сут со скоростью 50°C/ч с выдерживанием 8...12 ч при $T=150$ и 500°C для более равно-

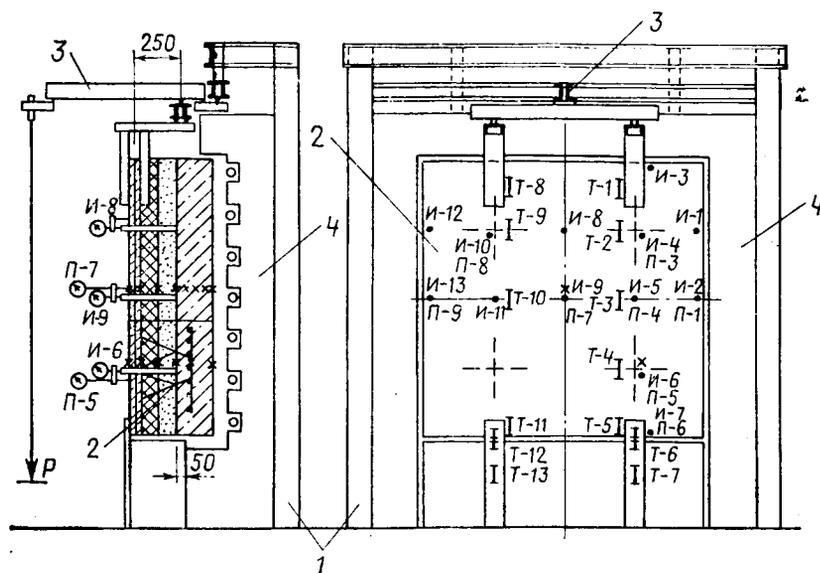


Рис. 1. Схема установки для испытания стеновой многослойной панели с расположением приборов
1 — металлоконструкции установки; 2 — стеновая многослойная панель; 3 — рычаг с подвеской для грузов; 4 — электропечь; П — прогибомеры; И — индикаторы; Т — поверхностные тензодатчики; Х — термопары

мерного нагрева бетона. После достижения максимальной температуры на нагреваемой поверхности и 2-часового выдерживания панель вместе с печью остывала 3 сут. Затем ежедневно производили подъем температуры со скоростью 100°C/ч и остывание при выключенной печи, т. е. панель подвергали циклическому воздействию температуры (10 циклов). Общая продолжительность испытания стеновой панели на температурное воздействие — 24 сут.

При максимальной температуре на горячей поверхности 990°C температура на минераловатной изоляции не превышала 350°C, а на наружной поверхности несущей панели — 50°C.

Изменение деформативного состояния стеновой панели при нагреве в различных точках по высоте показано на рис. 2. С начала подъема температуры верх стеновой панели перемещался в сторону, противоположную рабочему пространству печи. При температуре на нагреваемой поверхности ~500°C верх несущей плиты переместился на 4,9 мм, а при 990°C — на 7,7 мм, при этом футеровочная плита сместилась на 4,4 и 6,4 мм.

Для сопоставления опытных и теоретических перемещений несущей плиты, используя опытные значения температур, определили теоретические перемещения из предположения совместной работы футеровочной и несущей плит, соединенных между собой пространственными анкерами, как элементов рамной конструкции, ригелем которой являлся верхний анкер, а в уровне нижнего анкера условно закреплена несущая плита.

При установлении жесткости ригеля рамы пространственный анкер приводили к простому стержню из условия, что прогиб пространственного анкера равен прогибу простого стержня как консоли. При $l=1,15 h$

$$\frac{1,15 P h}{E_s A_s} = \frac{P h^3}{3 E_s I_s}$$

где I_s — момент инерции простого стержня: $I_s = \frac{A_s h^2}{3,45}$; A_s — площадь сечения стержня $\varnothing 8$ мм; h — высота пространственного анкера стеновой панели: $h = 190$ мм.

При определении усилий от воздействия температуры в условной плоской статически неопределимой системе методом сил продольная сила и изгибающий момент при нагреве стеновой панели с температурой на горячей поверхности 990°C составили $N=19,21$ кН, $M=3,65$ кН·м.

Горизонтальное перемещение несущей плиты в уровне центра пространствен-

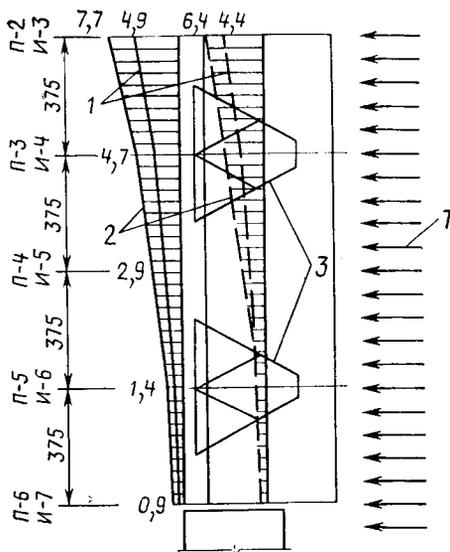
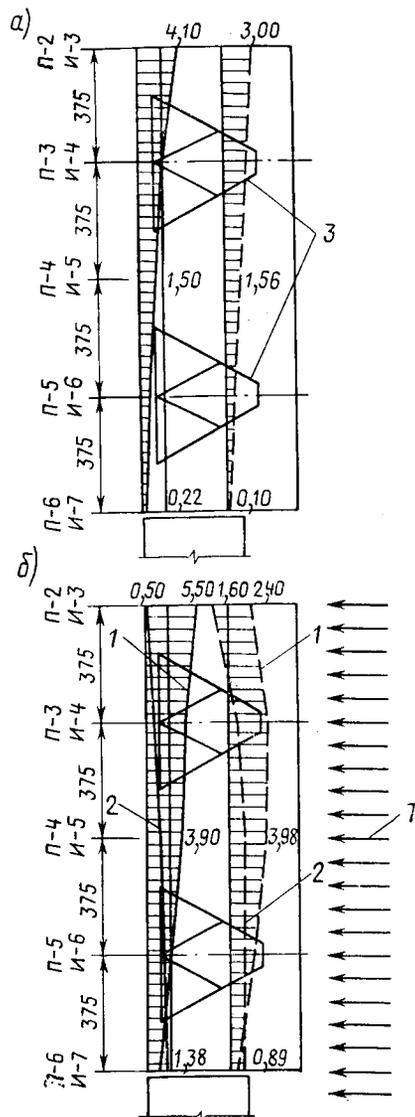


Рис. 2. Схема деформирования стеновой панели при температурном воздействии
— несущая плита; - - - то же футеровочная; 1, 2 — температурные перемещения при температуре на нагреваемой поверхности 500 и 990°C; 3 — анкерное устройство



ного анкера в результате расчета оказалось равным 3,1 мм, а температурное удлинение ригеля — анкера от нагрева до средней температуры — 0,74 мм, тогда теоретическое значение суммарного горизонтального перемещения несущей плиты стеновой панели в уровне верхнего анкера 3,47 мм.

По опытным данным это перемещение в месте расположения верхнего пространственного анкера по отношению к нижнему составило 3,3 мм.

После испытаний при температурном воздействии состояние слоев теплоизоляции оказалось хорошим, никаких трещин на несущей и футеровочной плитах не обнаружено. Не наблюдались даже усадочные трещины, связанные с относительно свободным поворотом от действия температурного перепада поперечных сечений, закрепленных на узком основании пространственных анкеров, а также с более равномерной температурной усадкой футеровочного слоя вследствие подпора тепла теплоизоляцией.

Через 6 сут остывания после испытания на температурное воздействие и при температуре на нагреваемой поверхности панели 100°C несущую плиту стеновой панели загрузили внешним моментом 4 кН·м, эквивалентным эксплуатационному, определенному по расчету стен tunnelной печи двухшарнирной рамной конструкции [2]. Панель под действием этой нагрузки выдерживали в течение 20 ч, а затем подвергали нагреву до 1000°C со скоростью 100°C/ч. После остывания панели с загруженной несущей плитой в течение 3,5 сут несущую плиту разгрузили, затем снова загрузили моментом 6 кН·м и произвели повторный нагрев панели с загруженной несущей плитой с той же скоростью до 1000°C и остывание. Общая продолжительность испытания стеновой многослойной панели при нагреве с загруженной несущей плитой — 18 сут.

При первом нагружении несущей плиты внешним моментом 4 кН·м верх несущей и футеровочной плит переместился на 2,9 и 2,3 мм в сторону рабочего пространства печи. Выдерживание под этой нагрузкой в течение 20 ч увеличило перемещения до 4,1 и 3 мм (рис. 3). При последующем нагреве панели с загруженной несущей плитой (см. рис. 3) до 500°C на нагреваемой поверхности перемещение верха несущей плиты увеличилось до 5,5 мм, а с повышением

Рис. 3. Схема деформирования стеновой панели после нагружения несущей плиты (а) и при нагреве с загруженной несущей плитой (б) Условные обозначения см. рис. 2

температуры начало уменьшаться и при 920°C на горячей поверхности составило 0,5 мм. Верх футеровочной плиты с начала подъема температуры перемещался в обратном направлении и при 920°C перемещение в сторону, противоположную рабочему пространству печи составило 1,6 мм по отношению к положению до загрузки.

Характер изменения перемещений стеновой панели с загруженной несущей плитой моментом 6 кН·м при повторном нагреве аналогичен первому загрузке (рис. 4).

Необходимо отметить, что увеличение перемещений слоев стеновой панели внутрь печи в процессе выдерживания ее с загруженной несущей плитой связано в основном с остыванием панели после предыдущего нагрева, поскольку за это время температура на горячей поверхности изменялась в пределах 100°C. Остывание несущей плиты панели влияет на ее перемещение внутрь и на первых этапах подъема температуры, так как нагрев жаростойкого бетона футеровочной плиты еще недостаточен для создания усилий в пространственных анкерах, способных изменить направление перемещений несущей плиты, хотя уже с началом нагрева верх футеровочной плиты перемещается в обратную сторону вследствие неравномерного распределения температуры по вы-

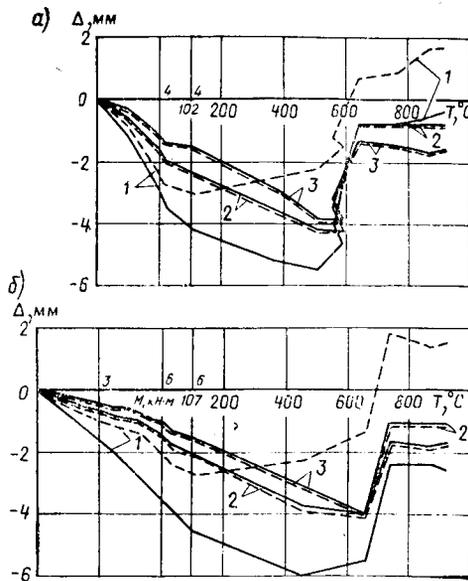


Рис. 4. Горизонтальные перемещения стеновой панели с загруженной несущей плитой при первом (а) и повторном (б) нагревах
1 — верх панели; 2 — центр верхнего анкера; 3 — середина панели; — — — несущая плита; — — — то же, футеровочная; — — — перемещения в сторону рабочего пространства печи

соте. После достижения температуры на нагреваемой поверхности 500°C во всех сечениях панели наблюдалось изменение направления перемещений и к концу как первого, так и повторного нагревов с загруженной несущей плитой практи-

чески восстанавливалось вертикальное положение несущей плиты панели.

При осмотре состояние слоев теплоизоляции осталось хорошим, трещин на несущей и футеровочных плитах не обнаружено.

В результате испытания стеновой панели установлено, что для практических расчетов горизонтальных перемещений стеновой многослойной панели при одностороннем нагреве можно использовать упрощенный подход, учитывающий совместную работу несущей и футеровочной плит, скрепленных пространственными анкерами через слой теплоизоляции. Нагрев стеновой панели с загруженной несущей плитой уменьшает перемещения несущей плиты от нагрузки, восстанавливая ее вертикальное положение, что повышает устойчивость несущей плиты и положительно скажется на работе туннельной печи при выводе ее на рабочий режим.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Горячев В. Н. Многослойные ограждающие конструкции трубчатых печей // Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при нагреве // Тр. ин-та / НИИЖБ. — 1982. — С. 51—57.
2. Горячев В. Н., Елисаветская Н. И. Сборные многослойные элементы из жаростойкого бетона для туннельных печей // Совершенствование конструктивных форм, методов расчета и проектирования железобетонных конструкций // Тр. ин-та / НИИЖБ. — 1983. — С. 77—84.

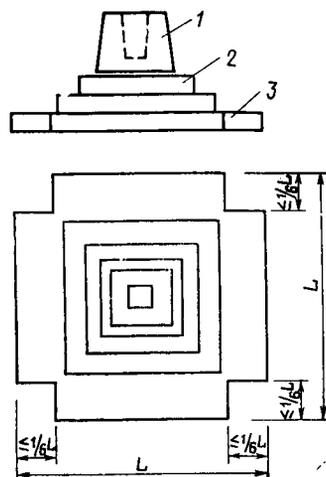
УДК 624.15

Л. З. АНШИН, О. Л. КРИВОВ, кандидаты техн. наук (НПСО «Монолит»)

Столбчатые фундаменты с угловыми вырезами для каркасных зданий

Столбчатые фундаменты каркасных зданий различного назначения на естественном основании — наиболее массовые и ответственные конструкции. Поэтому совершенствование таких фундаментов, заключающееся в снижении стоимости и материалоемкости при одновременном повышении надежности и эксплуатационных качеств, является важной народнохозяйственной задачей. Весьма перспективно более полное использование в конструкции фундаментов их совместной работы с грунтовым основанием.

Фундаменты с угловыми вырезами (рис. 1) представляют собой традиционно применяемые квадратные или пря-



моугольные в плане элементы, в углах которых предусмотрены вырезы. В общем случае вырезы в плане могут быть произвольной формы, однако, исходя из технологических условий изготовления арматурных изделий, оптимальная форма — прямоугольная (квадратная).

При использовании индустриальной оборачиваемой опалубки для образования вырезов устанавливают в углах форм металлические или деревянные заглушки.

Рис. 1. Сборно-монолитный столбчатый фундамент с вырезами
1 — сборный башмак; 2 — монолитная часть; 3 — вырез

Благодаря арочному эффекту, возникающему между смежными сторонами фундаментов в зоне вырезов, грунт в этих местах участвует в работе и поэтому расчет оснований можно выполнять по внешним габаритам фундаментов.

Учет совместной работы фундаментов с угловыми вырезами с основанием позволяет получить экономию бетона и стали одновременно.

Экономия бетона достигается только благодаря наличию угловых вырезов. Экономия стали обеспечивается вследствие уменьшения расчетного изгибающего момента по грани опорной конструкции на 10...12% из-за смещения центра тяжести эпюры контактных давлений основания в сторону расчетного сечения, обрыва арматуры по длине фундамента, отсутствия арматуры в зоне вырезов и распределительной.

В среднем экономия бетона по сравнению с традиционными фундаментами составляет 5...8, стали — 10...25%.

Для выявления особенностей работы фундаментов с вырезами в 1978—1987 гг. в НИИ оснований в специальном лотке испытали около 40 образцов на песчаном основании, нагруженных по оси равномерно распределенной и сосредоточенной нагрузками, а также контрольных образцов без вырезов.

В результате установлено, что распределение контактных напряжений в грунте под подошвой как традиционных фундаментов, так и с вырезами практически не отличается, имея седловидную форму при расчетных нагрузках и параболическую при разрушающих. Напряжения в арматуре по ширине фундаментов распределяются более плавно в фундаментах с угловыми вырезами, чем в традиционных, что объясняется концентрацией арматуры в центральной части, т. е. в зоне непосредственного действия нагрузки, что позволяет выравнять напряжения в арматуре и более полно использовать ее расчетные характеристики. Осадки фундаментов с угловыми вырезами и квадратных отличаются не более чем на 2...3%. Характер развития трещин в обоих типах фундаментов близок и разрушение происходит по ортогональным трещинам, проходящим по оси симметрии.

На основании исследований в примечании 4 к п. 2.41 СНиП 2.02.01—83 отмечено, что для фундаментных плит с угловыми вырезами расчетное сопротивление грунта основания допускается увеличивать на 15%.

Реализуя это положение, в НПСО «Монолит» разработали фундаменты каркасных зданий с угловыми вырезами, включающие сборные железобетон-

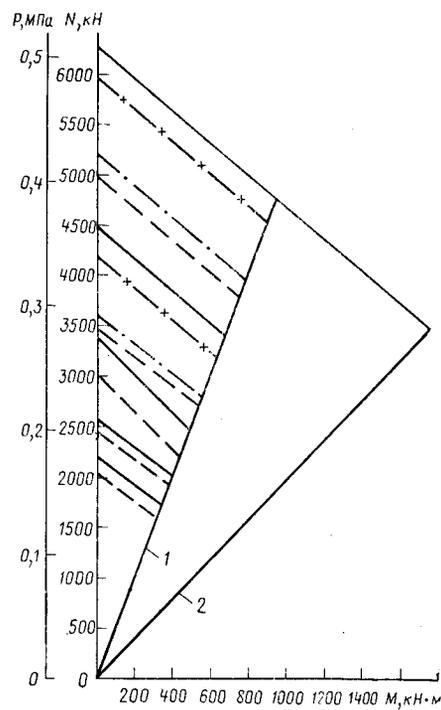


Рис. 2. График несущей способности фундаментов ФМ-33
1 — со сборным подколонником; 2 — то же с монолитным; — — — $M_{sh,n} / M_{ser} = 0,1$;
— · — — $M_{sh,n} / M_{ser} = 0,2$; — × — — $M_{sh,n} / M_{ser} = 0,3$ — из расчета по прочности

ные башмаки стаканного типа по серии 1.020 и нижнюю монолитную часть.

Предложенные фундаменты включают тринадцать серий с габаритами в плане 1,8...5,4 м с модулем 3М (0,3 м) под расчетные сопротивления грунта основания 0,15...0,5 МПа. Максимальные габариты фундаментов для различных давлений определены предельной несущей способностью колонны серии 1.020 (5800 кН).

Глубина вырезов в фундаментах не превышает $1/6$ стороны нижней ступени, что соответствует требованиям примечания 4 к п. 2.41 СНиП 2.02.01—83.

Фундаменты выполнены из бетона класса В15 и армированы двумя взаимно перпендикулярными сварными сетками заводского изготовления или одной вязаной (сварной) сеткой. В сетках предусмотрен обрыв арматуры по длине. Рабочая арматура класса А-III, распределительная — класса Вр-1.

Фундаменты рассчитывали по двум предельным состояниям. По первому рассматривали сечения, нормальные и наклонные к продольной оси элемента, а также весь фундамент на продавливание. По второму — образование и раскрытие трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента.

При определении ширины раскрытия трещин в целях более экономичного ар-

мирования рассмотрели три соотношения действующих усилий от кратковременного и длительного действия нагрузки $M_{sh,n} / M_{ser} = 0,1; 0,2$ и $0,3$.

Площадь сечения арматуры устанавливали из расчета на изгиб консольного выступа фундамента в сечениях по граням колонны и ступеней фундаментов.

Выбор фундаментов при проектировании производят по графикам несущей способности, построенным для центрально и внецентренно нагруженных фундаментов.

На рис. 2 в качестве примера приведены графики несущей способности квадратного фундамента со стороной 3,3 м, армированного сварными сетками. Они построены для пяти расчетных давлений на основание, полученных из расчета по несущей способности и трещиностойкости при трех отношениях $M_{sh,n} / M_{ser}$ для каждого давления. Дополнительная ось ординат p соответствует при $M=0$ значениям расчетных сопротивлений грунта основания.

Для выбора типа фундамента при известных $p, N, M, M_{sh,n}, M_{ser}$ находят точку внутри графика, соответствующую заданным значениям N и M . Двигаясь вверх до прямой, соответствующей минимальному из отношений $M_{sh,n} / M_{ser}$, сравнивают расчетное давление на основание p (при $M=0$) с заданным p . Если $p_m=0 \leq p$, то фундамент считается подобранным. Если $p_m=0 > p$, то поиск продолжают по графикам несущей способности.

Учитывая, что сопряжение между сборным башмаком и монолитной частью осуществляется через слой раствора, не воспринимающий растягивающих усилий, графики несущей способности построены при соотношениях M/N , исключающих двухзначную эпюру давлений в шве сопряжения, что достигается действием расчетной нагрузки в пределах ядра сечения основания подколонника.

Применение полностью монолитного фундамента позволит расширить диапазон соотношений M/N и значительно повысить экономический эффект от внедрения фундаментов с угловыми вырезами.

Эффективность применения НЦ-10 для производства сборного железобетона

В настоящее время для строительных изделий и конструкций массового производства в основном применяют тяжелый бетон, для приготовления которого используют цементы общестроительного назначения (портландцемент и цементы на его основе с различными минеральными добавками). Применение напрягающего цемента (НЦ) для производства сборного железобетона широкой номенклатуры сдерживалось ограниченностью ресурсов глиноземистых шлаков и высокой стоимостью НЦ. Разработка НЦ с малой энергией самонапряжения НЦ-10 [1] и расширение сырьевой базы позволили увеличить производство НЦ и объемы применения НЦ-10 в массовом строительстве.

НЦ-10 отличается низкой себестоимостью, компенсирует усадку, а расширение цементного камня на НЦ уплотняет структуру бетона, снижает капиллярную пористость, изменяет характер напряженного состояния бетона и уменьшает вероятность появления трещин.

По существующей нормативно-технической документации НЦ относится к разряду специальных цементов, но, как показывают исследования НИИЖБ, НЦ-10 можно эффективно использовать вместо портландцемента или шлакопортландцемента в качестве вяжущего общестроительного назначения.

Исследовали свойства тяжелого бетона на НЦ-10 применительно к заводской технологии сборного железобетона. При этом использовали промышленные партии НЦ-10: Пашийского и Усть-Каменогорского цементных заводов на основе глиноземистых шлаков, Подольского экспериментального цементного завода на основе пылевидных отходов шамотного производства, а также опытно-промышленную партию НЦ-10 на основе гранулированных доменных шлаков. Последний завод НИИЦемента. Последний намечено выпускать на нескольких цементных заводах страны. Для сравнения использовали портландцемент Воскресенского завода «Гигант» и шлакопортландцемент Волковыского цементно-шиферного комбината.

Исследовали свойства тяжелого бетона классов В15...В30 из бетонных смесей жесткостью 5...10 с и подвижностью 6...10 см. В качестве крупного заполнителя применяли гранитный щебень фракции 5...15 мм, имеющий среднюю плотность в насыпном состоянии 1,45 кг/л, пустотность 47,5% и водопоглощение 0,75%. Мелким заполнителем служил кварцевый песок с $M_k=1,78$ и средней плотностью в насыпном состоянии 1,41 кг/л. Состав напрягающего бетона подбирали без учета самонапряжения по методике [2]. В составах бетона указанной жесткости и подвижности расход цемента составлял 200...600 кг/м³, Ц/В изменялось от 1,3 до 2,7. Образцы бетона испытывали через 12 ч после тепловлажностной обработки по режиму 2+3+6+2 ч при температуре изотермии 80...85°C и в возрасте 28 сут.

