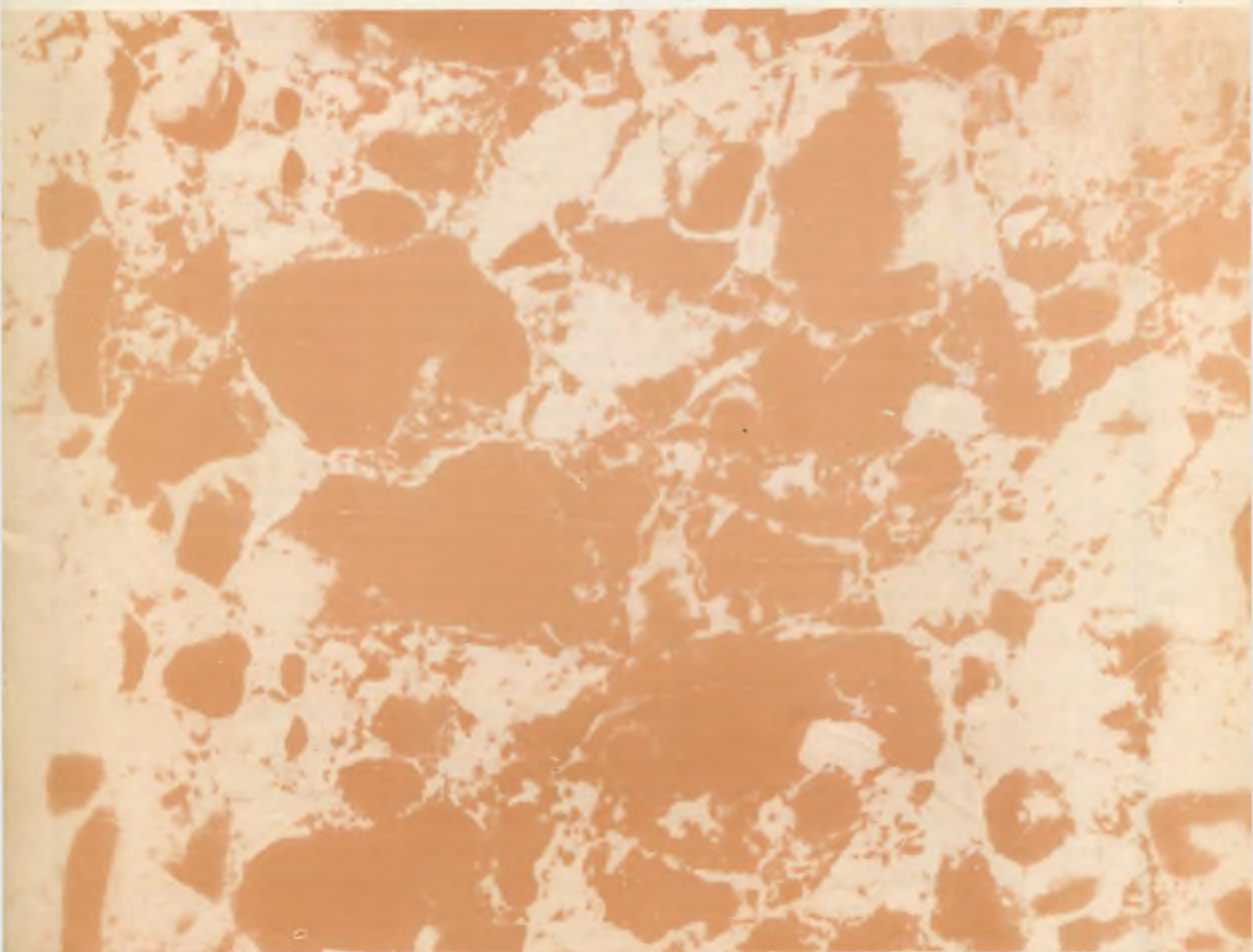


ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

8

1990



ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

Научно-технический кооператив «АДАПТОР» (Киев) изготавливает прибор МИС-500 — молоток испытательный стабилизирующий для определения прочности бетона неразрушающим методом (пластической деформации) по ГОСТ 22690—88.

Испытания ряда приборов, проведенные в 1986 г. Госстроем СССР, показали преимущество МИС-500 в точности и высокой стабильности по сравнению с приборами-аналогами. Результаты сравнительных испытаний приведены в нашем журнале № 6 за 1986 г.