Установлено, что при использовании в бетоне НЦ-10 (независимо от вида алюминатной составляющей) определяющим показателем при подборе и назначении составов бетона является отпускная прочность. Для бетона классов В15...В20 фактическая прочность в проектном возрасте может превышать требуемую, если значение отпускной прочности не менее

60%, а для бетона классов В22,5...В30 фактическая прочность, как правило, превышает требуемую, если отпускная прочность не менее 70% проектной.

Для расчетного определения Ц/В в бетоне на НЦ-10 рекомендуется формула

$$\text{Ц/В} = \frac{R_6 + 15}{0,15 R_n + 13},$$

где $R_6 = R_1^{\text{ТВО}}$ — требуемая отпускная прочность бетона на НЦ-10; R_n — активность напрягающего цемента, определенная по стандартной методике.

Поскольку ни в СНиП 5.01.23—83, ни в другой нормативно-технической литературе не приведены сведения по нормированию расхода НЦ для производства сборных железобетонных изделий из бетонов низких и средних классов, то была предпринята попытка составления таких норм по результатам проведенных исследований.

В табл. 1 представлен расход цемента, необходимый для получения бетона с отпускной прочностью 70% проектной в условиях тепловлажностной обработки, причем эти значения обеспечивают получение как проектной, так и отпускной прочности.

Для получения равнопрочных бетонов при использовании НЦ-10 можно получить экономию цемента до 23%. Наиболее эффективен в этом случае НЦ-10 на основе пылевидных отходов шамотного производства, которого требуется на 55...85 кг/м³ меньше по сравнению с портландцементом для бетонов жесткостью 5...15 с и на 25...110 кг/м³ меньше для бетонов подвижностью 6...10 см в зависимости от требуемого класса бетона. Использование НЦ-10 на основе гранулированных доменных шлаков марки 300 позволяет получать равнопрочные бетоны при расходах, практически равных расходам портланд- и шлакопортландцементов марки 400. Важно подчеркнуть, что с использованием НЦ-10 марки 300 можно получить бетон класса В30 при меньших его расходах, чем портланд- и шлакопортландцементов марки 400.

Вместе с тем бетоны на НЦ-10 имеют

Таблица 1

Вид цемента	Расход цемента, кг/м ³ , для бетона классов				
	В15	В20	В22,5	В27,5	В30
НЦ Воскресенского завода	235	265	315	370	435
	290	350	420	495	560
ЩПЦ Волковыского завода	250	280	325	370	420
	305	350	395	450	540
НЦ-10 на основе гранулированных доменных шлаков	255	285	325	365	415
	320	365	410	465	535
НЦ-10 на основе глиноземистых шлаков	230	260	300	345	405
	290	335	380	440	500
НЦ-10 на основе шамотной пыли	180	215	260	300	350
	265	305	340	380	450

Примечания: 1. Все цементы марки 400, за исключением НЦ-10 на основе гранулированных доменных шлаков марки 300. 2. Над чертой — для бетона жесткостью 5...15 с, под чертой — для бетона подвижностью 6...10 см.

повышенный на 15...40% предел прочности при растяжении, самоупражнение 0,3...1,0 МПа и свободное расширение 0,01...0,06% в зависимости от расхода цемента и температурно-влажностных условий твердения. Причем бетоны на НЦ-10, прошедшие тепловлажностную обработку, имеют повышенное самоупражнение, потери которого при последующем хранении составляют 50...75%.

Наиболее эффективно применение НЦ-10 для производства изделий, к которым предъявляются высокие требования по морозостойкости и водонепроницаемости, поскольку по этим характеристикам напрягающий бетон значительно превосходит бетоны на портланд- и шлакопортландцементе.

Замена портландцемента или шлакопортландцемента в бетоне на НЦ-10 повышает марки бетона по морозостойкости на 50...250 циклов и более и водонепроницаемости до W 12 и более.

Повышенная морозостойкость и водонепроницаемость бетона на НЦ-10 обусловливается пониженным на 20...25% по сравнению с бетоном на портландцементе и шлакопортландцементе содержанием открытых капиллярных пор, а также характерным перераспределением пор в бетоне на НЦ-10 после тепловлажностной обработки (увеличением переходных микропор за счет уменьшения некапиллярных пор).

В табл. 2 приведены расходы цемента для бетонов изделий, к которым предъявляются требования по морозостойкости и водонепроницаемости. Из табл. 2 видно, что использование НЦ-10 позволяет получать морозостойкие и водонепроницаемые бетоны при значительно меньших (на 40...130 кг/м³) расходах цемента.

Исследование структуры бетонов на НЦ-10 с помощью рентгенофазового и электронно-микроскопического анализа показало, что независимо от вида алюминатной составляющей расширяющегося компонента НЦ-10 при его твердении образуются гидросульфалюминаты кальция и другие минералы, которые расширяют цементный камень и придают напрягающему бетону специфические свойства.

Оценка технико-экономической эффективности применения НЦ-10 на заводах ЖБИ территориально-строительного объединения Псковстрой показала, что годовая экономия цемента в результате замены портландцемента НЦ-10 составляет 1,97 тыс. т, а экономический эффект — 39,5 тыс. р.

Таким образом, применение НЦ-10 для производства сборного железобетона широкой номенклатуры вместо вяжущих общестроительного назначения

Вид цемента	Расход цемента марки 400, кг/м ³ , для бетона марок						
	по морозостойкости				по водонепроницаемости		
	F100—150	F200	F300	F400 и более	W4	W6	W8 и более
ПЦ, ШПЦ	300	380	440	490	320	420	480
	360	440	520	570	360	450	550
НЦ-10	260	300	350	380	280	350	385
	310	360	450	510	300	380	420

Примечание. Над чертой — для бетона жесткостью 5...15 с, под чертой — для бетона подвижностью 6...10 см.

позволяет сократить их расход, а также повысить качество и долговечность изделий, особенно тех, к которым предъявляются требования по морозостойкости и водонепроницаемости. При этом достигается и экономия материальных затрат. В некоторых конструкциях применение НЦ позволяет снизить расход арматуры.

Выводы

Применение НЦ-10 в равнопрочных бетонах вместо портланд- и шлакопортландцементов позволяет уменьшить расход цемента на 25...110 кг/м³ в зависимости от подвижности бетонной смеси и требуемого класса бетона.

При равных расходах цемента применение НЦ-10 повышает прочность бетона при сжатии до 1,5 раз и при изгибе в 1,15...1,4 раза в возрасте 28 сут после тепловлажностной обработки, а также повышает марки по водонепро-

ницаемости до W 12 и более и морозостойкости на 50...400 циклов и более.

Способность НЦ-10 придавать бетону более высокую прочность и возможность в результате самоупражнения полностью компенсировать деформации усадки позволяет переводить железобетонную конструкцию в более высокую категорию по трещиностойкости при экономном расходе вяжущего.

Бетон на НЦ-10 не требует проведения после тепловлажностной обработки специальных мероприятий по стабилизации самоупражнения, поэтому его использование наряду и вместо бетонов на портланд- и шлакопортландцементе не изменяет технологию производства сборных железобетонных изделий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ТУ 21-20-48—82. Цемент напрягающий (НЦ-10). — МПСМ СССР, 1982. — 22 с.
2. Руководство по подбору составов тяжелого бетона. — М.: Стройиздат, 1979. — 35 с.

УДК 693.548:663.395

В. В. КОЗЛОВ, канд. техн. наук, А. П. КОЖЕМЯКИН, инж., В. А. ГРИГОРЬЕВ, канд. физ.-мат. наук (МИСИ)

Коэффициент монолитности как комплексная оценка эффективности клеевых композиций

Клеевые композиции для омоноличивания строительных изделий с целью равнопрочности соединений, подвергающихся воздействию эксплуатационных нагрузок, должны иметь комплекс необходимых свойств: адгезионную прочность к склеиваемым изделиям, когезионные прочностные и деформативные характеристики, стойкость при действии эксплуатационных факторов (агрессивных сред, повышенных температур и т. д.).

Исходя из представлений о механиз-

ме разрушения клеевого соединения было установлено, что на его прочность наиболее значимо влияют прочность и жесткость композиции, а также адгезионная прочность системы «клеевая композиция — подложка» [1].

В качестве комплексной оценки эффективности клеевых композиций нами предложен коэффициент монолитности, позволяющий оценить влияние адгезионных и когезионных свойств композиций на прочность либо другое свойство клеевых соединений.

Для того чтобы склеенные элементы строительных конструкций работали как единая система, необходимо соответствующие адгезионные и деформативно-прочностные когезионные свойства клеевых композиций условию монолитности, которое можно записать в виде

$$\sigma \geq \sigma_{\text{мон}} M_{\text{мон}}, \quad (1)$$

где σ — прочность клеевого соединения; $\sigma_{\text{мон}}$ — прочность аналогичной монолитной конструкции; $M_{\text{мон}}$ — коэффициент монолитности, определяемый в виде суммы

$$M_{\text{мон}} = \sum_{i=1}^n (\eta_i \bar{\varphi}_i), \quad (2)$$

где $\bar{\varphi}_i$ — коэффициент значимости i -го фактора, характеризующий удельный вклад данного фактора в прочность клеевого соединения; η_i — коэффициент соответствия i -го фактора условию монолитности.

Значения η_i определяются из выражения

$$\eta_i = \frac{R_i}{R_{\text{мон}}}, \quad (3)$$

где R_i — i -й показатель клеевой композиции; $R_{\text{мон}}$ — аналогичный показатель склеиваемого материала. Значения η_i должны стремиться к единице.

Исходя из физического смысла величин $\bar{\varphi}_i$, η_i для обеспечения условия (1) коэффициент $M_{\text{мон}}$ должен равняться единице.

Экспериментально установлено, что на прочность клеевых соединений изделий из полимерного и цементного бетонов основное влияние оказывают такие факторы, как адгезионная прочность границы раздела фаз, когезионная прочность, модуль упругости клеевой композиции. В таблице приведены регрессионные уравнения прочности при сдвиге клеевых соединений образцов, полученные методом математического планирования эксперимента.

Для склеивания полимербетонных подложек на основе фурфуролацетонного мономера применяли эпоксидную композицию следующего состава, в мас. ч.: эпоксидная смола ЭД-20 — 100; олигоэфиракрилат МГФ-9 — 20; полиэтиленполиамин — 10; кварцевый песок с $M_n = 2,5 - 200 \dots 600$. Подложки из цементного бетона склеивали полимерцементной композицией следующего состава, в мас. ч.: быстротвердеющий портландцемент марки 500—100; эпоксидная смола ЭД-20 — 5...15; кварцевый песок с $M_n = 2,5 - 100$; поверхностно-активное вещество — олигоамид ДА2120 — 0,125...0,375 (2,5% массы эпоксидной смолы); отвердитель УП

Склеиваемые материалы	Клеевая композиция	Уравнение регрессии	$\bar{\varphi}_{\text{адг}}$	$\bar{\varphi}_R$	$\bar{\varphi}_E$
Полимербетон	Эпоксидная	$\tau_{\text{сд}} = 2,06 + 1,6\sigma_{\text{адг}} + 0,72R + 0,001E$	0,411	0,255	0,334
Цементный бетон	Полимерцементная	$\tau_{\text{сд}} = 0,6 + 1,75\sigma_{\text{адг}} + 0,325R + 0,0003E$	0,404	0,281	0,315

Примечание. $\bar{\varphi}_{\text{адг}}$, $\bar{\varphi}_R$, $\bar{\varphi}_E$ — коэффициенты значимости соответственно адгезионной прочности, когезионной прочности и модуля упругости клеевой композиции.

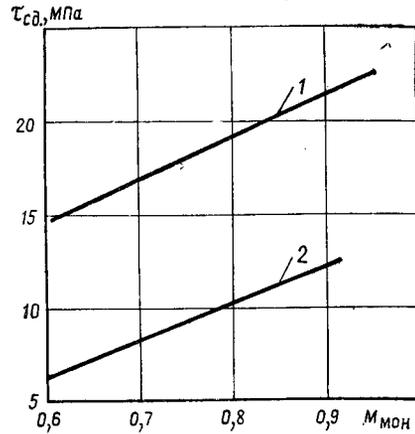


Рис. 1. Связь прочности клеевых соединений с коэффициентом монолитности $M_{\text{мон}}$. 1 — полимербетона; 2 — цементного бетона

0647 — 0,5...1,5 (10% массы эпоксидной смолы). $V/C = 0,27 \dots 0,33$. Прочностные и деформативные свойства использованных композиций описаны в [1, 2].

Примем, что сумма удельных вкладов вышеупомянутых факторов в прочность клеевого соединения равна единице. Используя приведенные в таблице уравнения регрессии, установим значения коэффициентов значимости каждого фактора $\bar{\varphi}_i$. Анализ полученных результатов позволяет сделать вывод о том, что наибольшее влияние на прочность клеевого соединения оказывает ад-

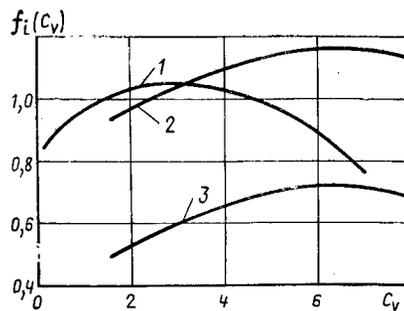


Рис. 2. Зависимость адгезионных и когезионных свойств клеевых композиций от содержания наполнителя

$$\left. \begin{aligned} 1 - \frac{\sigma_{\text{адг}}}{\sigma_{\text{мон}}} &= f_1(C_v); & 2 - \frac{R}{R_{\text{мон}}} &= f_2(C_v); \\ 3 - \frac{E}{E_{\text{мон}}} &= f_3(C_v) \end{aligned} \right\} (4)$$

гезионная прочность клеевой композиции к подложке, что соответствует природе и назначению клеевых композиций.

По данным таблицы с использованием выражения (2) получены зависимости (рис. 1), из которых видно, что коэффициент монолитности $M_{\text{мон}}$, являясь мерой монолитности клеевого соединения, является и мерой его прочности. Экспериментально установлено, что для клеевых соединений данного класса значения $\bar{\varphi}_i$ носят постоянный характер.

На рис. 2 представлены концентрационные зависимости адгезионных (прочности при равномерном отрыве $\sigma_{\text{адг}}$) и когезионных (прочности при сжатии R и модуля упругости E) свойств эпоксидных клеевых композиций (смола ЭД-20 — 100 мас. ч., олигоэфиракрилат МГФ-9 — 20 мас. ч., полиэтиленполиамин — 10 мас. ч., наполнитель — кварцевый песок), приведенных к аналогичным свойствам ($\sigma_{\text{мон}}$, $R_{\text{мон}}$, $E_{\text{мон}}$) склеиваемого материала (полимербетон на основе фурфуролацетонного мономера ФАМ), от содержания наполнителя C_v . Концентрационные зависимости адгезионных и когезионных свойств от содержания компонентов клеевой композиции, например, C_v , имеют характер двухветвевых кривых. Причем максимум зависимости адгезионной прочности от содержания наполнителя не находится в «створе» с максимумами аналогичных зависимостей для когезионных свойств. Это можно объяснить тем, что для обеспечения необходимой адгезионной прочности требуется повышенный расход связующего.

Представленные на рис. 2 зависимости можно выразить в виде:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_{\text{адг}}}{\sigma_{\text{мон}}} &= -a_1 x^2 + b_1 x + c_1, \\ \frac{R}{R_{\text{мон}}} &= -a_2 x^2 + b_2 x + c_2, \\ \frac{E}{E_{\text{мон}}} &= -a_3 x^2 + b_3 x + c_3, \end{aligned} \right\} (4)$$

где $x = C_v$; $a_1, a_2, b_1, b_2, c_1, c_2, c_3$ — коэффициенты, определяемые по экспериментальным данным методом наименьших квадратов. Тогда кривые, представленные на рис. 2, опишутся зависимостями

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_{адг}}{\sigma_{мон}} &= 0,88 + 0,107 C_v - \\ &\quad - 0,0175 C_v^2, \\ \frac{R}{R_{мон}} &= 0,76 + 0,12 C_v - \\ &\quad - 0,009 C_v^2, \\ \frac{E}{E_{мон}} &= 0,32 + 0,12 C_v - \\ &\quad - 0,009 C_v^2. \end{aligned} \right\} (5)$$

Эти выражения представляют собой зависимости коэффициента η_i от содержания наполнителя. Для данного клеевого соединения «полимербетон — полимербетон», омоноличиваемого эпоксидной композицией, коэффициент монолитности можно представить следующим образом:

$$M_{мон} = \sum_{i=1}^3 (\bar{\varphi}_i \eta_i) = \bar{\varphi}_{адг} (-a_1 C_v^2 + b_1 C_v + c_1) + (\bar{\varphi}_R (-a_2 C_v^2 + b_2 C_v + c_2) + \bar{\varphi}_E (-a_2 C_v^2 + b_2 C_v + c_3)). \quad (6)$$

После преобразований выражение (6) запишем в виде

$$M_{мон} = -A C_v^2 + B C_v + C. \quad (7)$$

Очевидно, применение клеевой композиции с оптимальным значением $C_v^{опт}$ позволит получить клеевое соединение с максимальным значением коэффициента монолитности. Определяем $C_v^{опт}$, приравнявая производную $\frac{dM_{мон}}{dC_v}$ нулю:

$$\frac{dM_{мон}}{dC_v} = -2A C_v + B = 0. \quad (8)$$

Решив уравнение (8) и подставив значения коэффициентов A, B, C из (7), определяем оптимальное количество наполнителя в клеевой композиции

$$C_v^{опт} = \frac{b_1 \bar{\varphi}_{адг} + b_2 (\bar{\varphi}_R + \bar{\varphi}_E)}{2 [a_1 \bar{\varphi}_{адг} + a_2 (\bar{\varphi}_R + \bar{\varphi}_E)]}. \quad (9)$$

Используя значения коэффициентов $\bar{\varphi}_i$, приведенные в таблице, и коэффициентов из уравнений (5), для нашего случая получим $C_v^{опт} = 4,59$.

Это свидетельствует о том, что оптимальный состав клеевой композиции зависит как от адгезионных, так и от когезионных свойств.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Справочник по клеям и клеящим мастикам в строительстве: Под ред. В. Г. Миккульского и О. Л. Фиговского. — М.: Стройиздат. 1984. — 240 с.
2. Исследование полимерцементных клеев для строительных изделий / В. В. Козлов, Н. Г. Матков, А. Г. Яшанов, В. М. Жук // Строительные материалы. — 1987. — № 3. — С. 27—28.

В. С. ЛЕВИНА, канд. техн. наук (ЦНИИОМТП); Н. В. ИГНАТОВИЧ, инж. (ЦНИИЭП жилища)

Влияние на бетон комплексных пластифицирующих добавок на основе промышленных отходов

Использование высокоэффективных пластифицирующих добавок-суперпластификаторов снижает водопотребность бетонных смесей, изменяет сроки их схватывания, уменьшает водоотделение и расслаиваемость, улучшает структуру и физико-технические свойства затвердевших растворов и бетонов, повышает их долговечность.

В качестве недефицитного и дешевого сырья для промышленного производства пластифицирующих добавок целесообразны лигносульфонаты технические (ЛСТ).

Добавка ЛСТ обладает сильным разжижающим действием на бетонные смеси, существенно замедляя схватывание и твердение цементного камня в начальный период, что ухудшает прочность бетона, особенно после ТВО. Поэтому значительный интерес представляет поиск способа модификации ЛСТ, при котором сохраняются ее положительные свойства при неизменной или повышенной прочности бетона после ТВО.

Для модификации СДБ использовали отходы мыловаренного масложирового производства — подмыленные щелока (ПЩ), а также нейтрализованные отходы цехов сероочистки (НОЦС) коксохимических производств, в результате

чего получили комплексные добавки КД-6 (ЛСТ+ПЩ) и КД-7 (НОЦС+ЛСТ).

Подмыленный щелок содержит в качестве активной составляющей предельные жирные кислоты в виде натриевых солей и, будучи введенным в бетонную смесь без ЛСТ, придает бетону положительные свойства (ускоряет твердение, повышает морозостойкость), однако обладает слабым пластифицирующим действием. Модифицирование ЛСТ подмыленным щелоком позволяет получить синергетический эффект, заключающийся в увеличении прочности бетона при высокой пластификации бетонной смеси.

Расход материалов, кг/м³, исходного состава для исследования эффективности КД-6 следующий: цемент Пикалевский марки 400—390, песок с $M_k = 1,5—760$, щебень фракции 5...20 мм — 1030.

Добавку получили перемешиванием предварительно приготовленного 10%-ного водного раствора ЛСТ с плотностью $\rho = 1,043$ г/см³ с подогретым до $t = 50...70^\circ\text{C}$ товарным ПЩ с концентрацией жирных кислот 2,8%, плотностью $\rho = 1,078$ г/см³.

Таблица 1

Добавка	Концентрация, % массы цемента	В/Ц	О. К., см	R, МПа, через сут	
				1	28
—	—	0,51/0,58	3,5/19	18,3/13,2	29,4/28,0
ЛСТ	0,2	0,51/0,56	9/19	14,1/12,8	24,3/24,0
КД-6 (ЛСТ+ПЩ)	0,3+0,05	0,51/0,52	23/19	18,3/17,9	30,0/36,0

Примечание. Перед чертой — В/Ц=const; после черты — равноподвижные бетонные смеси.

Таблица 2

Добавка	Концентрация, % массы цемента	Ц, кг/м ³	В/Ц	R, МПа	
				кубов	панелей
—	—	404	0,59	11,0/15,0	14,5/20,2
ЛСТ	0,2	404	0,57	9,8/14,0	10,0/18,2
КД-6 (ЛСТ+ПЩ)	0,4+0,75	364	0,56	11,2/17,9	18,6/23,0
КД-6 (ЛСТ+ПЩ)	0,5+0,1	364	0,50	12,5/18,3	17,5/24,3

Примечание. Перед чертой — 1 сут, после черты — 28 сут.

Добавки ЛСТ=0,3..0,5%, ПЩ=0,05..0,1% массы цемента в расчете на сухое вещество вводили в бетонную смесь вместе с водой затворения.

Эффективность пластифицирующего действия добавок оценивали при сравнении подвижности бетонных смесей и прочности при сжатии бетонов контрольных (без добавки), с ЛСТ и с добавками КД-6 и КД-7 (табл. 1).

Анализом установлено, что модифицирование лигносульфонатов подмыленным щелоком повысило эффективность ЛСТ.

Рациональные составы бетонных смесей с комплексной добавкой КД-6 опробованы при изготовлении внутренних стеновых панелей в заводских условиях по кассетной технологии (табл. 2).

Оптимальный режим ТВО кассетных изделий с добавкой КД-6 3+3+5 ч при $t_{из}=80...85^{\circ}\text{C}$ при скорости подъема температуры $<20^{\circ}\text{C}/\text{ч}$.

Анализ результатов заводских испытаний показал, что прочность панелей с добавкой КД-6 выше, чем с традиционным пластификатором ЛСТ на 30..40%, при этом в случае применения равноподвижных бетонных смесей расход цемента снижается на 10% (см. табл. 2).

Введение рекомендованной добавки в бетонные смеси, кроме того, улучшает качество поверхности панелей, что сокращает трудозатраты на отделку и продолжительность виброуплотнения в 2 раза.

Следует отметить, что комплексная добавка КД-6 эффективна только для мягких режимов ТВО (продолжительность >10 ч).