Прибор обеспечивает стабилизированный удар по бетонной поверхности благодаря наличию постоянного эталонного элемента. Отсутствует необходимость в сменных комплектах и имеется возможность фиксации результатов на бумажную ленту. Масса прибора 1,3 кг.

Прибор соответствует требованиям ГОСТ 22690—88 и комплектуется угловым масштабом (ГОСТ 427—75).

НТК «АДАПТОР» на договорной основе осуществляет передачу приборов, обучение персонала работе с ним и составлению тарифовочных зависимостей. Возможна увязка с зависимостями, построенными для других приборов (молотка Кашкарова, ПМ, КМ и т. п.)

Метрологическое обеспечение прибора — по ГОСТ 8.326—78. Стоимость договора (без учета стоимости пути к заказчику) — 200...220 руб. за прибор.

По желанию заказчика одновременно осуществляется построение градуировочных зависимостей (графиков) по ГОСТ 22690—88 для бетонов разных марок и пластичности, изготавливаемых или используемых заказчиком. Стоимость одного графика 200 руб.

Адрес для запросов: 252112, Киев, а/я 848, «АДАПТОР»

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

8 (425)
Август 1990

Издается с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

- Тихонов И. Н., Белобров И. К., Зайцев Л. Н., Беловешкин В. Т., Шарипов Р. Ш.* Повреждения железобетонных конструкций предприятий стройиндустрии при землетрясении в Армении 2
- Манискевич Е. С., Абдулин С. З.* Эффективные конструкции многоэтажных каркасных зданий для строительства на просадочных грунтах 4
- Гершвальд В. С., Шатилов С. Н.* Причины образования кольцевых трещин в преднапряженных виброгидропрессованных трубах 6
- Цилосани З. Н., Нижарадзе М. Д., Далакишвили Г. Л.* Исследование трещи-

Бетоны

- нообразования в бетоне и железобетоне методом голографической интерферометрии 8

Заводское производство

- Сидоренко М. В., Коршунов Д. А.* Оценка прочности бетона в конструкциях . 10
- Лукьянов В. Н., Воронков А. Ю.* Адресная система подачи бетона 11
- Гордон С. С.* Раздельная технология приготовления бетонной смеси с добавкой суперпластификатора 13

Строительное производство

- Кулагин А. А.* Область применения монолитного железобетона для многоэтажных производственных зданий 15

В помощь проектировщику

- Фрайфельд Е. Б.* Определение площади несимметричного армирования внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения 16
- Милованов А. Ф.* Расчет железобетонных конструкций в условиях жаркого климата 19
- Яценко Е. А.* Влияние длительных нагрузок и ползучести бетона на предельные состояния железобетонных конструкций 21

Вопросы экономики

- Суковатов В. И., Иванкова И. Ю.* Влияние номенклатуры изделий на их трудоемкость и производительность технологической линии 23

Вопросы качества

- Клибанов А. Л., Каган М. З.* Требования к песку для обеспечения высокого качества бетона 25

Нам пишут

- Ратновский В. Я., Карпов В. М., Паркина Г. А.* Совершенствование контроля уровня сыпучих материалов в емкостях 27

Библиография

- Филатов В. А.* Новое пособие по конструкциям водохозяйственных сооружений 28

В порядке обсуждения

- Сизов В. П.* Отклик на методические указания МИИТа по подбору состава тяжелых бетонов 29



МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

© Стройиздат, журнал «Бетон и железобетон», 1990

И. Н. ТИХОНОВ, И. К. БЕЛОБРОВ, Л. Н. ЗАЙЦЕВ, В. Т. БЕЛОВЕШКИН,
Р. Ш. ШАРИПОВ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

Повреждения железобетонных конструкций предприятий стройиндустрии при землетрясении в Армении

Основные рекомендации по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений составлены по материалам анализа повреждений строительных конструкций при сильных землетрясениях в нашей стране и за рубежом [1].