Для укороченных режимов (<10 ч) в том числе для двухстадийной ТВО (первая стадия 6..8 ч с последующим дозреванием изделий без подачи тепла извне) рекомендуется использовать комплексную пластифицирующую добавку КД-7, эффективность которой возрастает в случае применения мягких одностадийных режимов ТВО. КД-7 состоит из ускорителя твердения бетона — нейтрализованного отхода цеха сероочистки (НОЦС) Московского коксогазового завода и пластификатора ЛСТ, соответствующего ТУ 14-189-3—86. Имеется заключение НИИЖБа об отсутствии коррозии арматуры в бетоне с добавкой КД-7, а также разрешение Минздрава РСФСР на применение бетона с этой добавкой в жилищном и гражданском строительстве.

При разработке рациональных составов бетона с добавкой КД-7 использовали методы математического планирования экспериментов, с помощью которых установили зависимость прочности

Цементный завод	Содержание C_3A , % массы цемента	Класс бетона	Ц, кг/м ³	Добавка КД-7, % массы цемента	В/Ц	О. К., см	R, МПа, после ТВО через	
							4 ч	28 сут
Белгородский	4—6	B20	450	—	0,41	13	16,2	28,1
То же	4—6	B20	450	1,0/0,1	0,37	13	21,9	34,5
Староскольский	6—7	B15	300	—	0,56	4	15,8	26,2
То же	6—7	B15	300	1,2/0,1	0,50	3,5	21,8	32,7
Каменец-Подольский	8—10	B30	380	—	0,38	1,0	25,3	42,3
То же	8—10	B30	380	1,5/0,1	0,38	6,0	29,9	49,1

Примечание. Перед чертой — НОЦС, после черты — ЛСТ.

Таблица 4

Класс бетона	Добавка	Расход добавки, % массы цемента	Ц, кг/м ³	О. К., см	R _{отп.} МПа	R _{зв.} МПа
B20	—	—	470	12—14	20,0/20,7 ²	—
B20	КД-7	1,0/0,1 ¹	430	16—18	20,2/21,0	—
B25	—	—	400	10	18,7/16,5	32,5/—
B25	КД-7	1,0/0,1	355	12	22,0/22,0	32,2/—
B25	—	—	370	12	16,7/18,7	—
B25	КД-7	1,0/0,1	330	8	19,5/22,8	—
B16	—	—	300	1—3	17,5/—	22,5/—
B15	КД-7	1,2/0,1	270	4—5	19,9/—	26,6/—

Примечания: 1. Перед чертой — НОЦС, после черты — ЛСТ. 2. Перед чертой — образцы кубы, после черты — изделия.

бетона и подвижности бетонной смеси от ее состава.

Для приготовления бетонных смесей служили портландцементы марки 400 различного минералогического состава: Белгородский ($\text{C}_3\text{A}=4...6\%$), Староскольский ($\text{C}_3\text{A}=6...7\%$) и Каменец-Подольский ($\text{C}_3\text{A}=8...10\%$), известняковый щебень крупностью 5..20 мм и песок Сычевского ГОКа с $M_k=1,9$. Добавку КД-7 готовили при механическом смешивании 10%-ных растворов ЛСТ и НОЦС и вводили в бетонную смесь с водой затворения.

Подвижность бетонной смеси определяли в соответствии с ГОСТ 10181.1—81, предел прочности при сжатии — при испытании по ГОСТ 10180—78 образцов-кубов с ребром 10 см после пропаривания по укороченному режиму: 1-я стадия — 2+3+3 ч, 2-я стадия — 8 ч дозревания без подачи пара.

Результаты экспериментальных исследований эффективности КД-7 в зависимости от минералогического состава цемента, его расхода, состава бетонов приведены в табл. 3. Комплексная пластифицирующая добавка КД-7 эффективна во всех рассмотренных случаях.

Экспериментальные исследования послужили основанием для разработки рациональных составов бетонов классов В15..В25 с добавкой КД-7, опробованных в заводских условиях (табл. 4). Анализ результатов заводских испытаний свидетельствует о том, что введение КД-7 в бетонную смесь снижает расход цемента на 8..10% по сравнению

с бездобавочным составом, без уменьшения прочности бетона, сокращает продолжительность виброуплотнения бетонных смесей в 1,5 раза, улучшает качество изделий.

Применение комплексных добавок КД-6 и КД-7 на основе рассмотренных промышленных отходов рекомендуется в бетонах на портландцементе, удовлетворяющем требованиям ГОСТ 10178—76. Для получения наибольшего пластифицирующего эффекта целесообразно использовать низкоалюминатные цементы с содержанием в цементном клинкере $3\text{Ca}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ (C_3A) $<6\%$.

Выводы

Показана возможность использования промышленных отходов мыловаренного (или масложирового) и коксохимического производств в качестве добавок в бетоне при изготовлении изделий крупнопанельного домостроения.

Добавки КД-6 и КД-7 на основе промышленных отходов эффективны для получения высокоподвижных и литых бетонных смесей без потери прочности бетона, уменьшения продолжительности виброуплотнения при формировании изделий крупнопанельного домостроения в 1,5..2 раза по сравнению с бездобавочными бетонными смесями и улучшения качества железобетонных изделий.

Применение комплексных пластифицирующих добавок КД-6 и КД-7 позволяет утилизировать промышленные отходы и способствует охране окружающей среды от загрязнений.

Тепловая обработка аглопоритобетона в высокотемпературной среде с пониженной влажностью

В настоящее время широко распространен способ тепловой обработки бетона в высокотемпературной среде (более 100°C) с пониженной влажностью [1], который позволяет регулировать тепловой поток и, следовательно, эффективно управлять режимом термообработки, сокращать производственные площади, металло- и энергоемкость изготовления железобетонных изделий.

Однако этот способ недостаточно изучен, что тормозит его внедрение в производство. Сдерживающим фактором является также сильное испарение влаги с поверхности твердеющего бетона, что зачастую приводит к пересушиванию и соответственно к необратимой потере им прочности.

В ИСИА Госстроя БССР выполнены исследования тепловой обработки конструктивных аглопоритобетонов классов В15 и В22,5 в высокотемпературной среде с пониженной влажностью при радиационно-конвективном подводе тепла. В экспериментах использовали аглопоритобетоны жесткостью 10 с, приготовленные на портландцементе марки 500 следующих составов: Ц:П:Щ=1:2,28:1,71

с расходом цемента 310 кг и В/Ц=0,71, а также Ц:П:Щ=1:2,2:2,4 с расходом цемента 320 кг и В/Ц=0,625. Для приготовления бетона класса В15 использовали аглопоритовый, а В22,5 — кварцевый песок.

Экспериментальные исследования процесса формирования температурных полей и испарения влаги при высокотемпературной термообработке проводили на образцах-моделях сечением 15×15 см и высотой 15, 20, 30 см, обеспечивающих создание одномерного теплового потока, идентичного возникающему в центральной части изделия в производственных условиях. Образцы прогревали в камере с теплоизлучающими поверхностями. Процесс тепловой обработки контролировали по температуре среды, параллельно определяли оптимальный режим высокотемпературного прогрева с применением метода математического планирования эксперимента. Варьировали факторы, определяющие режим прогрева. К ним относятся время подъема температуры греющей среды камеры до максимального значения X_1 — 1, 2, 3 ч, продолжительность

изотермической выдержки X_2 — 6...10 ч, продолжительность охлаждения X_3 — 1...3 ч, температура греющей среды камеры X_4 — 110, 130, 150°C. При этом учитывали влияние на массообменные процессы ускорителя твердения CaCl₂ X_5 в количестве 1...1,5% массы цемента, укрытия поверхности испарения металлическим листом и лаком этиноль X_6 . В качестве параметра оптимизации Y_1 принимали прочность на сжатие аглопоритобетона в возрасте 28 сут, а в качестве ограничения Y_2 — прочность на сжатие через 8 ч после тепловой обработки ($Y_2 \geq 0,7 R_{28}$).

Результаты экспериментов (рис. 1 и 2) показывают, что зависимость температуры бетона от времени носит нелинейный характер для скорости подъема температуры, высоты образцов, температуры изотермической выдержки и класса бетона, а температурный градиент по сечению бетонного образца достигает максимальных значений к концу периода подъема температуры и составляет 1,3°C/см при температуре среды 110°C и 2°C/см — при 150°C. Изменение скорости разогрева бетона во времени имеет вид кривой, максимум которой соответствует максимуму температуры среды. Таким образом, при подъеме температуры наблюдается непрерывное прогрессивное увеличение скорости разогрева бетона. Как установлено [2], такая прогрессивно возрастающая скорость разогрева бетона наиболее перспективна и позволяет максимально использовать нарастание прочности бетона в процессе его термообработки и тем самым сократить продолжительность его разогрева без ухудшения физико-механических характеристик.

Процесс испарения влаги из бетона можно разделить на три периода: конденсации, возрастающей и снижающей интенсивности испарения.

В первом периоде наблюдается конденсация паров воды на открытой поверхности образца и формы. Количество сконденсировавшейся воды колеблется от 0,2 до 0,55 кг/м². Продолжительность этого периода составляет 1...2 ч и в основном зависит от скорости разо-

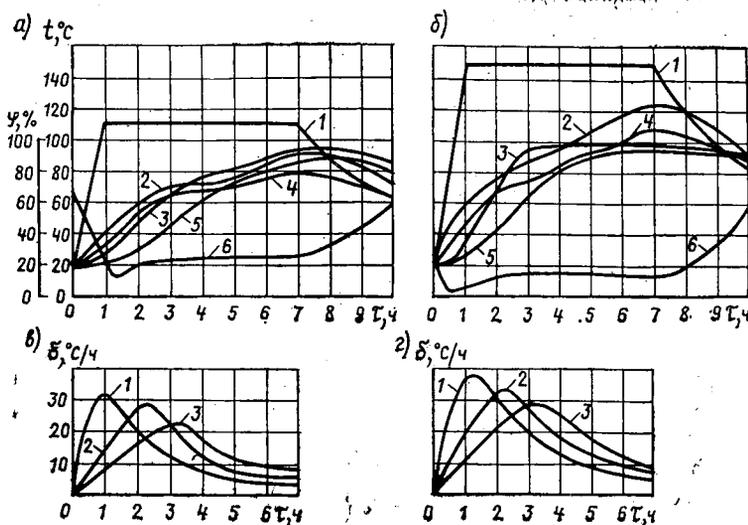


Рис. 1. Кинетика развития температуры (а, б) и изменения скорости разогрева (в, г) аглопоритобетона класса В15
а — 1 — температура среды при термообработке по режиму 2+1+6+3 ч при $t_{из} = 110^\circ\text{C}$; 2...5 — температура поверхности и центра бетонного образца высотой 15 и 30 см соответственно; б — относительная влажность среды камеры; в — то же, при температуре среды 150°C; г — при $t_{из} = 110^\circ\text{C}$ и высоте образца 15 см; 1...3 — продолжительность подъема температуры в течение 1, 2, 3 ч; г — то же при $t_{из} = 150^\circ\text{C}$ и высоте образца 30 см

грева среды камеры, температуры изотермической выдержки и высоты образца, а также от внешних условий (температуры и влажности окружающего воздуха). Повышение скорости разогрева, температуры среды камеры и толщины изделия способствуют удлинению периода конденсации.

Во втором периоде возрастает интенсивность испарения, обусловленная быстрым ростом температуры. Его продолжительность составляет 4...6 ч. В конце периода на кривой сушки наблюдается точка перегиба, после которой скорость испарения воды из бетона уменьшается.

Испарение воды из бетона заметно уменьшается и в третьем периоде, совпадающем с охлаждением бетона. Так, количество испарившейся влаги за 3 ч в процессе охлаждения бетона составило 10...15% общего количества испарившейся воды.

Наиболее сильно влияет на потерю воды температура среды камеры. При ее увеличении со 110 до 150°C влагопотери возрастают с 16 до 32 кг/м² для бетона класса В15 и с 13 до 27 кг/м² для бетона класса В22,5, т. е. увеличиваются вдвое. Это объясняется тем, что при повышении температуры в камере возрастает скорость разогрева бетона и процесс испарения происходит при повышенной температуре, достигающей 100°C, а также снижением влажности среды камеры. Высота образца, класс бетона, а также применение CaCl₂ и укрытие поверхности испарения металлическим листом и лаком этиноль не влияют заметно на суммарные влагопотери бетона. Низкие парозащитные свойства металлического листа объясняются неплотностью его прилегания к поверхности изделия, а лака этиноль — недостаточным сцеплением с поверхностью бетона.

После обработки результатов эксперимента по оптимизации режимов тепловой обработки были получены следующие уравнения регрессии:

для бетона класса В15:

$$Y_1 = 21,5 + 2,3 X_1;$$

$$Y_2 = 13,3 + 1,48 X_1 + 0,94 X_2 + 1,3 X_3 + 1,29 X_4 + 0,8 X_6;$$

для бетона класса В22,5:

$$Y_1 = 26,5 - 2,25 X_1 - 1,65 X_2 - 1,824 X_4;$$

$$Y_2 = 18,23 + 1,63 X_2 + 1,2 X_3.$$

Значения факторов, соответствующие оптимальным режимам, составляют для бетона класса В22,5: $X_1=1...1,3$ ч; $X_2=2,5...3$ ч; $X_3=2$ ч; $X_4=115...120^\circ\text{C}$; $X_5=X_6=0$, а параметр оптимизации $Y_1=32,7$ МПа. Для бетона класса В15

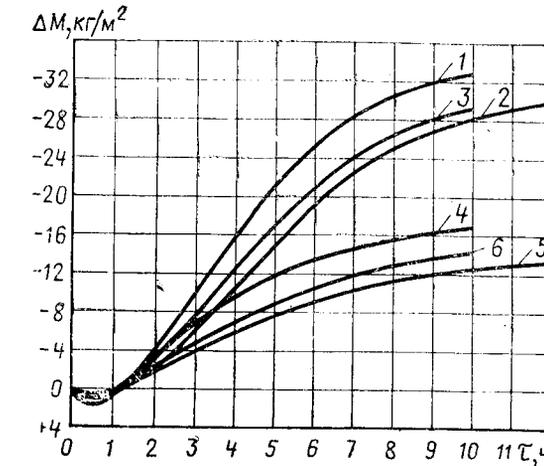


Рис. 2. Кинетика испарения влаги из аглопоритобетонного образца класса В15 высотой 15 см в процессе прогрева в высокотемпературной среде по режимам 1 — 1+6+3 ч; 2 — 2+6+3 ч; 3 — 3+6+3 ч с добавкой 1,5% CaCl₂ при $t_{\text{из}}=150^\circ\text{C}$; 4, 5 — то же при $t_{\text{из}}=110^\circ\text{C}$; 6 — то же с нанесением на открытую поверхность лака этиноль

соответственно: $X_1=2...2,25$ ч; $X_2=3$ ч; $X_3=2$ ч; $X_4=130^\circ\text{C}$; $X_5=X_6=0$, а параметр оптимизации $Y_1=24,7$ МПа.

Результаты исследований формирования температурных полей в бетонном образце и испарения влаги для оптимальных режимов высокотемпературного прогрева аглопоритобетона приведены на рис. 3.

Для найденных оптимальных режимов высокотемпературной тепловой обработки легких бетонов исследовали их физико-механические свойства, в результате чего было установлено соответствие бетонов требованиям СНиПа. Прочность аглопоритобетонов после тепловой обработки продолжает расти и в возрасте 120 сут она на 4...11% выше, чем в возрасте 28 сут. Это свидетельствует о достаточном количестве содержащейся в бетонах воды.

Апробацию способа проводили на заводе КПД-3 в Минске при изготовлении опытной партии стеновых панелей из аглопоритобетона класса В15. Изделия подвергали термообработке в имеющейся на заводе камере с теплоизлучающими поверхностями по режиму 1,5+5,5+2 ч при температуре среды 120°C.

В результате визуального осмотра изделий, прошедших термообработку, образования трещин, разрывов, отколов и шелушения поверхности не обнаружено. Прочность бетона, определенная испытаниями стандартных кубов и цилиндров, высверленных из панели, после тепловой обработки составляла 79...80%, а в возрасте 28 сут — 102...104% марочной.

Тепловая обработка аглопоритобетона в высокотемпературной среде с пони-

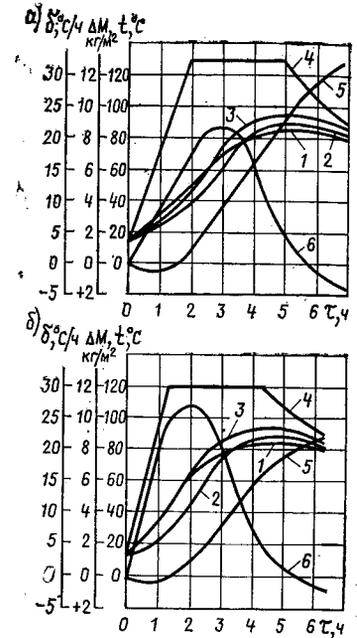


Рис. 3. Кинетика развития температуры, скорости разогрева и потерь влаги при прогреве в высокотемпературной среде аглопоритобетона

а — класса В15 по режиму 2+3+2 ч; б — класса В22,5 по режиму 3+3+2 ч; 1...3 — температура бетона соответственно верхней поверхности, центра и нижней поверхности; 4 — температура среды камеры; 5 — потери влаги; 6 — скорость разогрева

женной влажностью по разработанному режиму обеспечивает требуемые отпускную прочность изделия и качество. Удельный экономический эффект составил 2,01 р/м³, а экономия теплотрат 586 тыс. кДж/м³ бетона.

На основании проведенных исследований разработана расчетно-экспериментальная методика назначения оптимальных режимов тепловой обработки легких бетонов при их высокотемпературном прогреве.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крылов Б. А., Козлова Л. И. Особенности исследования бетонов при высокотемпературном прогреве в среде с пониженной влажностью // Совершенствование технологии строительного производства. — Изд. Томского ун-та, 1978. — 8 с.
2. Малинина Л. А. Тепловлажностная обработка тяжелого бетона. — М.: Стройиздат, 1977. — 159 с.
3. Методические рекомендации по назначению режимов тепловой обработки изделий из легких бетонов в камерах с радиационно-влажностным подводом тепла. — Минск, 1981. — 18 с. — (ИСИА Госстроя БССР).

Ю. И. ОРЛОВСКИЙ, канд. техн. наук (Львовский филиал НПО Стройматериалы);
Л. Ф. ГОРСКИЙ, канд. техн. наук (Львовский политехнический ин-т)

Трещиностойкость керамзитоперлитобетона

Авторы установили параметрические уровни и оценили трещинообразование конструктивно-теплоизоляционного керамзитоперлитобетона с позиций механики разрушения бетона, теоретические основы которой заложены в работах [1...3].

Для приготовления керамзитоперлитобетона использовали портландцемент Николаевского горно-цементного комбината марки 400, рядовой керамзитовый гравий фракции 5...20 мм Яворского завода с объемной насыпной плотностью 564 кг/м³ и прочностью на сдвигание в стандартном цилиндре 37 МПа, отсеянный вспученный перлитовый песок, полученный из перлитов Береговского месторождения с варьированием насыпной плотности.

В соответствии с методикой НИИЖБа при испытании на центральное сжатие призм размером 15×15×60 см на каждом этапе нагружения, вплоть до разрушения, измеряли продольные и поперечные упругомгновенные деформации и вычисляли коэффициенты Пуассона. По замеренным деформациям быстронатекающей ползучести ϵ_{pl}^I и ϵ_{pl}^t (при выдерживании под нагрузкой) и методом ультразвуковой дефектоскопии (УКБ-1М) определяли параметрические — нижний (микро-) R_{crc}^0/R_b и верхний (макро-) R_{crc}^v/R_b уровни трещинообразования. Опытные значения R_{crc}^0 и R_{crc}^v для керамзитоперлитобетона с призмной прочностью 15...30 МПа находились в пределах (0,35...0,71) и (0,65...0,98) R_b . Меньшие значения R_{crc}^0 и R_{crc}^v по-

лучены при использовании песка плотностью 185...200 кг/м³.

При прозвучивании призм из керамзитоперлитобетона на песках с низкой насыпной плотностью отмечалось некоторое снижение скорости прохождения ультразвука на начальных этапах нагружения, что свидетельствовало о наличии микродефектов в мезоструктуре бетона. Микротрещины образуются в результате взаимодействия слабого заполнителя и более прочной матрицы мезоструктуры ($E_n \ll E_{ц.к}$) в процессе ее формирования (E_n , $E_{ц.к}$ — модули упругости перлитового песка и цементного камня). Быстрый рост и последующая стабилизация скорости прохождения ультразвука указывают на закрытие микротрещин под нагрузкой и упругую работу мезо- и макроструктур вплоть до достижения бетоном R_{crc}^0/R_b . При сопоставлении результатов исследований с данными, полученными на других видах равнопрочных легких бетонов, установлено, что повышенная упругость мезоструктуры керамзитоперлитобетона под нагрузкой является его отличительной особенностью. Следует отметить, что при применении песка с плотностью >200 кг/м³ ($E_n < E_{ц.к}$) дефектность мезоструктуры, возникшей в процессе формирования, снижается.

Установлено, что влияние плотности песка на R_{crc}^0 и R_{crc}^v аналогично влиянию на прочность керамзитоперлитобетона, т. е. ее уменьшение снижает уровни микротрещинообразования. Сопоставительный анализ показал, что значения параметрических уровней

для керамзитоперлитобетона на песках плотностью 300 кг/м³ ниже на 15...25%, чем на песке плотностью 500 кг/м³.

Статистическая обработка опытных значений уровней для керамзитоперлитобетона прочностью 15...43 МПа (рис. 1) позволила получить эмпирические зависимости:

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{R_{crc}^0}{R_b} \right)_{min} &= 0,43 \lg R_b - 0,55; \\ \left(\frac{R_{crc}^v}{R_b} \right)_{min} &= 0,33 \lg R_b + 0,66. \end{aligned} \right\} (1)$$

Как видно из рис. 1, параметрические уровни для керамзитоперлитобетона выше, чем для тяжелых и других видов легких бетонов аналогичной прочности на плотных мелких заполнителях.

Влияние свойств вспученного перлитового песка на макроструктуру, трещиностойкость и прочность керамзитоперлитобетона оценивали с позиций механики разрушения бетона с использованием критерия локального разрушения (для трещин отрыва) [3].

Опытным путем устанавливали критические коэффициенты интенсивности напряжений K_{Ic} как постоянные характеристики бетона, зависящие от E_b и эффективной плотности поверхностной энергии γ . При этом приняли методику испытания образцов-балок с надрезом на изгиб под действием сосредоточенной силы P , постепенно увеличивающейся до критической нагрузки P_c , при которой в вершине надреза появляется трещина, свидетельствующая о начале локального разрушения. Момент достижения нагрузкой P_c определяли по показаниям динамометра и тензорезисторов, наклеенных в зоне развития направленной трещины. Прогобы измеряли индикатором ИГМ-10.

Для эксперимента использовали керамзитоперлитобетон плотностью 200 и 250 кг/м³. Из каждого состава изготовили образцы двух серий с надрезом глубиной 0,25 и 0,5 h . Характеристики бетона (R , R_{bt} , E_b) получены при испытании кубов на сжатие, призм на изгиб и центральное сжатие (см. таблицу). K_{Ic} находили по формуле

$$K_{Ic} = \sigma_{nc} \sqrt{\pi l y} (\lambda), \quad (2)$$

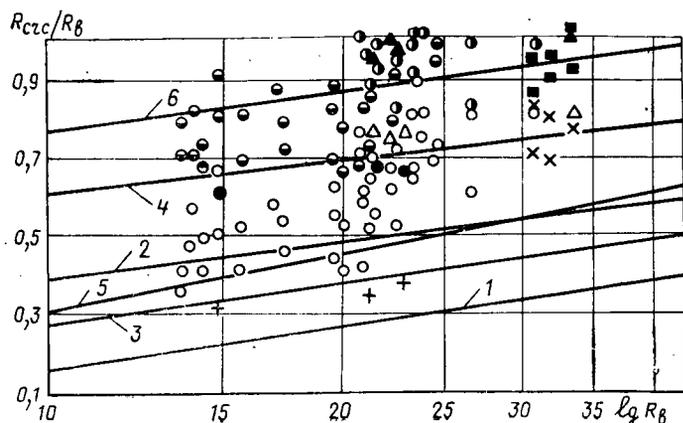


Рис. 1. Расчетные и опытные значения зависимости $R_{crc}/R_b = f(\lg R_b)$; R_{crc}^0/R_b 1, 2 — тяжелый бетон [1]; 3, 4 — керамзитобетон; 5, 6 — керамзитоперлитобетон; +, ● — керамзитобетон, остальные — керамзитоперлитобетон

где $\sigma_{пс}$ — номинальные напряжения (без учета их концентрации) в ослабленном сечении у вершины трещины при критической нагрузке:

$$\sigma_{пс} = \frac{1,5 P_c}{b(h-l)^2};$$

h, b — высота и ширина образца; l — длина надреза при критической нагрузке; P_c ; $y(\lambda)$ — поправочный коэффициент, зависящий от соотношения $\lambda=l/h$;

$$y(\lambda) = f(\lambda) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} (1-\lambda)^2 \times [1,96 - 2,75\lambda + 13,66\lambda^2 - 23,98\lambda^3 + 25,25\lambda^4].$$

По опытным значениям K_{IC} и γ вычислили эффективную плотность поверхностной энергии керамзитоперлитобетона по формуле

$$\gamma = \frac{K_{IC}^2}{2E_b} \quad (3)$$

В процессе испытаний установлено, что разрушение всех образцов происходило по матрице и зернам заполнителя, что характерно для керамзитоперлитобетона. При этом $K_{IC} = 0,13...0,21$ МПа/м^{1/2}; $\gamma = 8,8...21,6$ Дж/м² (см. таблицу).

Анализ полученных результатов (рис. 2, 3) свидетельствует о том, что с ростом прочности и плотности керамзитоперлитобетона и плотности песка K_{IC} и γ возрастают. Это указывает на повышение трещиностойкости и однородности макроструктуры бетона и снижение количества очагов начала локального разрушения, что подтверждает особую значимость «структурообразующей роли вспученного перлитового песка и необходимость его дифференцированного отбора в целях получения бетона с заданными свойствами.

Сопоставительный анализ опытных значений эффективной плотности поверхностной энергии и данных, полученных другими авторами [4...6], показал, что керамзитоперлитобетон — менее хрупкий материал, чем цементный камень и тяжелый бетон, поскольку для него γ значительно выше. Так, для цементного камня $\gamma = 2,3$, а в опытах авторов при $\lambda = 0,25$ $\gamma = 10,3$, при $\lambda = 0,5$ $\gamma = 19,5$.

Выводы

Установлено влияние насыпной плотности вспученного перлитового песка на прочность, нижний и верхний уровни микротрещинообразования для ке-

Образец	R_{btb} МПа	$\sigma_{пс}$ МПа	$\sigma_{пс} \sqrt{\pi l}$, МН/м ^{3/2}	K_{IC} , МПа/м ^{1/2}	γ , Дж/м ²
A-1	1,31/1,75	0,798/0,998	0,223/0,279	0,131/0,164	8,75/12,93
A-2	1,41/1,74	0,823/0,890	0,230/0,249	0,135/0,146	9,19/10,24
A-3	1,37/1,69	0,810/0,910	0,227/0,55	0,133/0,149	9,51/10,67
B-1	1,47/1,76	1,267/1,472	0,502/0,583	0,183/0,212	18,00/21,61
B-2	1,32/1,65	1,222/1,375	0,484/0,545	0,176/0,198	16,65/18,85
B-3	1,43/1,69	1,250/1,461	0,495/0,579	0,180/0,211	17,41/21,40

Примечания: 1. Перед чертой — состав I, после черты — II. 2. $\lambda = 0,25$ для образцов серии А; $\lambda = 0,5$ — серии Б. 3. $R \approx 11,5$ МПа для образцов состава I; $R \approx 15$ МПа — состава II. 4. $E_b \approx 93 \cdot 10^9$ МПа для образцов состава I; $E_b \approx 104 \cdot 10^9$ — состава II. 5. $y(\lambda) = 0,588$ для образцов состава I; $y(\lambda) = 0,364$ — состава II.

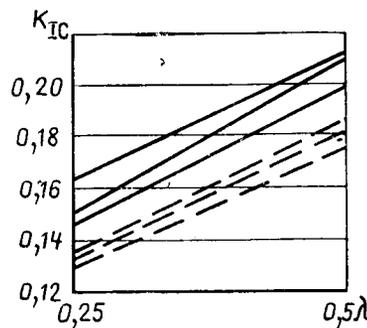


Рис. 2. Зависимость $K_{IC} = f(\lambda)$
— — — — $R = 11,5$ МПа; — — — — $R = 15$ МПа

рамзитоперлитобетона. Опытные значения $R_{срс}^0$ и $R_{срс}^v$ оказались выше, чем для тяжелого бетона, и находились в пределах (0,35...0,71) и (0,65...0,98) R_b . $R_{срс}^0/R$ и $R_{срс}^v/R_b$ рекомендуется вычислять по зависимостям (1).

Экспериментально установлены величины критического коэффициента интенсивности напряжений K_{IC} и эффективной плотности поверхностной энергии γ для керамзитоперлитобетона прочностью 10...15 МПа, которые свидетельствуют о снижении его хрупкости по сравнению с тяжелым бетоном. Повышение K_{IC} и γ подтверждает высокие параметрические уровни микротрещинообразования керамзитоперлитобетона, полученные при испытании призм на центральное сжатие с оценкой результатов по источнику [1].

Повышенная упругость и высокие уровни $R_{срс}^0/R_b$, $R_{срс}^v/R_b$ керамзитоперлитобетона увеличивают приведенную жесткость сечений при работе без трещин и снижают потери преднапряжения арматуры от ползучести бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. — М.: Госстройиздат, 1961. — 96 с.
- Бондаренко В. М., Бондаренко С. В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. — М.: Стройиздат, 1982. — 287 с.
- Зайцев Ю. В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. — М.: Стройиздат, 1982. — 196 с.

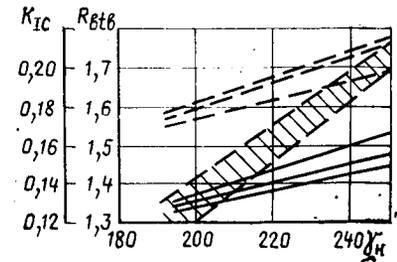


Рис. 3. Зависимости $K_{IC} = f(\gamma_n)$ и $R_{btb} = f(\gamma_n)$
— — — — $\lambda = 0,25$; — — — — $\lambda = 0,5$, заштрихована зона значений R_{btb}

- Moavenzadeh F., Kugnel R. Fracture of Concrete // Journal of Materials. — 1969. — № 3. — P. 23—27.
- Nadeau J. S., Mindess C., Hay J. M. Slow Crack Growth in Cement Paste // Journal of The American Ceramic Society. — 1979. № 2. — P. 39—48.
- Radjy F., Hansen T. C. Fracture of hardened cement paste and concrete // Cement and Concrete Research. — 1973. — № 4. — P. 29—37.

Новые изобретения

№ 5*

А. с. 1456317 СССР, МКИ⁴ В 28 В 13/02. Приемник установки для пневмотранспортирования бетонных смесей / А. В. Плужников (СССР); Краснодарский политехнический ин-т.
А. с. 1456388 СССР, МКИ⁴ С 04 В 20/10. Способ обработки пористого заполнителя / Ю. Б. Чирков, Е. Д. Козлов (СССР).
А. с. 1456521 СССР, МКИ⁴ Е 04 В 1/38, Е 04 С 3/34. Стыковое соединение элементов сборных железобетонных колонн / А. Н. Четверкин, Ю. Н. Карнет, С. М. Крылов (СССР); Уральский ПромстройНИИпроект.
А. с. 1456526 СССР, МКИ⁴ Е 04 Г 11/08. Способ образования проема в бетонной монолитной стене и устройство для его осуществления / А. В. Булатов, М. Х. Атабаев, А. Е. Таптыков (СССР); ЦНИИЭПсельстрой.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

Н. И. КАТИН, канд. техн. наук, Б. А. ШИТИКОВ, инж. (НИИЖБ);
В. В. ПОВЕСЬМА, инж. (ЦНИИЭП жилища)

Штампованные закладные детали крупнопанельных зданий для сейсмических районов

В конструкциях крупнопанельных жилых домов широко применяют штампованные закладные детали. Наиболее распространены детали, на анкерных участках которых для обеспечения надежности сцепления выштамповываются сферические выступы. Работа таких штампованных закладных деталей в элементах крупнопанельных зданий при воздействии статической нагрузки изучена достаточно полно. На основании экспериментальных исследований разработаны формулы по их расчету на статическую однократную нагрузку*.

Вместе с тем практика крупнопанельного строительства требует расширения области применения штампо-

ванных закладных деталей на сейсмически опасные районы. Прежде всего это относится к крупнопанельным зданиям, проектируемым для строительства в сейсмически опасных районах Сибири и Дальнего Востока, где монтаж большей частью ведется в условиях отрицательных температур и применение замоноличенных стыковых соединений вызывает большие трудности.

В крупнопанельных зданиях, расположенных в сейсмически опасных районах, в первую очередь целесообразно применять штампованные закладные детали для соединения внутренних стеновых панелей между собой в вертикальных стыках. Эти детали работают при сейсмическом воздействии на сдвигающие знакопеременные сим-

метричные усилия ($\rho = -1$). Для выявления оптимальной конструкции штампованной закладной детали и методики ее расчета на малоцикловые нагрузки типа сейсмических в НИИЖБ испытывали детали четырех типов (рис. 1). Они имели по четыре наклонных полосовых анкера, расположенных попарно на противоположных торцах пластины вдоль действия сдвигающей силы. На каждом полосовом анкере толщиной 6, шириной 25 и длиной 305 мм было выштамповано по девять сферических выступов высотой 5 мм с шагом 30 мм. Детали типов 1, 2 и 3 выполняли из одинаковых заготовок, обеспечивающих безотходный раскрой штампованных закладных деталей и отличающихся друг от друга различными углами и линиями отгиба анкеров. В детали типа 3 анкерные полосы имели наклонные линии отгиба под углом 45 и 30° для каждого из парных анкеров, что обеспечивало изменение направлений поверхностей раскалывания бетона. Деталь типа 4 имеет смежные анкеры, расположенные несимметрично относительно оси действия сдвигающей силы. Этот тип принят для опытной проверки, поскольку заготовка такой детали имеет более технологичную для изготовления форму.

Работу закладных деталей при однократном и малоцикловом нагружении ($\rho = -1$) сдвигающей силой изучали на железобетонных образцах-фрагментах размером 160×920×1070 мм. Толщина железобетонного образца была принята равной толщине продольной внутренней стеновой панели. Другие размеры образца соответствуют параметрам имеющегося оборудования, исходя из условий размещения закладных деталей и получения предельного состояния по раскалыванию, ожидаемого в натурной конструкции при расположении деталей в несколько ярусов по высоте. В каждом образце симметрично установлено по четыре одинаковых закладных детали, располагавшихся попарно у торцов образца с анкерами, ориентированными

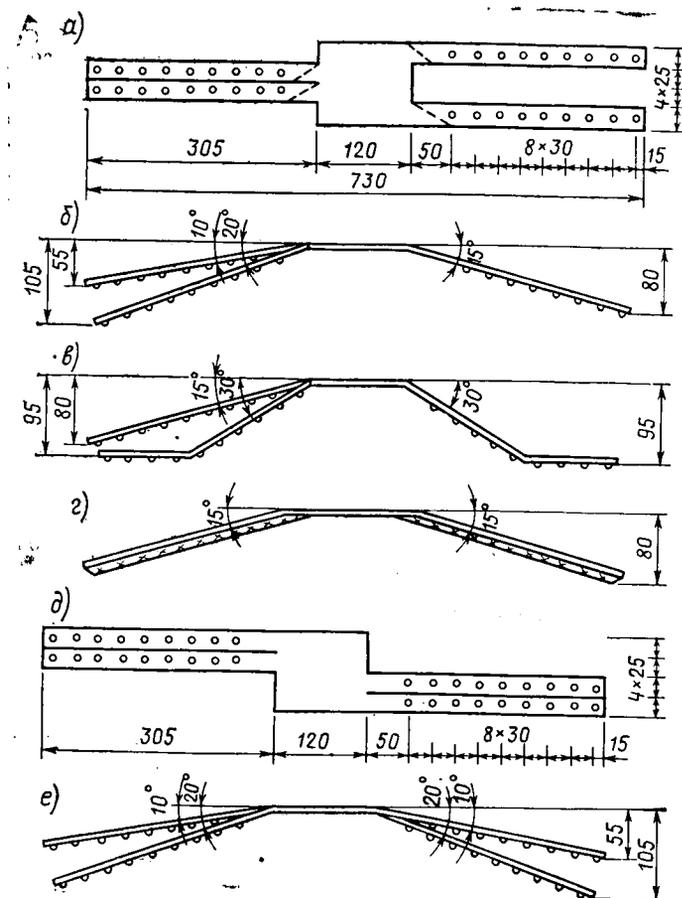


Рис. 1. Конструкции штампованных закладных деталей

а — плоская заготовка для деталей типов 1, 2 и 3; б — деталь типа 1; в — деталь типа 2; г — деталь типа 3; д — плоская заготовка для детали типа 4; е — деталь типа 4

вдоль направления сдвигающей силы. Армирование образца в зоне расположения закладных деталей выполняли аналогично конструктивному армированию натурной внутренней стеновой панели.

Однократную и повторную сдвигающую силу прикладывали равномерно посредством грузовых траверс, присоединенных полосовыми тягами к пластинам четырех штампованных закладных деталей типов 1...4 (рис. 2). В некоторых образцах с деталями типа 1 сдвигающую силу прикладывали с плечом, равным 36 мм. Знакопеременная нагрузка создавалась поочередной подачей масла в два домкрата, установленных сверху и снизу образца. Повторное нагружение закладных деталей осуществляли в полуавтоматическом и ручном режимах работы. Гидродомкраты поочередно подключали к насосной станции с электроприводом через гидравлический распределитель с электромагнитным управлением. Продолжительность полного цикла в полуавтоматическом режиме работы составляла 10...15 с.

Уровень малоциклового нагружения задавали в интервале 0,75...0,95 разрушающей однократной нагрузки. Число циклов колебалось от 30 до 500. Перемещения закладных деталей по направлению сдвигающей силы относительно бетона образцов измеряли индикаторами часового типа. В некоторых деталях измеряли деформации полосовых анкеров тензорезисторами с базой 5 мм, наклеенными на боковые поверхности анкеров в пазах глубиной 4,6 и шириной 3,5 мм. Тензорезисторы располагали перед первым и между

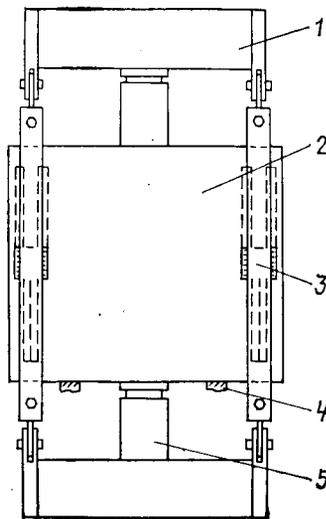
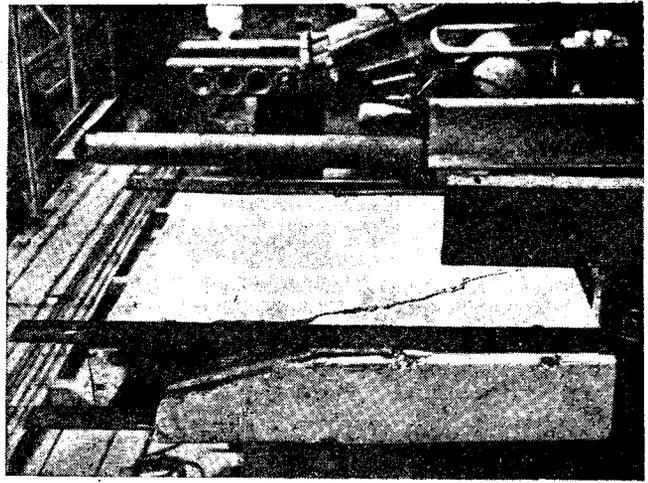


Рис. 2. Схема испытания закладных деталей при знакопеременном симметричном цикле нагружения
1 — грузовая траверса; 2 — опытный образец; 3 — тяговая пластина; 4 — опорная рама; 5 — гидродомкрат

Рис. 3. Характер разрушения железобетонного образца



последующими сферическими выступами, изолировали компаундом, состоящим из эпоксидной смолы (80%), отвердителя (10%) и каучука (10%).

Всего испытали 20 железобетонных образцов с 80 закладными деталями. Кубиковая прочность в них колебалась от 20,2 до 38 МПа. Образцы разрушались в основном от раскалывания бетона полосовыми анкерами и дальнейшего откалывания бетона (рис. 3).

Из всех испытанных штампованных закладных деталей наибольшую несущую способность показали детали типа 3—97,3...112 кН для бетона с кубиковой прочностью 26,5 и прочностью на растяжение 1,63 МПа, на 15% ниже — деталь типа 1. Разрушающая нагрузка у образцов с деталями типа 4 на 35% меньше, чем у образцов с деталями типа 3.

Несущая способность детали типа 2 на 15% ниже, чем у детали типа 1. Так как деталь типа 4 более технологична при изготовлении, чем деталь типа 3, а их несущая способность почти одинакова, то для применения можно рекомендовать деталь типа 1. Отношение разрушающей повторной нагрузки для этой детали при $\rho = -1$ и 100 циклах, принятых эталонными для сейсмической нагрузки, к разрушающей однократной можно принимать равным 0,85.

Изгибающий момент заметно влияет на работу закладной детали, так при приложении сдвигающей силы с плечом 36 мм ее несущая способность уменьшилась примерно на 40%. Штампованные закладные детали при действии на них в бетонном образце только сдвигающей силы показали небольшие перемещения (при разрушающей однократной нагрузке — 0,18...0,38 мм). Циклический характер нагружения уменьшает жесткость анкерной детали — амплитуда перемещений за 100 циклов

сдвигающей силы увеличилась на 14...41%.

Анализ деформаций растянутых и сжатых полосовых анкеров и характера разрушения образцов показал, что раскалывание бетона в основном происходит по плоскости несмежных анкеров от действия на них растягивающей силы, равной примерно 60% сдвигающей силы, действующей на деталь. При этом поверхность раскалывания на ширине $b_1...b_2$ (рис. 4) совпадает с плоскостью растянутых анкеров, а на ширине $b_3...b_4$ она, переходя в плоскость, расположенную под углом 45° к плоскости анкеров, выходит на фасадную грань образца.

Учитывая результаты испытаний, а также структуру разработанной ранее* расчетной формулы по раскалыванию бетона штампованными деталями с односторонними полосовыми анкерами при действии статической нагрузки, расчет на раскалывание бетона внут-

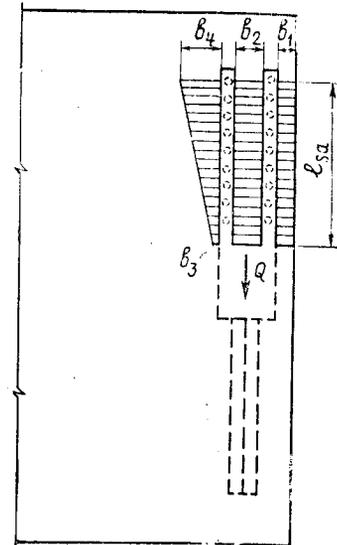


Рис. 4. Схема раскалывания бетона растянутыми полосовыми анкерами штампованной закладной детали

ренных стеновых панелей растянутыми полосовыми анкерами деталей типа 1 при действии на них однократных и повторных сдвигающих сил рекомендуется выполнять по условию

$$Q \leq 0,17 \varphi_{rep} \varphi'_b A_{spl} R_{bt},$$

где Q — расчетная нагрузка на одну деталь в кН; $A_{spl} = (b_1 + b_2 + \frac{b_3 + b_4}{2}) l_{so}$ (см. рис. 4) — площадь проекции поверхности раскалывания бетона растянутыми анкерами на фасадную грань панели; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению в МПа; φ_{rep} — безразмерный коэффициент, учитывающий повторность нагрузки и равный 0,85; при однократном нагружении этот коэффициент равен 1; φ'_b — безразмерный коэффициент, принимаемый для тяжелых бетонов классов В12,5...В20—1; класса В25—0,95, класса В30—0,9.

Для повышения надежности работы штампованной закладной детали типа 1 целесообразно принимать различные углы отгиба не только для смежных, но и для несмежных полосовых анкеров.

Проведенные испытания позволяют рекомендовать штампованные закладные детали для изготовления железобетонных элементов крупнопанельных жилых зданий, сооружаемых в сейсмически опасных районах. Марки стали для закладных деталей применяются в соответствии с расчетными температурами по СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования (М.: Стройиздат, 1988.—94 с.).

Новые изобретения

6*

А. с. 1458230 СССР, МКИ⁴ В 28 В 1/08. Промежуточная опора виброударных площадок для уплотнения бетонных смесей в формах / В. Ф. Лепеев, С. А. Генкин (СССР); ПО Мосспецжелезобетон. А. с. 1458233 СССР, МКИ⁴ В 28 В 1/50. Способ изготовления вариатропных ячеистобетонных изделий / А. Н. Чернов, А. П. Кожевников (СССР); УралНИИСтромпроект. А. с. 1458236 СССР, МКИ⁴ В 28 В 5/00. Способ изготовления полах изделий и устройств для его осуществления / А. Ф. Правоторов (СССР). А. с. 1458237 СССР, МКИ⁴ В 28 В 5/00. Технологическая линия для изготовления строительных изделий / Р. О. Саакян, А. О. Саакян, К. Г. Мовсесов, М. К. Констандян (СССР); ВПИКТИ. А. с. 1458238 СССР, МКИ⁴ В 28 С 5/38. Смеситель. Киевский завод строительных материалов.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

Заводское производство

УДК 624.073:66.04

В. Н. ЛЕМЕХОВ, [Д. П. КОЛЕСНИКОВ], Ю. М. КЛЕПОВ, кандидаты техн. наук (УкрНИИГИМ)

Использование солнечной энергии при изготовлении плит в пакетах

Известно, что значительную часть сборного железобетона производят на полигонах, как правило, по стендовой или поточно-агрегатной технологии. При этом каждое изделие изготавливают в отдельной форме с применением пропарочных камер или термоформ для тепловлажностной обработки (ТВО). При таком способе производства неоправданно высоки энергозатраты — до 850 кг пара на 1 м³ изделия.