После землетрясения в Армении 7 декабря 1988 г. наблюдались массовые разрушения и повреждения современных зданий и сооружений. Отмечено как полное разрушение зданий, так и частичное повреждение их конструктивных элементов без катастрофических последствий. Большое практическое значение представляет анализ повреждений железобетонных конструкций зданий и сооружений предприятий стройиндустрии, оказавшихся в зоне землетрясения, так как от их состояния во многом зависят сроки ликвидации последствий случившегося бедствия. В большинстве случаев эти предприятия были запроектированы с учетом требований антисейсмического строительства. Однако плохое качество материалов, производство строительномонтажных работ с отступлениями от проекта, снижение несущей способности конструкций в результате неправильной эксплуатации производственных зданий привело к частичным разрушениям конструктивных элементов даже при незначительном сейсмическом воздействии. Там, где при землетрясении сейсмичность площадки строительства из-за грунтовых условий оказалась выше проектной, имели место обрушение конструкций и полное разрушение несущего каркаса зданий.

Производственные цехи предприятий стройиндустрии, попавших в зону землетрясения, имеют преимущественно одноэтажную каркасную схему несущих конструкций, состоящих из следующих сочетаний элементов: колонны, балки или фермы, ребристые плиты покрытия и навесные стеновые панели из железобетона; колонны, балки или фермы, ребристые плиты покрытия из железобетона и самонесущие стены из туфового камня;



Рис. 1. Разрушение колонны нового здания формовочного цеха Ленинканского завода ЖБИ



Рис. 2. Повреждение металлических связей

колонны, ребристые плиты покрытия, навесные стеновые панели из железобетона, фермы из металла; колонны и навесные стеновые панели из железобетона, фермы с прогонами покрытия из прокатного металла, покрытие из профилированного стального листа.

Пролеты производственных зданий составляют 18 и 24 м, размеры шагов 6 и 12 м. Железобетонные колонны под крановую нагрузку применяли одно- и двухветвевые. Подкрановые балки выполняли из железобетона и металла с пролетом 6 и 12 м. Железобетонные ребристые плиты покрытия пролетом 6 и 12 м применяли шириной 1,5 и 3,0 м.

В результате обследования конструкций промзданий предприятий стройиндустрии, устоявших при землетрясении, установлены основные виды разрушений, которые можно классифицировать по группам.

К группе А можно отнести разрушения, опасные для дальнейшей эксплуатации промышленных зданий без восстановления и усиления конструктивных элементов при проектной сейсмичности данного участка строительства. К группе Б — разрушения, которые после косметического ремонта не опасны для эксплуатации зданий с проектной сейсмичностью участка строительства.

Для группы А характерны следующие разрушения конструкций: разрушения сжатой зоны железобетонных колонн с оголением и выпучиванием продольной арматуры (рис. 1); отклонение от вертикали железобетонных колонн с потерей устойчивости продольных металлических связей (рис. 2); разрушение с оголением рабочей арматуры опорной зоны железобетонных балок, ферм покрытия, подкрановых балок (рис. 3); наличие наклонных трещин в опорной части балок, ферм покрытия и в подкрановых балках; искривление сжатых стоек и местные разрушения верхнего пояса ферм с оголением рабочей продольной арматуры; разрушения ребристых плит покрытия с выколами бетона, оголением продольной рабочей арматуры в опорных зонах продольных ребер, отрывом полков от продольных и поперечных ребер (рис. 4); смещение с опор плит покрытия, балок, ферм из-за нарушения сварных соединений; полное и частичное разрушение связей навесных панелей стен с колоннами (рис. 5); полное или частичное разрушение самонесущих стен промзданий из туфового камня.

К группе Б можно отнести следующие виды разрушений: отколы бетона с оголением рабочей продольной арматуры колонн без ее выпучивания; поперечные нормальные трещины с шириной раскрытия не более 0,1 мм в растянутых



Рис. 3. Повреждение опорной зоны железобетонных подкрановых балок

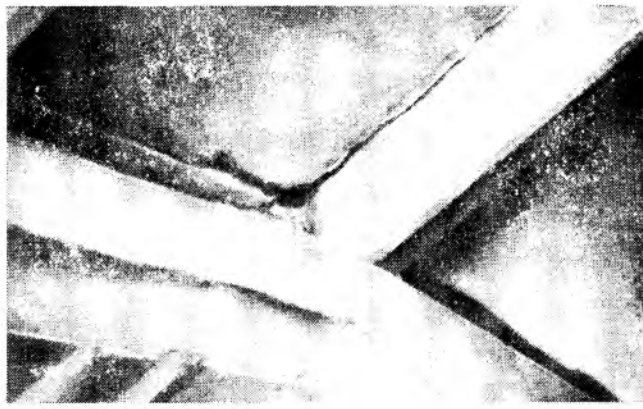


Рис. 4. Повреждения ребристых плит покрытия формовочного цеха завода ЖБИ в пос. Баграмяне