Как показали исследования и опыт внедрения [1], в южных регионах нашей страны в теплое время года использование энергии солнца и тепла от гидратации цемента может полностью исключить топливные энергозатраты на ТВО бетона. Распалубочную прочность в изделиях достигают при однократном обороте форм в сутки при условии начала гелиотермообработки не позднее 11 ч. При более позднем времени гелиотермообработки, а также при облачности или похолодании распалубочную и тем более передаточную прочность изделий в течение 24 ч твердения бетона не всегда можно обеспечить. Применение гелиотехнологии на полигонах сдерживается также необходимостью использования больших производственных площадей при изготовлении каждого изделия в отдельной форме, особенно с развитой поверхностью, например конструкций плит.

Известно, что чем больше массивность (меньше модуль поверхности) изделий при определенных условиях теплоподвода, тем выше эффективность использования тепла гидратации цемента. Важным условием является равномерный начальный прогрев, интенсифицирующий внутреннее тепловыделение. В последующем из-за малой поверхности теплоотдачи в массиве бетона аккумулируется достаточное для ускорения его твердения тепло и исключается необходимость в дополнительных затратах энергии. Например, электротермообработка плит в пакетах с модулем поверхности меньше 12 м⁻¹ в условиях цеха в декабре при температуре воздуха +2...+5°C для дости-

жения передаточной прочности в бетоне плит (70% R_{28}) потребовала расхода энергии 32...35 кВт·ч/м³ [2].

В связи с этим целесообразно применять в условиях полигонов пакетный способ изготовления плит [3] с электро- и гелиопрогревом. Комбинированная гелиоэлектротермообработка позволит интенсифицировать процесс твердения бетона, снизить градиенты температур по толщине плит в пакете, а также устранить недостатки гелиотехнологии при изготовлении каждого изделия в отдельной форме.

Экспериментальное опробование осуществляли на полигоне Каховского завода ЖБИ треста Укрводжелезобетон (Херсонская обл.) в августе, когда суточное поступление солнечной энергии 5,56 кВт·ч/м² равнялось среднемесячному с апреля по сентябрь (5,68 кВт·ч/м²). Распределение тепла в течение дня весьма неравномерно. Поступление тепла от солнечного излучения после 12 ч составляет 50%, а после 14 ч — всего 28% суммарного за весь световой день.

В процессе экспериментов изготавливали преднапряженные железобетонные плиты облицовки каналов размером 6×2×0,06 м. Установка для изготовления плит в пакетах состояла из поддона с деревянным настилом толщиной 40 мм, комплекта форм и светопрозрачного покрытия СВИТАП. Кроме обычных форм для пакетной технологии с плоским дном и силовыми бортами использовали такие же формы с плоскими электронагревателями, прикрепленными к нижней поверхности дна третьей снизу формы между вторым и третьим изделиями в пакете.

Суммарная мощность электронагревателей составляла 15 кВт. Источником питания нагревателей являлся трансформатор ТПТ4-40/380 с выходным напряжением для электрообогрева 56 В. Температурный режим твердения бетона контролировали хромель-копелевыми термометрами, устанавливаемыми в свежееуложенный бетон плит после формирования. Характерные условия экспериментов приведены в табл. 1.

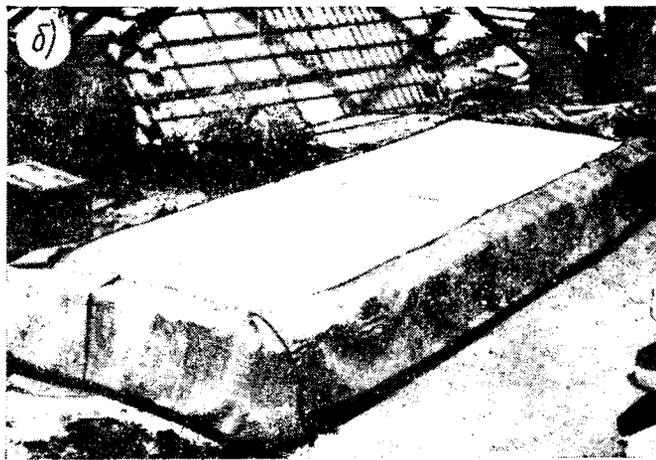


Рис. 1. Гелиотермообработка изделий в пакетах с покрытием СВИТАП (а) и с утеплением боковых поверхностей листовой резиной (б)

№ опыта	Число плит в пакете	Высота пакета, м	Модуль открытой поверхности, м ²	Средняя температура, °С		Время начала ТВО, ч	Продолжительность электрообогрева, ч	Состояние погоды
				днем на солнце	ночью			
1	4	0,28	9,6	26—30	17—13	12	—	Безоблачно
2	5	0,35	8,0	30—39	25—20	12	4	»
3	6	0,42	7,0	30—36	24—20	14	5	Переменная облачность

Таблица 1

Продолжительность электрообогрева в опытах 2 и 3 определяли расчетным путем по методике [3]. Опыт 1 был контрольным, так как для ускорения твердения бетона использовали только солнечную энергию. Теплоизоляцию поверхности стальной опалубки по рекомендациям [4] не применяли (рис. 1,а). В опытах 2 и 3 боковые и торцевые поверхности пакета укрывали полотнищами из листовой резины толщиной 1,5 мм, навешиваемыми на раму СВИТАП в конце светового дня

Таблица 2

№ плит в пакетах (снизу)	Количество градусо-часов твердения бетона изделий за 1 сут в различных зонах		
	в центре	у бортов	в углах
1	690/1085	630/1006	580/1005
2	—/1080	—	—
3	740/1080	630/—	585/—
4	780/—	710/860	645/860
5	—/1080	—/853	—/853
6	—/1040	—/850	—/940

Примечание. Перед чертой — в 4-плитном пакете без электрообогрева; после черты — в 6-плитном при электрообогреве.

(рис. 1,б). При этом солнечную энергию использовали в сочетании с электрической и включали электронагреватели сразу после установки пакета на пост термообработки и укрытия его поверхности СВИТАП. Более позднее время гелиотермообработки в опыте 3 вызвано необходимостью проведения эксперимента в условиях дефицита солнечной радиации, который может возникнуть при работе полигона в две смены или по погодным условиям.

Схема установки термодар приведена на рис. 2, а результаты измерения температуры бетона в процессе его твердения — на рис. 3. Отмечена большая неравномерность прогрева плит в 4-плитном пакете по площади и по высоте, которая повышается в ночное время. В связи с этим в последующих экспериментах утепляли боковые поверхности опалубки пакета. Благодаря

массивности пакета, использованию электрообогрева и теплоизоляции боковых поверхностей в ночное время в бетоне 5- и 6-плитного пакетов (опыты 2 и 3) сформировалось относительно однородное температурное поле как в период разогрева, так и при термосном выдерживании в условиях медленного естественного остывания.

Данные расчета градусо-часов твердения бетона плит в пакетах (табл. 2) показывают, что за 24 ч твердения бетон изделий в 4-плитном пакете получил 650...780 градусо-часов, а с применением электрообогрева в 6-плитном

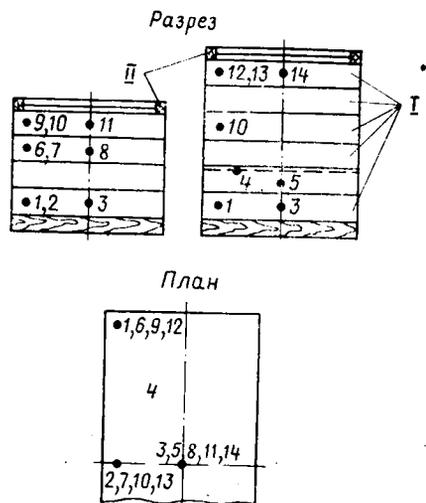


Рис. 2. Схема установки датчиков для измерения температуры бетона в пакете плит при ТВО
I — плиты; II — покрытие СВИТАП; 1...14 — номера термодар; — — — электронагреватель

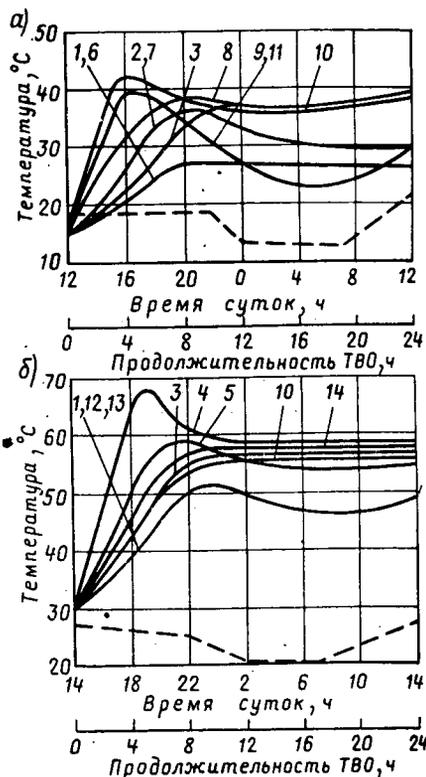


Рис. 3. Измерение температуры бетона
а — при гелиотермообработке плит в 4-плитном пакете; б — при гелиоэлектротермообработке в 6-плитном пакете; 1...14 — см. рис. 2; — — — температура наружного воздуха в тени

пакете с более поздним началом ТВО — 850...1080 градусо-часов. В результате этого в 4-плитном пакете средняя прочность бетона верхней плиты в суточном возрасте, определенная по ГОСТ 22640.2—77, составила всего 18 МПа (60% R_{28}). Ввиду того, что для плит облицовки каналов по ГОСТ 22930—87 распалубочная прочность должна составлять не менее 70% R_{28} , распалубку в суточном возрасте не производили. Более благоприятные условия твердения бетона в 6-плитном пакете по сравнению с 4-плитным обеспечили передаточную прочность бетона 20...22 МПа в суточном возрасте.

Так как условия опытов 2 и 3 близки, то прочность бетона плит в суточном возрасте оказалась такой же, как в опыте 3.

Фактический удельный расход электроэнергии при использовании комбинированной гелиоэлектротермообработки в опытах 2 и 3 соответственно 14,5 и 15,0 кВт·ч/м³, что составляет около 40% расхода энергии при электротермообработке плит в пакетах в зимнее время в условиях цеха.

Полученные результаты подтвердили техническую возможность и экономическую целесообразность организации круглогодичного изготовления изделий пакетным способом на полигонах в условиях юга Украины с применением солнечной и электрической энергии для тепловлажностной обработки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крылов Б. А., Заседателей И. Б., Малинский Е. Н. Изготовление сборного железобетона с применением гелиоформ // Бетон и железобетон. — 1984. — № 3. — С. 17—18.
2. Лемехов В. Н., Собко В. А., Клепов Ю. М. Электрообогрев плит при пакетном изготовлении // Бетон и железобетон. — № 10. — 1979. — С. 12—14.
3. Технология и организация производства сборных железобетонных плит пакетным способом. — Киев: УкрНИИГим, 1986. — 68 с. — (Пособие к СНиП 3.09.01).
4. Временные рекомендации по применению солнечной энергии для тепловлажностной обработки сборных бетонных и железобетонных изделий на гелиополигонах / НИИЖБ. — М.: 1983. — 17 с.

Новые изобретения

6*

А. с. 1458241 СССР, МКИ⁴ В 28 В 7/38. Смазка для металлических форм при производстве бетонных изделий / В. С. Вермул, М. Г. Дворина, В. А. Слабский и др. (СССР); Вторнефтепродукт, ВНИИСМ, Люберецкий комбинат строительных материалов и конструкций.

А. с. 1458243 СССР, МКИ⁴ В 28 В 13/02. Виброэкструдер для укладки бетонных смесей в форму / И. А. Андреев, Ю. Е. Лукач, П. Н. Магазин, В. Ю. Трач (СССР); Киевский политехнический ин-т.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

В помощь проектировщику

УДК 624.073

Н. Н. КОРОВИН, канд. техн. наук, А. Ю. ГОЛУБЕВ, инж. (НИИЖБ)

Продавливание толстых железобетонных плит

В практике строительства встречаются случаи передачи на железобетонную плиту большой сосредоточенной нагрузки. В качестве примера можно привести нагрузку от колонн многоэтажного здания, передаваемую на плиту в уровне перекрытия первого или второго этажа над проездами или зальными помещениями. При этом толщина плиты, назначаемая из условия продавливания, достигает иногда 700...1000 мм.

Приведенная в действующих нормах методика расчета железобетонных плит на продавливание разработана на основе экспериментальных исследований плит существенно меньшей толщины (200...300 мм). На основе опытов советских и зарубежных ученых есть основание полагать, что с увеличением толщины плит разрушение происходит при меньших напряжениях отрыва на боковых гранях пирамиды продавливания. Однако количественная оценка этого явления в отечественных нормах отсутствует.

Для установления влияния толщины плит на их относительную несущую способность использовали плиты, запроектированные таким образом, чтобы их разрушение происходило от продавливания. Толщина образцов — 100...600 мм с градацией через 100 мм. При проектировании образцов старались обеспечить возможно меньшее влияние на их работу геометрических и физико-механических характеристик. Плиты продавливали штампом размером 200×200 мм.

Расстановка опор при испытании образцов обеспечивала возможность свободного продавливания плит — у всех образцов $c/h_0 = 1,8$. Размеры плит в плане изменялись от 950×950 мм ($h = 100$ мм) до 2680×2680 мм ($h = 600$ мм).

Рабочее армирование плит подобрали так, что отношение расчетного продавливающего усилия к расчетному усилию при разрушении плиты от изгиба оказалось близким (0,5...0,7).

У трех образцов с наибольшими

расчетными усилиями продавливания предусмотрено косвенное армирование против смятия под штампом.

Образцы испытывали в силовой раме на восьми шарнирно неподвижных опорах — силоизмерительных тензорезисторных динамометрах (преобразователях датчиков) ДЭДВУ, с максимальной грузоподъемностью 200 кН каждый. Перед экспериментами динамометры устанавливали на массивные стальные плитки, уложенные на бетонные опоры. Образец помещали на массивные стальные опорные части динамометров. Равномерности передачи усилия от домкрата через образец на все восемь динамометрических опор достигали установкой нижних стальных опорных пластин динамометров на раствор, уложенный по бетонным опорам, и образца на раствор, уложенный по верхним опорным частям динамометров.

Образцы, расчетная несущая способность которых превышала 2000 кН, опирались на опоры, расположенные под средними частями сторон плиты через спаренные динамометры. На угловых опорах при испытании всех образцов устанавливали одиночные динамометры. Таким образом плиты с наибольшей несущей способностью опирались на 12 динамометров, расположенных на тех же восьми опорах.

При испытании образцов измеряли деформации бетона плиты при изгибе в продольном и поперечном сечениях механическими тензометрами, установленными по осям образца на верхней поверхности плиты. Деформации рабочей арматуры плит фиксировали парными тензорезисторными датчиками, наклеенными на арматуру. Осадки опор и прогибы плиты устанавливали индикаторами часового типа. Также индикаторами измеряли смещения штампа относительно верхней поверхности плиты. По специальной методике фиксировали деформации бетона плиты не только по площади, но и по толщине.

Устройство для определения деформаций бетона плиты по толщине представляло собой стальной стержень диаметром 8 мм, длиной более толщи-

ны плиты, свободно перемещающийся в вертикальном канале, пронизывающем плиту по толщине. Перед испытанием канал закрывали снизу пластинкой, приклеенной к нижней поверхности плиты, и опускали в него стержень. Два индикатора, из которых один закрепляли автономно, а второй на стержне, показывали смещение соответствующей точки нижней поверхности плиты и деформацию бетона плиты по толщине в месте прохождения через плиту канала. Разность показаний этих индикаторов давала возможность выявить прогибы нижней и верхней поверхности плиты. Характер деформаций позволял оценивать напряженно-деформированное состояние бетона плиты по площади и по толщине и, в частности, момент и место возникновения наклонных трещин в толщине плиты.

Каналы для установки устройства для измерения деформаций бетона плиты по толщине были предусмотрены по полю плит и над всеми опорами. Таким образом, в местах опирания плит на динамометрические опоры, экспериментально были получены опорные реакции, усилия сжатия бетона и соответствующие им деформации. Схема расположения каналов на плите, т. е. места замеров деформаций бетона плиты по толщине и точки фиксации прогибов верхней и нижней поверхностей плиты показаны на рис. 1.

Разработанная методика не позволяла определить деформации бетона плиты по толщине непосредственно под штампом. Поэтому в центре плит П-3 и П-4 в бетоне плиты непосредственно под штампом устанавливали датчик напряжений.

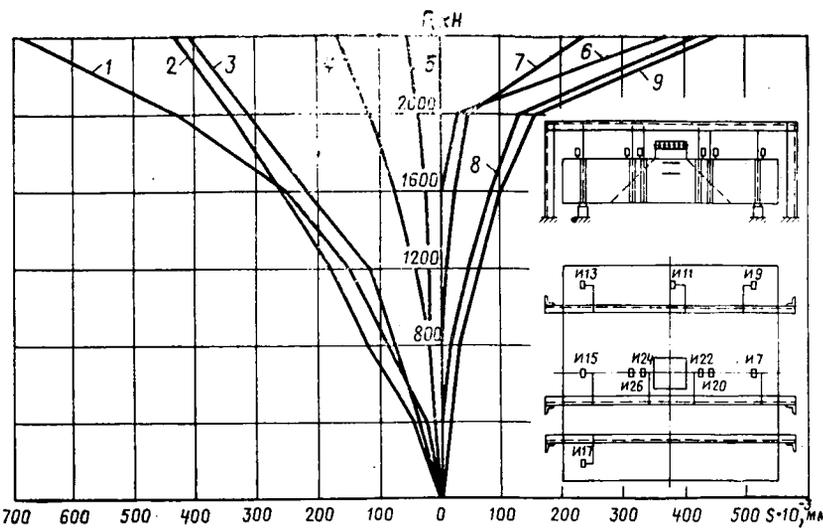


Рис. 1. Перемещение верхней поверхности плиты относительно нижней в образце П-6 ($P_{разр} = 2500$ кН)
Индикаторы: 1—7; 2—11; 3—15; 4—13; 5—17; 6—20; 7—26; 8—22; 9—24

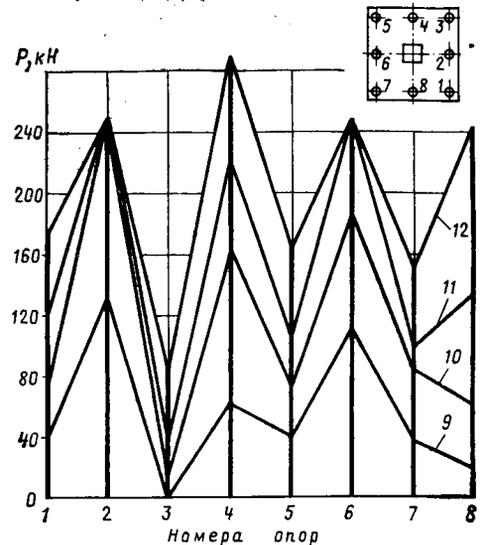


Рис. 2. Реакции опор
1...8 — образцы П-4 ($P_{разр} = 1700$ кН); 9 — $P = 400$ кН; 10 — $P = 800$ кН; 11 — $P = 1200$ кН; 12 — $P = 1600$ кН

Марка плиты	Размер, мм	h_0 , мм	l , мм	Армирование А-III	R_{st} , МПа	$R_{сред}$, МПа	R_{bt} , МПа	P_{exp} , кН	P_{exp}/A , МПа	$P_{СНП}$, кН	$P_{предл}$, кН	$P_{exp}/P_{СНП}$	$P_{предл}/P_{СНП}$
П-1	950×950×100	75	550	8Ø12	581	22,6	1,69	265	3,21	139	177	1,90	1,49
П-2	1290×1290× ×200	165	890	12Ø16	449	22,6	1,69	590	2,44	406	455	1,45	1,31
П-3	1650×1650× ×300	260	1250	16Ø18	386	22,6	1,69	1080	2,26	807	832	1,33	1,29
П-4	1980×1980× ×400	360	1580	19Ø22	385	33,4	2,26	1670	2,07	1820	1720	0,92	0,97
П-5	2340×2340× ×500	460	1940	25Ø22	385	31,4	2,14	2260	1,85	2600	2340	0,87	0,96
П-6	2680×2680× ×600	550	2280	27Ø25	432	26,5	1,91	2450	1,48	3150	2656	0,77	0,92

Все образцы испытывали при центральном приложении нагрузки, которое обеспечивалось пробными нагружениями с контролем индикаторами, расположенными по всем четырем сторонам продавливающего штампа.

Нагрузку создавали гидравлическими домкратами — одним 1000 кН, одним 2000 кН или двумя 2000 кН в зависимости от расчетной несущей способности плиты. Нагрузку прикладывали этапами 50, 100 и 200 кН также в зависимости от ожидаемого разрушающего усилия. Расчетные и опытные характеристики образцов представлены в таблице.

Все образцы разрушились при продавливании плиты, изгиб не влиял на характер разрушения. Отношение опытной несущей способности плит при продавливании к несущей способности при изгибе $\Phi = P_{прод}/P_{из} = 0,5...0,7$.

Значения P определяли на основе опытных замеров деформаций рабочей арматуры плит образцов под нагрузкой. При этом пренебрегали изменением плеча внутренней пары, принимали модуль упругости стали до начала текучести постоянным и находили Φ , как

отношение деформаций арматуры при продавливании к деформациям перед началом текучести.

О том, что разрушение всех опытных образцов произошло вследствие продавливания плит, свидетельствуют не только замеренные в процессе испытания деформации продольной рабочей арматуры, но и деформации бетона сжатой зоны плиты, которые не достигали предельных значений.

Следует отметить, что при испытании всех образцов центрально приложенной продавливающей силой отмечалась постоянная и вполне определенная неравномерность распределения этой силы между опорами. Опорные реакции средних опор у всех образцов оказались значительно больше, чем угловых опор.

С увеличением толщины плит эта неравномерность сглаживалась. Если у плиты толщиной 100 мм опорная реакция средней опоры к моменту разрушения в 5 раз превышала опорную реакцию угловой опоры, то у плиты толщиной 300 мм — в 1,7 раза у плиты толщиной 400 мм — в 1,4 раза (рис. 2). При этом у всех образцов

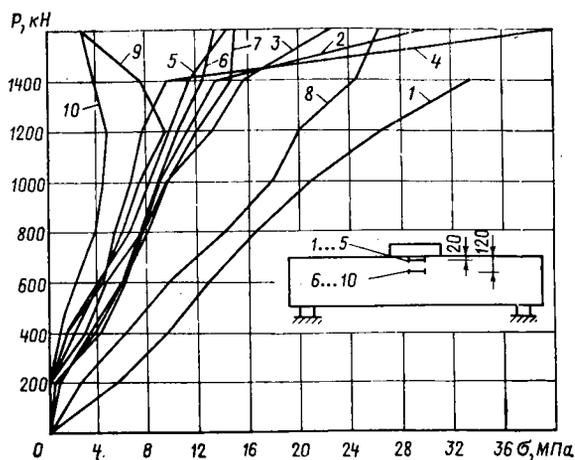


Рис. 3. Напряжения сжатия под продавливающим штампом
1...10 — датчики давления

были одинаковыми $c/h_0 = 1,8$ и $\mu = 0,0082...0,0091$.

Такое сглаживание неравномерности распределения продавливающей нагрузки между опорами плиты (при увеличении толщины плиты) дает основание предполагать, что дополнительные факторы, кроме толщины, не ухудшали условия работы более толстых плит по сравнению с тонкими. Большая равномерность передачи нагрузки опорам образца при испытании более толстых плит повышает несущую способность, но никак не может служить основанием для того, чтобы считать полученные в опытах величины разрушающей нагрузки несколько уменьшенными по сравнению с теми, которые могут быть в реальных натуральных конструкциях.

Из графиков смещения колонного штампа относительно верхней поверхности плит видно, что в результате трудностей при центрировании образцов опытный случайный эксцентриситет приложения продавливающей силы у образцов с тонкой плитой выше, чем у более толстой. Так, непосредственно перед разрушением образца смещение сторон квадратного штампа по отношению к верхней поверхности плиты (вдавливанию штампа в бетон) составляло 0,15...0,65 мм у плиты толщиной 100 мм, 0,25...0,48 мм у плиты толщиной 200 мм и 0,4...0,55 мм у плиты толщиной 300 мм. Это не предусмотренное методикой исследования обстоятельство также свидетельствует о том, что тенденция снижения удельного сопротивления плит продавливанию с увеличением их толщины, в реальных натуральных конструкциях может быть более заметной, но никак не меньшей, чем в опытах.

Совместное рассмотрение графиков роста деформаций бетона плиты по

толщине в зоне фигуры продавливания и над опорами, и графиков роста напряжений сжатия в бетоне плиты, расположенном под продавливающим штампом, позволяют представить характер напряженно-деформированного состояния плиты в зоне передачи плите продавливающей нагрузки, в зоне образования фигуры продавливания и в приопорных зонах. Наибольший интерес представляет зона, в которой образуется фигура (пирамида) продавливания. Наибольшие напряжения в бетоне под штампом фиксировали датчики, установленные в плоскости, параллельной поверхности плиты, наименее удаленной в глубину плиты от штампа (от плоскости контакта штампа и бетона плиты). Напряжения, зафиксированные датчиками, установленными в 20 мм от плоскости контакта плиты со штампом в образце П-4 на этапе нагрузки 1600 кН, предшествующем разрушению, достигли 20...40 МПа.

У образца П-5 подобные напряжения были зафиксированы датчиками, установленными в 40 мм от плоскости контакта на этапе нагрузки 1800 кН при разрушающей нагрузке 2300 кН.

В то же время датчики, расположенные на большем расстоянии от штампа (110...120 мм в глубину плиты) показали напряжения в бетоне 5...25 МПа. Таким образом, отмечено резкое снижение напряжений под штампом по мере удаления от него (≥ 50 мм) в глубину бетона плиты (рис. 3). По-видимому, именно эти высокие напряжения, сконцентрированные в плоскостях, параллельных плоскости штампа и расположенных в непосредственной близости от него, создают усилие, отрывающее пирамиду продавливания от бетона, расположенного за ее пределами.

Высказанное предположение подтверждают графики взаимных переме-

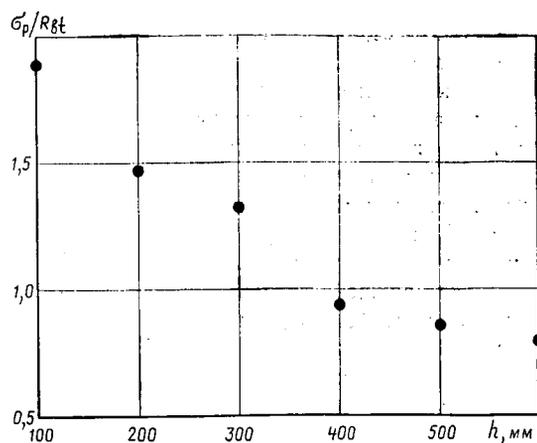


Рис. 4. Прочность плит различной толщины при продавливании

щений верхней поверхности плиты относительно нижней, проведенные по изложенной методике парными индикаторами, на стержнях, свободно перемещающихся в вертикальных каналах, пронизывающих плиту по толщине. Наибольшие растяжения в бетоне плиты зафиксировали индикаторы, расположенные на расстоянии 100...150 мм в плане от краев продавливающего штампа. Это индикаторы, установленные на стержнях в каналах, пересекающих грани боковой поверхности пирамиды продавливания в верхней четверти (по толщине плиты).

Индикаторы на стержнях в каналах, пересекающих грани боковой поверхности пирамиды в их средней части (200...300 мм в плане от краев штампа), показали при одной и той же нагрузке меньшее растяжение в бетоне плиты. Это свидетельствует о том, что развитие трещины отрыва фигуры (пирамиды) продавливания наиболее интенсивно происходит в верхней четверти высоты сечения плиты и лишь затем распространяется в среднюю часть (по высоте сечения) плиты. Установленный характер образования и развития трещин отрыва фигуры продавливания не позволяет согласиться с мнением некоторых исследователей, полагающих, что продавливание — это следствие развития нормальных и наклонных трещин от изгиба с последующим разрушением бетона сжатой зоны плиты. Эту гипотезу не подтверждают результаты ранних опытов авторов, в которых осуществляли продавливание только растянутого бетона. Сопротивление продавливанию при этом значительно отличалось от сопротивления продавливанию обычной плиты, толщиной, равной толщине бетона растянутой зоны.

О разрушении плит при продавлива-

нии вследствие отрыва или вырыва бетона фигуры продавливания свидетельствует и то обстоятельство, что при весьма значительных смещениях продавливающего штампа, а следовательно, и бетона фигуры продавливания по отношению ко всему остальному бетону плиты не происходило зажатия стержней для замера деформаций по толщине плиты. Это смещение уже после фиксации приборами продавливания, отмечалось при приложении значительно меньшего, чем при разрушении, усилия. Смещение достигало 20...70 мм, при этом определяли характер и форму разрушения. При таких смещениях неизбежно зажатие стержней в каналах при наличии в зоне расположения каналов деформаций сжатия или сдвига. В опытах стержни свободно перемещались в каналах при максимальных смещениях бетона фигуры продавливания относительно остального бетона плиты. При этом зазоры между стенками каналов и расположенными в них стержнями не превышали 1 мм.

Выявленная картина трещинообразования, место возникновения и характер развития трещин отрыва фигуры (пирамиды) продавливания, замеренные деформации бетона плиты по толщине позволяют сравнить результаты расчета плит по имеющимся в настоящее время программам с экспериментальными данными.

Для конкретного проектирования наибольший интерес представляет отчетливая тенденция снижения средних напряжений отрыва на боковых поверхностях фигуры продавливания при увеличении толщины плиты h или рабочей высоты плиты h_0 (рис. 4). При продавливании плит толщиной 100 и 600 мм средние напряжения отрыва отличались более чем в два раза.

Как известно, СНиП 2.03.01—84 рекомендует принимать средние напряжения отрыва при продавливании равными сопротивлению бетона растяжению. Этой величине на рис. 4 соответствует ордината, равная единице.

Из рис. 4 видно, что опытные напряжения выше единицы отмечаются при продавливании плит толщиной до 350 мм. По-видимому, при проектировании таких плит имеется некоторый, не учитываемый нашими нормами, запас прочности. При проектировании плит толщиной 350 мм этот запас весьма мал, при меньших толщинах, запас прочности возрастает. По-другому обстоит дело с применением рекомендаций СНиПа по расчету на продавливание плит толщиной более 350 мм. При этом наблюдается снижение опытной несущей способности плит

при продавливании по сравнению с расчетной.

Анализом результатов установлено, что опытные образцы имели усиленное (в 1,6 и 1,8 раза) продольное армирование по сравнению с тем, которое было бы в реальной конструкции с несущей способностью, соответствующей экспериментальным разрушающим нагрузкам. Известно, что усиление продольного армирования незначительно повышает сопротивление плиты продавливанию. Следовательно, нельзя считать, что полученные результаты преувеличивают переоценку СНиПом несущей способности плит толщиной более 350 мм.

Отмеченное снижение средних напряжений при продавливании плит с увеличением толщины не является неожиданным. Это явление отражено в рекомендациях ЕКБ и нормах некоторых стран.

По-видимому, следует и в наших нормах при расчете железобетонных конструкций на продавливание предусмотреть дополнительный переменный коэффициент, отражающий снижение напряжений при продавливании толстых плит. При подготовке предложений по определению этого коэффициента целесообразно учесть не только результаты данных исследований, но и аналогичных экспериментов, проведенных в нашей стране и за рубежом.

УДК 624.074.4:691

Н. А. МАЛИНИН, канд. техн. наук (Ленинградский политехнический ин-т);
С. И. СЫЗДЫКОВ, Е. К. НУРМАГАНБЕТОВ, кандидаты техн. наук
(Алма-Атинский архитектурно-строительный ин-т)

Численное определение усилий в оболочках с учетом трещинообразования бетона

Железобетонные тонкостенные сосуды получают все более широкое распространение в качестве резервуаров для хранения жидкостей и газов, а также как специальные сооружения в энергетическом строительстве. В большинстве случаев они представляют собой замкнутые комбинированные оболочки вращения с жесткими кольцевыми вставками. Основные эксплуатационные нагрузки осесимметричны. Большая интенсивность действующих нагрузок приводит к тому, что наиболее существенную нелинейность деформирования конструк-

Наиболее полно работа плит разной толщины при продавливании исследована Ричардом. В его опытах с большой полнотой варьировались толщина плит и отношение прочности плит при продавливании к прочности при изгибе. Аналогичность его результатов, полученными авторами, подтверждает необходимость учета в нормах толщины плит при расчете на продавливание.

Выводы

При увеличении толщины (рабочей высоты) плит заметно снижаются средние напряжения отрыва (или продавливания) бетона в виде усеченной пирамиды при разрушении плит от продавливания.

Принятое в СНиП 2.03.01—84 расчетное сопротивление бетона при продавливании соответствует опытным значениям при продавливании плит толщиной 200...350 мм. Несущую способность плит меньшей толщины расчет по СНиПу недооценивает, плит большей толщины — переоценивает.

Можно предложить при проектировании железобетонных плит толщиной 400 мм и более при расчете на продавливание, в соответствии с п. 3.42 СНиП 2.03.01—84, учитывать снижение средних напряжений отрыва (или продавливания) введением коэффициента $K=0,5+1/(1+3 h_0)$ (h_0 — рабочая высота плиты, м).

ци вызывает трещинообразование в бетоне.

В статически неопределимых конструкциях трещинообразование бетона, которое в эксплуатационной стадии является нормальным состоянием железобетона, создает перераспределение усилий. В некоторых случаях при этом напряженное состояние сооружения может изменяться как в качественном, так и в количественном отношении.

Поскольку расчет железобетонных конструкций с учетом образования трещин представляет собой физически не-

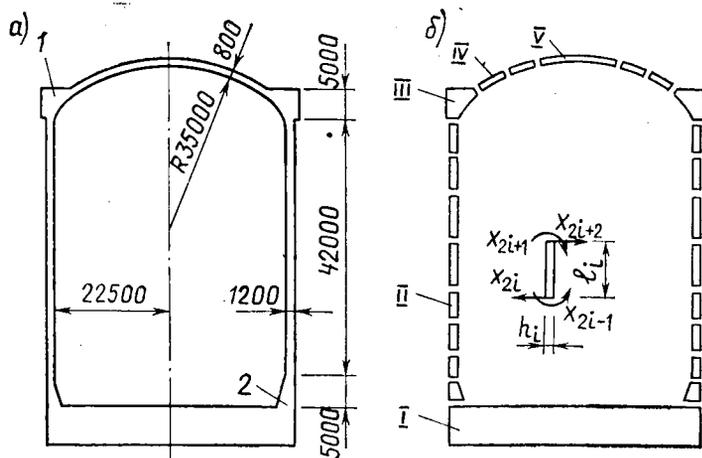


Рис. 1. Размеры защитной оболочки (а) и основная система метода сил (б)

Элементы: I — моделирующий основание оболочки; II — типа короткой цилиндрической оболочки; III — моделирующий жесткую вставку; IV — кольцевой сферический пояс; V — сферическая оболочка, купол; 1 — опорное кольцо купола; 2 — вут

линейную задачу и получить решение в замкнутом виде не удастся, то вычисления носят итерационный характер. В силу неравномерного распределения усилий в оболочке степень развития трещинообразования, армирования, а следовательно, и распределения жесткостных характеристик являются функциями координат. Конструкция становится неоднородной по деформативным свойствам, поэтому ее целесообразно рассматривать как кусочно-однородную (система должна быть дискретизирована).

На рис. 1 приведены геометрические параметры защитной оболочки и основная система метода сил, состоящая из пяти типов элементов.

Система канонических уравнений для всей оболочки имеет вид

$$[F(x)] \{X\} + \{\Delta_{bn}\} = 0,$$

где $[F(x)]$ — матрица податливости для выбранной основной системы, зависящая от уровня напряженного состояния; $\{X\}$ — вектор искомого краевых усилий, отражающий меридиональный изгибающий момент и поперечную силу; $\{\Delta_{bn}\}$ — вектор взаимных перемещений концов элементов, обусловленный внешними нагрузками (собственная масса, предварительное обжатие, внутреннее давление, температурное воздействие).

Характер трещинообразования в оболочке различен — на большей части поверхности сооружения образуются часто расположенные трещины, а в местах сопряжения оболочки с жесткими вставками и в опорной зоне оболочки — ярко выраженные кольцевые трещины.

Трещины возникают по исправлениям главных напряжений и совпадают с направлениями главных кривизн, что вызывает ортотропию жесткости элементов. Для учета часто расположенных

трещин используют интегральную модель железобетона. Жесткость изменяется в процессе нагружения в зависимости от развития трещин.

Для решения данной задачи использовали шаговую линеаризацию метода дифференцирования по параметру. В качестве такого параметра приняли нагрузку с тем, чтобы проследить изменение напряженного состояния конструкции при сложных режимах нагружения, т. е. внешнюю нагрузку прикладывали ступенями. Ранее установлено [1, 2], что одной линеаризации дифференцированием по нагрузке недостаточно для обеспечения сходимости вычислительного процесса. Поэтому на каждом шаге нагружения использовали метод переменных жесткостей с целью более полного удовлетворения физического уравнения равновесия. При определении жесткостных характеристик элементов приняты допущения:

справедлива гипотеза плоских сечений; бетон и арматура являются линейно-деформируемыми упругими материалами;

бетон в сечении с трещинами рассматривают как систему с односторонними связями, воспринимающую только сжатие.

В расчет вводят модули деформаций бетона и арматуры $E'_b = E_b/\psi_b$, $E'_s = E_s/\psi_s$ (E_b , E_s — модули упругости бетона и арматуры; ψ_b , ψ_s определяют по работе [2]).

При сопоставлении кривизны линейных элементов, найденных на основе принятых допущений со СНиП 2.03.01—84, установлено удовлетворительное совпадение, однако приведенная методика легче поддается формализации на ЭВМ.

На рис. 2 приведены результаты рас-

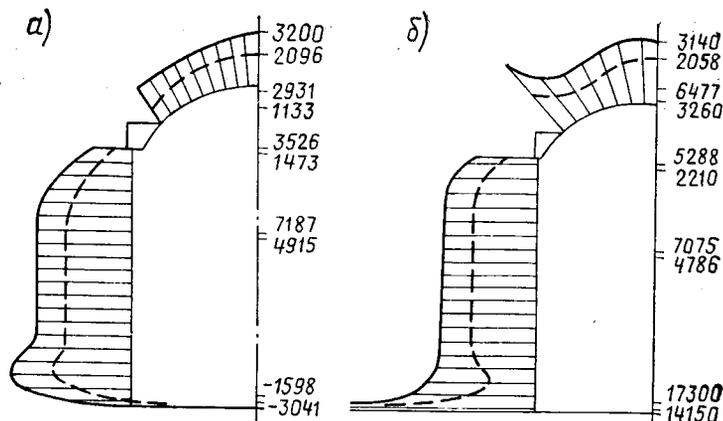


Рис. 2. Эпюры меридиональных (а) и кольцевых (б) изгибающих моментов

— без учета трещин; - - - с учетом трещин

чета защитной оболочки блока АЭС на аварийные нагрузки (избыточное внутреннее давление 0,46 МПа, температура внутри сооружения 150°C).

Преднапряженное армирование оболочки гасит мембранные усилия от внутреннего давления. Обычная арматура подобрана из расчета оболочки в упругой стадии.

При наличии температурной составляющей нагружения в результате трещинообразования бетона существенно уменьшаются усилия.

Таким образом, численное определение усилий в подобных сооружениях с учетом трещинообразования бетона и железобетона позволяет эффективно и качественно изготавливать конструкции сооружений и экономить энерго-, тепло- и трудозатраты.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Постнов В. А., Хархурин Н. Я. Метод конечных элементов в расчетах судовых конструкций. — Л.: Судостроение, 1974, 344 с.
2. Карпенко Н. И. Теория деформирования железобетона с трещинами. — М.: Стройиздат, 1976, 208 с.

Новые изобретения

6*

- А. с. 1458344 СССР, МКИ* С 04 В 28/02, 24/26. Бетонная смесь / М. М. Чубуков, Б. С. Калинин, Ю. Г. Власов, И. П. Трипольский (СССР); Мосоргинжстрой.
А. с. 1458346 СССР, МКИ* С 04 В 28/18. Способ приготовления бетонной смеси с использованием пылевидных песков / Е. Н. Леонтьев, Л. В. Логуновская (СССР); ВНИИСМ.
А. с. 1458519 СССР, МКИ* Е 04 В 1/04. Одноэтажное рамно-панельное здание / П. В. Шведовский, Т. В. Гуророва, К. К. Ильгинис и др. (СССР); Брестский инженерно-строительный ин-т, Каунасский политехнический ин-т.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

Ю. В. ЗАЙЦЕВ, д-р техн. наук, К. Л. КОВЛЕР, канд. техн. наук (ВЗПИ);
Р. О. КРАСНОВСКИЙ, канд. техн. наук (ЦНИИОМТП); И. С. КРОЛЬ, инж.
(Оргэнергострой); М. ТАХЕР, инж. (МИСИ)

Трещиностойкость бетонов с различной степенью неоднородности структуры

В отечественных документах многие физико-механические характеристики бетона пронормированы только по прочности на сжатие. Структура бетона при этом не учитывается, хотя известно, что ее изменение при заданной прочности на сжатие влияет на прочность на растяжение, деформативность, трещиностойкость, морозостойкость и другие свойства, обеспечивающие несущую способность и долговечность конструкций.

Влияние структуры бетона на его трещиностойкость изучено недостаточно, в частности, из-за отсутствия хорошо отработанных методик определения трещиностойкости. Одна из первых стандартных методик регламентирует измерение энергетической характеристики трещиностойкости — энергии разрушения G_F по площади под полной диаграммой деформирования [1]. Известно, что различные участки этой диаграммы соответствуют качественно разным этапам деформирования. Начальный линейный участок отвечает упругому деформированию. Нелинейность диаграммы, которая может появиться вблизи максимальной нагрузки F_c , соответствует образованию микротрещин в зоне предразрушения. После страгивания трещины при нагрузке, практически равной F_c , отмечается нисходящая ветвь диаграммы, соответствующая устойчивому росту трещины. Однако интегральная характеристика G_F не учитывает некоторых физических особенностей сопротивления материала при страгивании и росте трещины.

В экспериментах использовали различные характеристики трещиностойкости бетона на стадиях страгивания и роста трещины. При этом установили влияние на них крупности и содержания заполнителей при постоянных механических свойствах матрицы из цементного камня.

Структуру исследуемых материалов варьировали числом компонентов и изменением объемных соотношений компонентов внутри каждой структуры. Постоянство свойств матрицы обеспечивали заданным В/Ц в ней, равным истинному (0,236). Составы подбирали с учетом водопотребности заполнителей. Для экспериментов использовали портландцемент марки 400, кварцевый песок с $M_k=2,18$ и водопотребностью 7,5%, гранитный щебень фракций 5...10 мм (20%) и 10...20 мм (80%) с водопотребностью 0,7%.

Образцы-призмы размером 70×70×280 мм изготавливали в лабораторных условиях. Продолжительность вибрирования подбирали с учетом обеспечения максимального коэффициента уплотнения для каждой смеси. Если он оказывался менее 0,95, образец отбраковывали. Образцы твердели в нормальных условиях в течение 28 сут, затем их хранили около года изолированными от влагообмена с окружающей средой до момента испытаний. Такие условия обеспечивали постоянство характеристик для всей серии образцов. Основные механические характеристики бетонов (прочность на сжатие и растяжение при изгибе R_b , R_{bt} и модуль упругости E_b)

определяли предварительно (см. таблицу). Непосредственно перед испытанием на изгиб образцы надрезали алмазным кругом. Упругие элементы, вставленные между плитами пресса и создающие жесткую раму, позволили получить полную диаграмму деформирования (с нисходящей ветвью) при нагружении образца с заданной скоростью приложения усилий в недостаточной жесткой испытательной машине. Для исключения влияния неравномерной осадки опор прогибомеры устанавливали на рамке, закрепленной в опорных сечениях образца. Шарнирно-подвижная опора имела форму качающейся призмы для исключения горизонтального распора. Сферическая шарнирно-неподвижная опора обеспечивала отсутствие крутящего момента.

Каждый образец исследовали на изгиб три раза, для чего на половинки, оставшиеся после первого испытания, устанавливали удлинители, снабженные противовесами для более точного, с учетом поправки на собственную массу, измерения разрушающего усилия*.

Диаграммы «нагрузка — прогиб» ($F-f$), «нагрузка — раскрытие трещины» ($F-v$) или «раскрытие трещины — прогиб» ($v-f$) получили с помощью тензометрических динамометров, прогибомеров, датчиков смещения, а также двухкоординатных самописцев. Для всех составов бетона начальный участок диаграммы $F-f$ был линейным, а нисходящая ветвь стремилась к оси прогибов асимптотически, что обычно наблюдается при отсутствии влияния собственной массы.

Для образцов с короткими трещинами ($\lambda_0 \leq 1/8$) после достижения нагрузки F_c отмечался участок быстрого (неустойчивого) развития трещины (рис. 1), наличие которого объясняется кинетическим высвобождением накопленной в образце значительной упругой энергии. Повидному, образцы с короткими начальными надрезами нецелесообразно использовать для определения характеристик сопротивления материала устойчивому росту трещины.

Восходящий и нисходящий участки диаграммы $F-f$ в логарифмических координатах хорошо описываются прямыми с тангенсом угла наклона 1 и —2, ко-

* А. с. 1397791, МКИ G 01 N 3/20. Способ испытания на изгиб / К. Л. Ковлер, Р. О. Красновский, И. С. Крость (СССР), М. Тахер (Сирия) // Открытия. Изобретения. — 1988. — № 19. — С. 70.

№ состава	Содержание по массе				Содержание по объему			E_b , ГПа	R_b , МПа	R_{bt} , МПа
	Ц	П	Щ	В	ЦК	П	Щ			
1	1	0,0	0,0	0,24	1,00	0,00	0,00	23	66	2,1
2	1	0,5	0,0	0,30	0,77	0,23	0,00	25	54	6,4
3	1	1,0	0,0	0,35	0,64	0,36	0,00	24	50	12,1
4	1	2,0	0,0	0,44	0,50	0,50	0,00	17	40	12,2
5	1	4,0	0,0	0,64	0,39	0,61	0,00	15	15	2,8
6	1	0,5	0,5	0,27	0,62	0,19	0,19	29	57	6,7
7	1	0,5	1,1	0,28	0,50	0,16	0,34	30	54	6,3
8	1	0,5	2,0	0,28	0,40	0,12	0,48	32	57	8,3
9	1	2,0	2,0	0,40	0,33	0,34	0,33	32	36	10,2
10	1	2,0	3,0	0,41	0,28	0,29	0,43	32	47	9,4
11	1	2,0	4,0	0,44	0,25	0,25	0,50	30	36	7,0

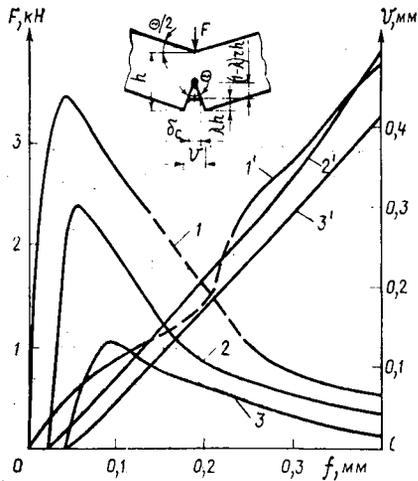


Рис. 1. Диаграммы $F-f$ и $v-f$ образцов состава 8 и схема деформирования изгибаемой балки

— — — участок неустойчивого роста трещины; 1...3 — F ; 1'...3' — v ; 1, 1' — $\lambda_0 = 1/8$; 2, 2' — $\lambda_0 = 1/4$; 3, 3' — $\lambda_0 = 1/2$

Рис. 2. Диаграмма $F-f$ образца состава 4 ($\lambda_0 = 1/8$) в логарифмических (а) и обычных (б) координатах

торые соединяются переходным участком (рис. 2). Следовательно, нисходящая ветвь диаграммы $F-f$ в обычных координатах является квадратной гиперболой.

Спротивление материала страгиванию трещины оценивали по критическому коэффициенту интенсивности напряжений K_{Ic} через F_c , относительную длину трещины $\lambda = \lambda_0$, пролет L , толщину b и высоту сечения образца h

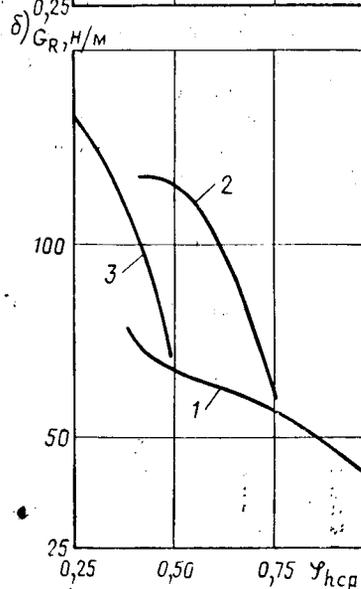
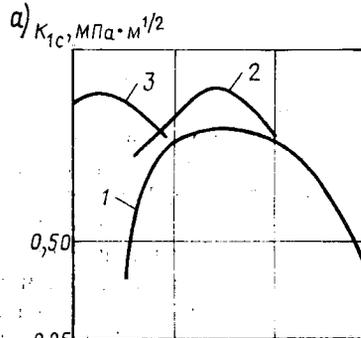
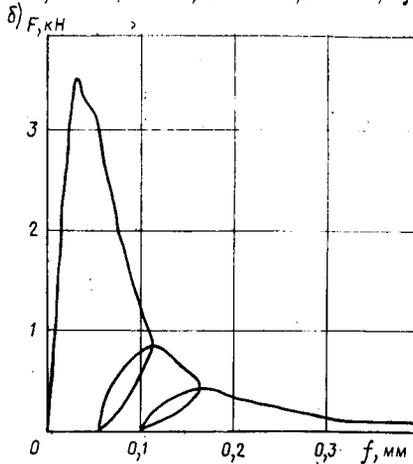
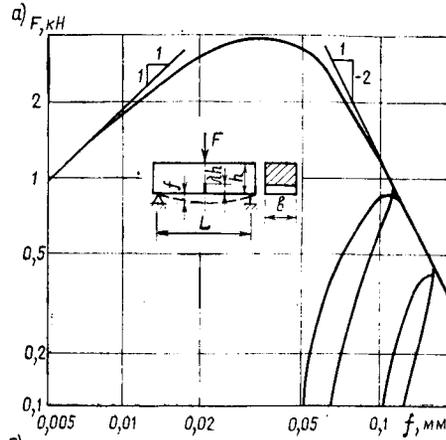
$$K_{Ic} = \frac{3 F_c L}{2 b h^{3/2}} \sqrt{\lambda h} (1,93 - 3,07 \lambda + 14,53 \lambda^2 - 25,11 \lambda^3 + 25,80 \lambda^4). \quad (1)$$

Спротивление устойчивому росту трещины можно оценить по энергетической характеристике G_R , равной приращению энергии dW_R , которое затрачивается на увеличение поверхности трещины $bhd\lambda$. При этом предполагали, что G_R является физической константой материала на стадии устойчивого роста трещины [2]. По результатам экспериментов вычисляли среднее значение G_R на всем протяжении роста трещины по площади A_R под всей нисходящей ветвью диаграммы $F-f$ и полностью приращению длины трещины $(1-\lambda_0)h$

$$G_R = \frac{dW_R}{b h d\lambda} = \frac{A_R}{b h (1-\lambda_0)}. \quad (2)$$

Рис. 3. Зависимости сопротивления бетона страгиванию трещины K_{Ic} (а) и ее росту G_R (б) от объемного содержания цементного камня $\varphi_{нсп}$

1 — мелкозернистые бетоны; 2 — крупнозернистые бетоны с матрицей состава 2; 3 — то же состава 1



Для каждого λ_0 определяли K_{Ic} по трем образцам-близнецам (коэффициент вариации 2...17%). Опыты не выявили значимой зависимости $K_{Ic} - \lambda_0$, поэтому в дальнейшем K_{Ic} , полученные на образцах одного состава, но с разными λ_0 , осредняли. G_R находили только для образцов, испытанных без удлинителей (рис. 3).

Из опытных диаграмм $F-f$ и $v-f$ следует, что на нисходящей ветви $F \sim f^{-2}$, а раскрытие трещины растет с прогибом линейно и не зависит от λ . С учетом этого, а также из схемы деформирования изгибаемой балки (см. рис. 1)

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} &= \frac{2f}{L} = \frac{\delta_c}{2r(1-\lambda)h} = \\ &= \frac{v}{2(r-r\lambda+\lambda)h}. \end{aligned} \quad (3)$$

Поскольку тангенс угла наклона прямых $v(f)$ близок к 1, а $4h \approx L$, получим, что коэффициент поворота $r=1$, то есть центр поворота на стадии устойчивого роста трещины находится непосредственно в точке приложения сосредоточенной нагрузки. Из выражения (3)

$$1 - \lambda = \frac{L \delta_c}{4h} \frac{1}{f}; \quad (4)$$

$$\frac{d\lambda}{df} = \frac{L \delta_c}{4h} \frac{1}{f^2}. \quad (5)$$

После необходимых преобразований

$$G_R = \frac{4 F f^2}{b L \delta_c}. \quad (6)$$

Считая δ_c и G_R деформационной и энергетической константами материала на стадии распространения трещины, получим $F \sim f^{-2}$, что подтверждается опытом. Кроме того, выражение (6) устанавливает зависимость между δ_c , G_R и нисходящей ветвью диаграммы $F-f$. δ_c можно определить по той же диаграмме $F-f$, что и G_R

$$\delta_c = \frac{4h(1-\lambda_0)}{A_R L} F f^2. \quad (7)$$

Затем находят силовую характеристику K_{Ic} на стадии роста трещины по формуле (1). Таким образом, все характеристики сопротивления материала росту трещины (силовая, энергетическая, деформационная) легко установить на основе нисходящей ветви диаграммы $F-f$.

Спротивление бетона страгиванию и росту трещины по-разному зависит от объемного содержания цементного камня $\varphi_{нсп}$ (см. рис. 3), что свидетельствует об их самостоятельном значении. Так, с увеличением количества заполнителей K_{Ic} возрастает до некоторого предела (составы 3, 7, 9 по таблице), а затем снижается; аналогично изменяется и R_{bt} . Однако G_R при этом возрастает mono-

тонно, причем более интенсивно — для крупнозернистых бетонов.

Отметим, что трещиностойкость исследованных крупнозернистых бетонов почти не зависит от вида растворной матрицы, а определяется лишь относительным содержанием щебня φ_{ca} (рис. 4).

Влияние структуры на трещиностойкость бетонов объясняется тем, что при изгибе разрушение определяется неустойчивым или устойчивым развитием одной трещины. В первом случае разрушение характеризуется сопротивлением страгиванию трещины, во втором — сопротивлением ее медленному росту.

Страгиванию трещины предшествует образование микротрещин в зоне предразрушения на контактах заполнителя с матрицей. Поэтому с увеличением количества заполнителя формирование зоны предразрушения облегчается и K_{Ic} снижается. С другой стороны, возрастает вероятность торможения матричных микротрещин на зернах заполнителя, что повышает K_{Ic} . Наложение этих двух тенденций приводит к неоднозначной (с локальным максимумом) зависимости K_{Ic} от количества заполнителя — сначала преобладает вторая, затем первая.

В тяжелых бетонах, когда прочность заполнителя значительно превышает прочность матрицы, трещина развивается в обход заполнителя, вследствие чего площадь разрушения и G_R с увеличением количества заполнителя существенно возрастают.

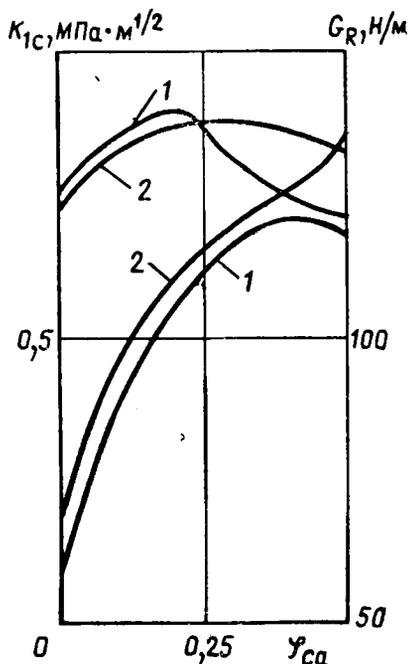


Рис. 4. Зависимости K_{Ic} и G_R от объемного содержания щебня φ_{ca} в крупнозернистых бетонах с матрицей состава 2 (1) и состава 4 (2)

Выводы

Энергия разрушения G_R , определяемая по площади под полной диаграммой деформирования изгибаемой балки с трещиной, не является объективной характеристикой трещиностойкости бетона. Стадиям страгивания и устойчивого роста трещины соответствуют характери-

стики трещиностойкости, по-разному зависящие от структуры бетона.

Сопротивление страгиванию трещины с увеличением количества заполнителей как в мелко-, так и в крупнозернистых бетонах возрастает до некоторого предела (составы 3, 7, 9), а затем снижается, аналогично изменяется и прочность на растяжение. Это позволяет оптимизировать составы бетона для конструкций, где возможен неустойчивый рост трещин.

Нисходящая ветвь диаграммы деформирования дает возможность определять сопротивление материала росту трещины G_R . На нисходящей ветви усилие прямо пропорционально высоте нетто-сечения и обратно пропорционально квадрату прогиба. С увеличением количества заполнителя G_R возрастает, причем более интенсивно для крупнозернистых бетонов, что объясняется увеличением площади разрушения вследствие развития трещины в обход зерен заполнителя.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. 50-FMC RILEM Draft Recommendation. Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by Means of Three-Point Bend Test on Notched Beams // *Matériaux et Constructions*. — 1985.—V. 18.— No. 106.— P. 285—290.
2. Гузев Е. А., Шевченко В. И., Сейланов Л. А. Экспериментальные полностью равновесные диаграммы деформирования бетона // *Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений*. — Л., 1987. — С. 180—185.

ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И ПРОЕКТНО-КОНСТРУКТОРСКИЙ ИНСТИТУТ ЗАВОДСКОЙ ТЕХНОЛОГИИ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ИЗДЕЛИЙ I КАТЕГОРИИ ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОН ГОССТРОЯ СССР

Объявляет конкурс на замещение вакантных должностей:

- заведующего отделением автоматизации технологических процессов производства сборного железобетона;
- заведующего лабораторией экономики и организации НИОКР;
- заведующего лабораторией специальных технологических процессов;
- заведующего лабораторией вяжущих низкой водопотребности;
- заведующего лабораторией арматуры;
- заведующего сектором активации материалов лаборатории цементосберегающих технологий приготовления бетонных смесей;
- заведующего сектором оптимизации технологического теплоснабжения лаборатории комплексного использования топливно-энергетических ресурсов;
- заведующего сектором патентно-лицензионной работы;
- заведующего сектором механизации и эксплуатации оборудования;

- ведущих, старших, научных и младших научных сотрудников в лаборатории института.

Согласно положению о конкурсах срок подачи документов — месяц со дня публикации. В связи с созданием в институте проектно-конструкторского направления приглашаются руководители конструкторских (проектных) отделов и секторов, ведущие конструкторы, конструкторы различных категорий, имеющие опыт работы в области проектирования оборудования и технологических линий для предприятий сборного железобетона, приборов и средств автоматизации технологических процессов, а также специалистов по маркетингу и рекламе.

Подача документов и прием на работу осуществляется на общих основаниях.

Обращаться с предложениями по адресу: 111524, Москва, ул. Плеханова, дом 7. Справки по телефонам: 176-20-74; 176-78-01.

Н. И. ЗОЩУК, канд. техн. наук (Криворожский горнорудный ин-т)

Влияние пирита на коррозионную стойкость бетона и арматуры

В качестве сырья для получения заполнителей бетона все в больших объемах применяют отходы горнорудной промышленности, содержащие пирит и другие сульфиды металлов. Мировой практике известны случаи разрушения бетонных конструкций и искусственных оснований в результате окисления сульфидов. Пирит остается в перечне потенциально реакционноспособных минералов заполнителей бетона.

Проникновение сульфатных ионов в бетон вызывает коррозию арматуры, а при наличии трехкальциевого гидроалюмината и коррозию бетона. Установлено, что сульфиды металлов могут участвовать в коррозионных процессах только после окисления их до сульфатов. Окисляются сульфиды металлов по-разному. Так, растворимость сульфидов меди в щелочной среде больше, чем в нейтральной. Сульфиды железа (пирротин, пирит, марказит, смитит) практически не растворяются в воде, и растворимость их повышается с уменьшением pH среды.

Наиболее распространен и наименее реактивен из сульфидов пирит. По стойкости в кислой среде он уступает только кварцу и обладает большой атмосферной стойкостью. Известно [1], что за 800 лет пиритовый выход окислился только на глубину 0,5 мм. Не установлено окисления сульфидных руд и в силикатном кирпиче через 6 лет [2], хотя из-за высокой пористости последнего оставшаяся после автоклавной обработки свободная гидроокись кальция быстро карбонизируется, и арматура в силикатном бетоне на кварцевом песке корродирует уже через 12 мес.

Окисление сульфидов и последующее разрушение бетона, установленное за рубежом, можно объяснить только содержанием в заполнителях сульфидов более активной формы. Анализ многочисленных случаев сульфатной коррозии бетона в ЮАР показал, что наиболее опасны сульфиды в карбонатных породах, в меньшей степени — в асбестовых и не опасны в сланцевых [3]. При этом в бетонах на карбонатных заполнителях установлено большое количество белого порошка следующего состава: $\text{CaSiO}_3 \times$

$\times \text{CaSO}_4 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 15 \text{H}_2\text{O}$. Это можно объяснить участием халькопирита, который часто присутствует в осадочных породах.

При исследовании цементного камня, раствора и бетона на цементах с различным содержанием трехкальциевого алюмината (до 12%) и с добавкой до 20% пирита различной крупности определяли прочность и свободные деформации балочек по рекомендациям НИИЖБа, изменение динамического модуля упругости и состав новообразований на контакте цементного камня с зернами пирита после длительного твердения образцов в различных условиях и 50 циклов увлажнения в течение 16 ч и высушивания при 60°C в течение 8 ч [4]. В результате химического взаимодействия продуктов гидратации клинкерных зерен с пиритом, окисления последнего [5] и деструктивного влияния пиритового порошка на цементный камень не установлено. Введение в цементный камень зерен пирита крупностью 2,5...5 мм разрушает его структуру при циклическом увлажнении и высушивании из-за плохого сцепления его с поверхностью пирита и повышенного коэффициента температурного расширения последнего.

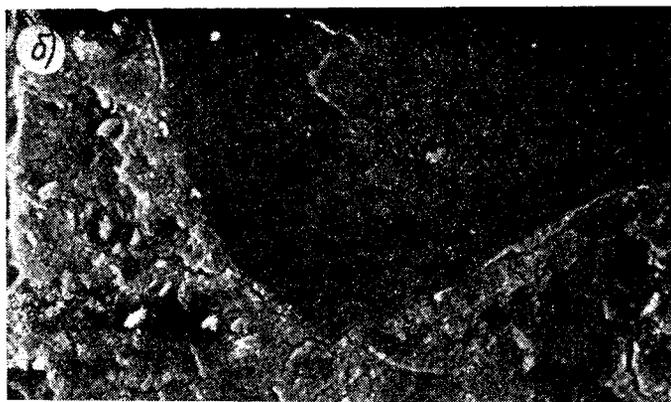
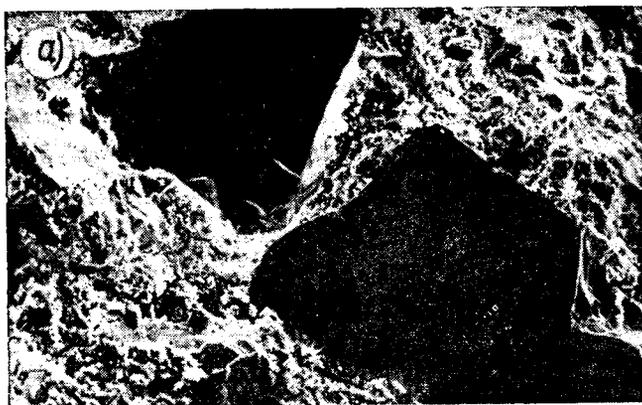
Из-за невозможности отбора представительной пробы из контактной зоны использовали электронный микроскоп. Исследовали цементный камень с В/Ц = 0,5 и вяжущее из 70% портландцемента и 30% порошка пирита крупностью менее 0,14 мм. Для сравнения применяли порошок аналогичной крупности гематитового и магнетитового концентрата. Изучение расколов цементного камня через 3 и 24 мес нормального твердения показало, что зерна гематита входят в цементный камень наиболее плотно, а пирита — наименее плотно (см. рисунок). Большое количество кристаллов эттрингита и $\text{Ca}(\text{OH})_2$ на обнаженной поверхности зерен магнетита и пирита в возрасте 3 мес свидетельствует о недостаточной плотности контакта. Через 24 мес такие кристаллы почти не просматриваются.

В образцах в возрасте 3 и 24 мес вид-

но большое количество расколотых зерен пирита, наличие расколотых зерен гематита не установлено. Так как сцепление поверхности гематита с цементным камнем значительно больше, чем пирита, то наличие расколотых зерен последнего можно объяснить его хрупкостью и наличием микротрещин в зернах измельченного продукта. За время твердения 3...24 мес микроструктура цементного камня изменилась. Однако в этих образцах вокруг зерен пирита хорошо виден зазор, свидетельствующий о плохой смачиваемости их поверхности. Четкость раздела границы пирита и остальной части цементного камня за 21 мес не изменилась и не появились какие-либо признаки коррозии.

Многочисленными обследованиями не установлено коррозии арматуры даже в крупнопористом бетоне на термозите с содержанием серы до 4% через 11 лет эксплуатации конструкций, а также в гидротехническом бетоне на заполнителях с содержанием 4% пирита через 13 лет эксплуатации. По результатам исследования коррозионной стойкости арматуры в мелкозернистом бетоне потенциометрическим методом установлено [5], что при содержании в заполнителе сульфидной серы до 8,5% арматура в возрасте 18 мес находится в состоянии устойчивой пассивности. По поляризационным кривым отмечено, что склонность арматуры к коррозии в возрасте 18 мес проявляется в меньшей степени, чем в 12 мес. Не установлено коррозии арматуры через 6 лет эксплуатации конструкций из бетона с заполнителем, содержащим 1,1% сульфидной серы.

В наших опытах ставилась задача повысить возможность окисления поверхности пирита и коррозии арматуры путем снижения расхода цемента, увеличения В/Ц и удельной поверхности введенного в бетон пирита. В исследованиях использовали портландцемент Подгоренского завода ($\text{C}_3\text{A} = 12\%$), речной песок с $M_k = 1,23$ и гранитный щебень крупностью 5...10 мм. В бетонную смесь вводили добавку измельченного пирита



крупностью 0,14...0,315 мм и удельной поверхностью 350 м²/кг. В эталонных образцах пирит заменяли равным объемом измельченного кварцевого песка аналогичной крупности. Так как плотность пирита в 1,5 раза больше плотности кварца, то массу первого принимали в 1,5 раза бóльшую. Составы бетона приведены в табл. 1.

Для испытаний формовали балочки размером 40×40×160 мм, по оси которых устанавливали стержни диаметром 8 и длиной 120 мм из стали марки Ст5, предварительно обезжиренные и взвешенные. После твердения в полиэтиленовых мешках в течение 28 сут об-

Микроструктура цементного камня с В/Ц=0,5 через 3 (а) и 24 (б, в) мес нормального твердения с выделением зерен пирита (а, б, ×750) и гематита (в, ×1000)



Таблица 1

№ состава	Расход материалов, кг/м ³						О. К., см
	цемента	порошка	зерен крупностью, мм	песка	щебня	воды	
1	150	150 (П)	—	860	1060	200	4,7
2	150	—	150 (П)	860	1060	200	—
3	150	100 (К)	—	860	1060	200	4,2
4	150	—	100 (К)	860	1060	200	—
5	250	150 (П)	—	760	1060	200	4,3
6	250	—	150 (П)	760	1060	200	3,5
7	250	100 (К)	—	760	1060	260	4,1
8	250	—	100 (К)	760	1060	200	3,6

Примечание. (П) — пиритовый порошок; (К) — кварцевый.

разцы подвергали попеременному увлажнению (1 сут) и высушиванию (6 сут). В установленные сроки балочки испытывали на сжатие и из них извлекали стержни. После очистки от продуктов коррозии и прилипшего цементного камня стержни взвешивали. Значение коррозионных потерь их массы относительно площади поверхности приведено в табл. 2. Прочность бетона и водопоглощение образцов представлены в табл. 3.

Кусочки бетона подвергали микроскопическому анализу, результаты которого показали, что дополнительное введение зерен крупностью 0,14...0,315 мм ухудшило гранулометрический состав смеси цемента и заполнителей и увеличило ее

пористость. Особенно неблагоприятно это отразилось на составах с небольшим расходом цемента (150 кг/м³). Недостаточной связностью обладали также составы 6 и 8. Объемы воды и цемента оказались недостаточны для заполнения пустот в составах 2 и 4, что обусловило их высокую пористость и низкую прочность бетона. Зерна пирита хуже смачиваются водой, чем зерна кварца, поэтому бетонные смеси с кварцевым порошком более вязкие.

Интенсивность коррозии арматуры повышается с уменьшением прочности и увеличением пористости (по водопоглощению) бетона. Эти процессы происходят почти с одинаковой скоростью для образцов с добавкой измельченных пирита и кварца. Однако плохое сцепление пирита с цементным камнем отрицательно действует на структуру бетона при длительном циклическом увлажнении и высушивании образцов (составы 1, 6). Степень коррозии арматуры определяется только пористостью бетона и не зависит от наличия пирита. Отсутствует и окисление пирита, в противном случае увеличится объем твердой фазы, а следовательно, прочность и плотность бетона. Фактически наблюдается уменьшение его прочности и плотности. Процесс образования сульфатов и коррозии арматурных стержней должен усиливаться с увеличением площади поверх-

Таблица 2

№ состава	Количество пирита, м ² /м ³	Потери, г/м ² , при твердении, через годы			
		1	2	3	4
1	52,5	7	23	41	69
2	3,0	61	106	172	236
3	0,0	3	35	54	75
4	0,0	72	149	208	270
5	52,5	—	—	—	—
6	3,0	15	32	61	108
7	0,0	—	—	1	5
8	0,0	9	41	59	96

Таблица 3

№ состава	Прочность при сжатии, МПа, через годы				Водопоглощение, % по массе, через годы			
	1	2	3	4	1	2	3	4
1	16	14	13	11	7,32	8,06	8,85	9,74
2	9	9	8	7	8,15	8,79	9,62	10,31
3	19	18	17	15	7,05	7,64	8,38	9,22
4	10	9	9	8	7,89	8,50	9,32	10,05
5	27	26	25	24	6,09	7,52	7,95	8,68
6	21	19	17	14	6,50	6,88	7,76	9,09
7	32	32	31	30	6,21	6,75	7,30	7,94
8	24	23	22	22	6,63	7,11	7,80	8,35

ности пирита. На практике при одинаковом объемном содержании пирита интенсивность коррозии уменьшается с увеличением его удельной поверхности. Сравнивая составы 1 и 3, 2 и 4, можно предположить наличие у тонкоизмельченного пирита пассивирующих по отношению к коррозии арматуры свойств.

Микроскопическим анализом подтвержден установленный ранее [5] вывод, что после длительного попеременного увлажнения и высушивания бетонных образцов с примесями пирита обнаруживаются следы гидроокислов железа. Известно [6], что гидроокись железа в таких условиях представлена гидрозоле, который легко коагулируется различными электролитами и после выпадения в осадок дегидратируется. Гидроокиси $Fe(OH)_2$ и $Fe(OH)_3$ способны коагулировать поры, уплотнять бетон и обладают экранирующими, защитными от коррозии свойствами. Установить источник происхождения гидроокислов железа не удалось, так как поверхность зерен пирита покрыта слоем кристаллов $Ca(OH)_2$ и через 2...4 г. количество гидроокислов не увеличилось. В среднем же их значительно больше в бетоне с тонкоизмельченным пиритом. Даже через 4 г. испытания происходит дальнейшее уплотнение цементного камня, внутри которого нет крупных частиц пирита. Развитие трещин происходит в основном вокруг зерен гранита и наиболее крупных частиц пирита. Можно предположить, что источником образования гидроокиси железа явились не установленные примеси других разновидностей сульфидов или, что более вероятно, аморфизованная в процессе измельчения поверхность частичек пирита. В любом случае гидроокислы железа положительно влияют на долговечность бетона и арматуры.

Вывод

Пирит не вызывает сульфатной коррозии бетона и не способствует коррозии арматуры. Целесообразно исключить его из перечня потенциально реакционно-способных минералов в заполнителях бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Смирнов С. С. Зона окисления сульфидных месторождений. — Изв. АН СССР. — М.-Л., 1955. — С. 382.
2. Аристова М. В. Твердение и свойства автоклавных материалов на основе обогащения сульфидных руд: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. — Усть-Каменогорск, 1985. — 23 с.
3. Oberholster R. E., Kruger J. E. Investigation of alkali-reactive, sulphide-bearing and BY-product aggregates // Bulletin of the International of Engineering Geology. N. 30. — Paris, 1984. — P. 11—13.
4. Зошук Н. И. Взаимодействие продуктов гидратации клинкера с железосодержащими минералами // Цемент. — 1987. — № 8. — С. 19.
5. Манжелевская Н. В., Гречка Ю. Л., Азаренко Н. П. Коррозионная стойкость арматуры в мелкозернистом бетоне на заполнителях с повышенным содержанием сульфидных включений // Комплексное использование нерудных пород железорудных месторождений в промышленности строительных материалов. — М., 1981. — С. 107.
6. Ратинов В. Б., Иванов Ф. М. Химия в строительстве. — М.: 1969. — 198 с.

Библиография

Книга о химических добавках в бетон

В. Б. Ратинов, Т. И. Розенберг. **Добавки в бетон.** — 2-е изд. — М.: Стройиздат, 1989. — 188 с.

Стройиздат выпустил в свет интересную и полезную как в научном, так и в практическом плане книгу известных ученых В. Б. Ратинова и Т. И. Розенберга, занимающихся изучением проблемы применения различных химических добавок в бетон.

С первым изданием книги специалисты были ознакомлены в 1973 г. За прошедший период роль добавок при производстве бетонных работ возросла настолько, что в настоящее время трудно представить бетоноведение без их широкого применения.

Известно, что в промышленно развитых странах объем производства бетона с добавками достигает 80%, в нашей стране — около 40%.

В книге в доступной широкому кругу специалистов форме изложены физико-химические основы механизма добавок различного назначения, их влияние на формирование структуры цементного камня, свойства бетонных смесей и бетонов.

Все добавки подвергнуты четкой, научно обоснованной классификации по механизму их действия на четыре класса, а добавки второго класса на две ярко выраженные группы. Такая классификация позволяет не только правильно выбирать их, но и создавать добавки нового вида. В главе 2 авторы подробно останавливаются на основных принципах построения такой классификации.

Особое место в книге занимают вопросы применения комплексных добавок, оказывающих полифункциональное действие на процессы гидратационного твердения вяжущих. Поведение добавок авторы описывают строгими аналитическими зависимостями с проведением широкой гаммы экспериментов и использованием современных физико-химических методов исследований.

В книге приводятся современные концепции на механизм действия суперпластифицирующих добавок не только на цемент — полиминеральное вяжущее, но и на гипс — мономинеральное вяжущее.

Всестороннее освещение действия добавок, их влияние на технологические

свойства бетонных смесей позволяют использовать отдельные положения, изложенные в книге, как рекомендации для практического применения тех или иных добавок при производстве бетонных работ.

В последние годы широкое применение бетона при строительстве сооружений, подвергающихся воздействию не только климатических факторов, но и агрессивных сред, потребовало повышения их долговечности. Это усугубляется еще и многообразием условий производства работ и возможно лишь при правильном использовании комплексных добавок. Этому вопросу посвящена глава 3. Использование комбинаций добавок различных классов и их оптимальные дозировки обеспечивают повышение эффективности их действия. Перспективны, например, такие сложные добавки, как электролиты и гидрофилизирующие. Причем, меняя в зависимости от назначения дозировку добавок и их соотношение, можно успешно использовать их и при зимнем бетонировании, и при тепловлажностной обработке, и в условиях нормального твердения.

В книге четко определена роль добавок как одного из самых технологичных и универсальных способов улучшения всех строительно-технических свойств бетонных смесей и бетонов, а также снижения трудозатрат, материалоемкости, тепло- и электроэнергии.

Книгу завершает представительный список использованной литературы (134 наименования).

Хотелось бы, чтобы в книге была приведена сводная таблица индивидуальных и комплексных добавок с кратким описанием эффекта их действия в цементных системах, хотя мы понимаем, что это сложно из-за ограниченного объема книги.

Новое издание книги можно рекомендовать не только для научных и инженерно-технических работников, но и для студентов строительных институтов и специальностей, углубленно занимающихся бетоноведением.

К. П. ДЕЛЛОС, проф. (МАДИ)

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 691.022-413

Многослойные стеновые панели для туннельных печей / А. Ф. Милованов, В. Н. Горячев, Н. И. Елисаветская, Л. И. Демчук // Бетон и железобетон. — 1989. — № 11. — С. 3-5
Приведены результаты экспериментальных исследований работоспособности стеновой многослойной панели при одностороннем нагреве до 1000°C и при нагреве с загруженной несущей плитой для новых конструктивных решений туннельных печей из сборных многослойных элементов повышенной заводской готовности. — Ил. 4. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.15

Аншин Л. З., Кривов О. Л. Столбчатые фундаменты с угловыми вырезами для каркасных зданий // Бетон и железобетон. — 1989. — № 11. — С. 5-6
Предложена новая форма монолитных столбчатых фундаментов и методы их подбора с помощью графиков несущей способности. Показаны особенности конструктивных решений на основании экспериментальных исследований. — Ил. 2.

УДК 693.548:668.395

Козлов В. В., Кожемякин А. П., Григорьев В. А. Коэффициент монолитности как комплексная оценка эффективности клеевых композиций // Бетон и железобетон. — 1989. — № 11. — С. 8-10
Исследовано влияние адгезионных и когезионных параметров клеевой композиции на монолитность склеиваемой конструкции. В качестве комплексной оценки эффективности клеевой композиции предложен коэффициент монолитности. Установлена связь прочности клеевых соединений с коэффициентом монолитности. Приведены результаты оптимизации степени наполнения клеевой композиции. — Ил. 2, табл. 1 — Библиогр.: 2 назв.

УДК 693.542.4

Левина В. С., Игнатович Н. В. Влияние на бетон комплексных пластифицирующих добавок на основе промышленных отходов // Бетон и железобетон. — 1989. — № 11. — С. 10-11
Предложено использовать эффективные пластификаторы, полученные на основе отходов и побочных продуктов целлюлозно-бумажной, мыловаренной и коксохимической промышленности при изготовлении домостроительных изделий. Приведены результаты лабораторных и заводских испытаний бетонных смесей и бетонов с пластифицирующими добавками на основе промышленных отходов, использование которых позволяет сократить расход цемента на 8...10% без потери прочности бетона, сократить продолжительность виброуплотнения в 1,5...2 раза и улучшить качество изделий. — Табл. 4.

УДК 666.97.035.55

Солдаткин В. М., Крылов Б. А. Тепловая обработка аглопоритобетона в высокотемпературной среде с пониженной влажностью // Бетон и железобетон. — 1989. — № 11. — С. 12-13
Рассмотрена тепловая обработка бетона при температуре 100°C и выше в камерах с пониженной влажностью, показана целесообразность применения такого метода тепловой обработки для ускорения твердения бетона; обеспечиваются требуемые свойства бетона при сокращении теплозатрат на 25...30%. Ил. 3. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.072.2.012.45.044:666.972.2

Орловский Ю. И., Горский Л. Ф. Трещиностойкость керамзитоперлитобетона // Бетон и железобетон. — 1989. — № 11. — С. 14-15
Приведены экспериментальные данные и методика исследований трещиностойкости керамзитобетона на вспученном перлитовом песке методом ультразвуковой дефектоскопии и оценкой с учетом положений механики разрушения твердого тела. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 69.057.12-413:691.81

Катин Н. И., Шитиков Б. А., Повесьма В. В. Штампованные закладные детали крупнопанельных зданий для сейсмических районов // Бетон и железобетон. — 1989. — № 11. — С. 16-18
Описаны конструкция штампованных закладных деталей четырех типов и результаты их испытаний на повторную сдвигающую нагрузку. Даны рекомендации по расчету и конструированию закладной детали для стеновых панелей жилых зданий в сейсмически опасных районах. — Ил. 4.

УДК 624.073

Коровин Н. Н., Голубев А. Ю. Продавливание толстых железобетонных плит // Бетон и железобетон. — 1989. — № 11. — С. 20-23
Приведены результаты экспериментального исследования работы плит толщиной 100...600 мм при продавливании. Показано, что СНиП переоценивает прочность плит толщиной ≥ 400 мм и недооценивает прочность плит толщиной ≤ 300 мм. — Ил. 4, табл. 1.

УДК 624.074.4:691

Малинин Н. А., Сыздыков С. И., Нурмаганбетов Е. К. Численное определение усилий в оболочках с учетом трещинообразования бетона // Бетон и железобетон. — 1989. — № 11. — С. 23-24
Приведена методика расчета комбинированных осесимметричных оболочек в железобетоне, проанализированы совпадение и точность вычислительного процесса при образовании трещин. Методика подбора арматуры опробована при испытании моделей оболочек, а также в реальных сооружениях. — Ил. 2. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.327:620.191.33

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
Разработана экспериментальная методика испытаний на изгиб, позволяющая получать несколько значений прочности на растяжение при изгибе и трещиностойкости на одном образце, а также полную диаграмму деформирования (с нисходящей ветвью) на недостаточно жестких машинах. Испытаны на изгиб образцы из 11 составов бетона с начальными надрезами разной длины. Показана необходимость исследования различных характеристик трещиностойкости бетонов на стадиях страгивания и устойчивого роста трещины. Выявлено влияние на них крупности и содержания заполнителей при постоянных механических свойствах матрицы из цементного камня. — Ил. 4, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК [691.327+691.87:693.554]:620.193.2

Зощук Н. И. Влияние пирита на коррозионную стойкость бетона и арматуры // Бетон и железобетон. — 1989. — № 11. — С. 28-30
На основе лабораторных исследований и натурных обследований длительно эксплуатируемых конструкций установлено, что зерна пирита различной крупности не вызывают сульфатной коррозии бетона и не способствуют коррозии арматуры в бетоне. — Ил. 1, табл. 3. — Библиогр.: 6 назв.

CONTENTS

Milovanov A. Ph., Gorjatchev V. N., Elis-vejskaja N. I., Demtchuk L. I. Multilayer wall panels for tunnel furnaces
 Anshin L. Z., Kriovov O. L. Column foundations with angular openings for carcass buildings
 Martirosov G. M., Nitsun V. I. Efficiency of application of NTs-10 for production of precast reinforced concrete
 Kozlov V. V., Kozhemjakin A. P., Grigorjev V. A. Coefficient of density as a complex estimation of efficiency of glue compositions
 Levina V. S., Ignatovich N. V. Influence on concrete of complex admixtures-plasticizers on the base of industrial wastes
 Soldatkin V. M., Krylov B. A. Thermal treatment of aggloporitheconcrete in high-temperature medium with a reduced humidity
 Orlovsky Yu. I., Gorsky L. Ph. Crack-resistance of lightweight aggregate concrete
 Katin N. I., Shitikov B. A., Povesma V. V. Pressed internal elements of large-panel buildings of seismic areas
 Lemekhov V. N., Kolesnikov D. P. Klepov Yu. M. Use of solar energy for production of slabs in packets
 Korovin N. N., Golubev A. Yu. Pressing-through of thick reinforced concrete slabs
 Malinin N. A., Syzdykov S. I., Nurmaganbetov E. K. Numerical determination of stresses in shells accounting crack-formation of concrete
 Zaitsev Yu. V., Kovler K. L., Krasnovsky R. O., Krol I. S., Takher M. Crack-resistance of concretes with different degree of structure non-uniformity

CONTENU

Milovanov A. Ph., Gorjatchev V. N., Elisavetskaja N. I., Demtchouk L. I. Les panneaux muraux à plusieurs couches pour les fours-tunnels
 Anshine L. Z., Kriovov O. L. Les fondations en colonnes avec des ouvertures angulaires pour les bâtiments à carcasse
 Martirossov G. M., Nitsoun V. I. L'efficacité de l'application de NTs-10 pour la production du béton armé préfabriqué
 Kozlov V. V., Kozhemjakine A. P., Grigorjev V. A. Le coefficient de densité comme l'évaluation complexe de l'efficacité des compositions des colles
 Levina V. S., Ignatoviitch N. V. L'influence sur le béton des adjuvants-plastiques en colonnes avec ouvertures déchets de fabrication
 Soldatkine V. M., Krylov B. A. Le traitement thermique d'aggloporithe-béton dans le milieu à haute température et à une humidité réduite
 Orlovskiy Yu. I., Gorskiy L. Ph. La résistance à la fissuration du béton de céramsite
 Katine N. I., Chitikov B. A., Povesma V. V. Les éléments internes estampés des bâtiments en gros panneaux pour les régions séismiques
 Lemekhov V. N., Kolesnikov D. P. Klepov Yu. M. L'utilisation de l'énergie solaire pour la production des dalles en paquets
 Korovine N. N., Goloubev A. Yu. L'extrusion des dalles épaisses en béton arme
 Malinine N. A., Syzdykov S. I., Nurmaganbetov E. K. La détermination numérique des efforts dans les enveloppes compte tenu de la formation des fissures du béton
 Zaitsev Yu. V., Kovler K. L., Krasnovskiy R. O., Krol I. S., Takher M. La résistance à la fissuration des bétons avec un degré différent de l'inhomogénéité de la structure

INHALTSVERZEICHNIS

Milowanow A. F., Gorjatschew W. N., Jelissawetskaja N. I., Demtschuck L. I. Mehrschichtige Wandplatten für Tunnelöfen
 Anshin L. S., Kriwow O. L. Fundamente aus Einzelstützen mit Eckauschnitten für Skelettbauwerke
 Martirossov G. M., Nizun W. I. Anwendungsnutzen von NZ-10 für Produktion von Stahlbetonfertigteilen
 Koslow W. W., Koshemjakin A. P., Grigorjev W. A. Beiwert der monolithischen Ganzheit als Komplexbewertung der Wirksamkeit von Klebkompositionen
 Lewina W. S., Ignatowitsch N. W. Einfluss auf Beton der Komplexweichmacher unter Anwendung von Industrieabfällen
 Soldatkin W. M., Krylow B. A. Warmbehandlung des Aggloporitbetons im Medium von hoher Temperatur mit verminderter Feuchtigkeit
 Orlovskiy Ju. I., Gorskiy L. F. Rissfestigkeit des Keramsitbetons
 Katin N. I., Schitikow B. A., Povesjma W. W. Gestanzte Einlegeteile für Grossplattengebäude in Erdbebengebieten
 Lemechow W. N., Kolesnikow D. P. Klepov Ju. M. Anwendung der Sonnenenergie bei der Produktion von Platten mit flachen vorgefertigten Bewehrungselementen (in Paketen)
 Korowin N. N., Golubew A. Ju. Durchpressen von dicken Stahlbetonplatten
 Malinin N. A., Syzdykow S. I., Nurmaganbetow Je. K. Zahlenmässige Bestimmung der Kräfte in Schalen mit Berechnung der Betonrissbildung
 Saizew Ju. W., Kovler K. L., Krasnovskij P. O., Krolj I. S., Tacher M. Rissfestigkeit von Betonen mit unterschiedlichem Grad. Strukturungleichartigkeit

Редакционная коллегия: Ю. П. Гуца (главный редактор), В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевц, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Манлян, 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 13.09.89.
 Печать высокая.
 Тираж 13 074

Подписано в печать 26.10.89.
 Бумага книжно-журнальная.
 Заказ 853

T-16244

Усл. кр.-отт. 4,75

Формат 60×90/16.
 Уч.-изд. л. 5,51
 Цена 60 коп.

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

Подольский филиал производственного объединения «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательства, полиграфии и книжной торговли
 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

Республиканский проектно-технологический и конструкторский институт «Роспроектагропромстройматериалы»

принимает заказы от предприятий, организаций и кооперативов на выполнение в 1990—1991 гг.

- анализа свойств сырья, материалов и отходов производства с целью определения возможности использования их в различных видах бетонов (ориентировочная стоимость 5...7 тыс. р.)
- работ по определению физико-механических и теплофизических свойств строительных материалов (ориентировочная стоимость 2...3 тыс. р.)
- работ по подбору составов бетонов на основе отходов производства (ячеистой структуры) для изготовления мелкоштучных изделий, применяемых в сельском строительстве (ориентировочная стоимость 12...15 тыс. р.)

Результат работ — выдача технологических регламентов, а также официальных заключений о возможности использования данного вида материала

***ПО ВОПРОСАМ ЗАКЛЮЧЕНИЯ ДОГОВОРОВ И ЗА
ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ ИНФОРМАЦИЕЙ ОБРАЩАТЬСЯ ПО АДРЕСУ:
410005, САРАТОВ, УЛ. ПУГАЧЕВСКАЯ, 147/151, ТЕЛ. 24-94-27***

Подвижной анкер металлоформ для изготовления пустотных панелей

ПОДВИЖНОЙ АНКЕР ПРЕНАЗНАЧЕН ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ЗАДАННЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В АРМАТУРЕ РАЗНЫХ ДИАМЕТРОВ И КЛАССОВ ПРИ ИНДУСТРИАЛЬНОМ ПРОИЗВОДСТВЕ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА.

ПРИНЦИП РАБОТЫ АНКЕРА ОСНОВАН НА ВОЗМОЖНОСТИ СВОБОДНОГО ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ПОДВИЖНОЙ ШТАНГИ В НАПРАВЛЯЮЩЕЙ НЕПОДВИЖНОЙ РАМКЕ, ЗАКРЕПЛЕННОЙ НА ПОДДОНЕ. ПОДГОТОВЛЕННЫЕ К НАТЯЖЕНИЮ СТЕРЖНИ ДЛЯ УДЛИНЕНИЯ НАГРЕВАЮТ, ЗАТЕМ ОДИН КОНЕЦ УКЛАДЫВАЮТ В ПОСТЕЛЬ НЕПОДВИЖНОГО АНКЕРА, А ВТОРОЙ — В ПОСТЕЛЬ ГОЛОВНОЙ ЧАСТИ ПОДВИЖНОГО АНКЕРА, УСТАНОВЛЕННОГО НА ЗАДАННУЮ ДЛИНУ, ЧТО ОБЕСПЕЧИВАЕТ НЕОБХОДИМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ. ПОСЛЕ ОСТЫВАНИЯ СТЕРЖНЯ ПРОИЗВОДЯТ ФОРМОВАНИЕ КОНСТРУКЦИИ.

ПОДВИЖНОЙ АНКЕР ДАЕТ ВОЗМОЖНОСТЬ ИСПОЛЬЗОВАТЬ ОДНУ ФОРМУ ДЛЯ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ РАЗНЫХ КЛАССОВ И ДИАМЕТРОВ, ОСУЩЕСТВЛЯТЬ КОНТРОЛЬ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ.

**ЗА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫМИ СВЕДЕНИЯМИ ОБРАЩАТЬСЯ
В КРИВОРОЖСКИЙ ГОРНОРУДНЫЙ ИНСТИТУТ ПО АДРЕСУ:
324027, КРИВОЙ РОГ, УЛ. ХХII ПАРТСЪЕЗДА, Д. 11,
ШЕВЧЕНКО БОРИС НИКОЛАЕВИЧ.**