зонах изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов (фермах, балках, плитах, колоннах); отколы и трещины в наружных навесных стеновых панелях без нарушения связей с колоннами; незначительное деформирование металлических оконных переплетов; трещины и отколы в самонесущих туфовых стенах без нарушения связей с колоннами при наличии железобетонных антисейсмических поясов.

В результате анализа повреждений рекомендуется проводить восстановительные работы в два этапа. На первом этапе восстанавливаются и усиливаются конструкции зданий для обеспечения их проектной несущей способности с учетом определенной на стадии проектирования сейсмичности строительной площадки. Этот этап необходим для обеспечения выпуска товарного бетона, строительных изделий и конструкций, необходимых для восстановления разрушенных жилых, промышленных зданий и сооружений. Для усиления железобетонных конструктивных элементов и восстановления их несущей способности используют в основном традиционные конструктивные решения [2]. Иногда целесообразно уже на этом этапе восстановительных работ уменьшить массу здания путем замены железобетонного покрытия из ребристых плит облегченным металлическим из профилированного стального настила по металлическим прогонам. Такая конструкция покрытия хорошо зарекомендовала себя при землетрясении в Армении. Необходимо предусмотреть усиление гибкого крепления железобетонных навесных стеновых панелей или замену их легкими навесными из металлических профилированных листов.

При восстановлении и изготовлении наружных стен в панельном и каменном исполнении необходимо обеспечить их одинаковую по периметру высоту на уровне продольных стен. При этом повреждению каменных стен следует устраивать

железобетонный антисейсмический пояс. В этом случае недостающую верхнюю часть торцевых стен, закрывающую стропильные фермы, необходимо выполнять из легких материалов (металла, шифера) с креплением к вертикальным элементам с помощью гибких металлических связей. Карнизную часть продольных стен из каменной кладки следует выполнять из монолитного железобетона вместе с верхним антисейсмическим поясом.

На втором этапе восстановительных работ после уточнения сейсмичности района застройки и при установлении ее более высокой балльности необходимо предусмотреть возможность эксплуатации зданий или сооружений в существующем конструктивном исполнении.

Выводы

Полное разрушение промышленных предприятий стройиндустрии в зоне землетрясения в Армении 1988 г. вызвано плохим качеством строительных мате-

риалов, производства строительно-монтажных работ, дефектами от неправильной эксплуатации зданий и сооружений, а также превышением реальной сейсмической нагрузки по сравнению с принятой при проектировании. При хорошем качестве строительно-монтажных работ, применении антисейсмических мероприятий и учете реальной сейсмической нагрузки, не превышающей проектной, разрушения промзданий были незначительны. В меньшей степени пострадали от землетрясения промздания с облегченными металлическими элементами покрытия.

Наиболее часто наблюдалось нарушение связей навесных железобетонных панельных и самонесущих каменных стен с колоннами, разрушение части торцевых панельных и каменных стен, особенно выше отметки верха продольных стен, разрушение сборного железобетонного карниза, деформирование металлических оконных переплетов и металлических связей.

При проектировании сейсмостойких промышленных зданий с навесными железобетонными панельными и самонесущими каменными стенами необходимо обеспечить одинаковую высоту наружных стен по периметру. В сейсмостойких зданиях и сооружениях целесообразно применять бессварные соединения основных несущих и ограждающих конструктивных элементов, например, с помощью использования арматуры винтового профиля [3].



Рис. 5. Разрушение связей навесных стеновых панелей с колоннами производственного здания Ленинанканского завода ЖБИ

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Поляков С. В. Последствия сильных землетрясений. — М.: Стройиздат, 1978 — 311 с.
2. Мартемьянов А. И., Ширин В. В. Способы восстановления зданий и сооружений, поврежденных землетрясением. — М.: Стройиздат, 1978. — 208 с.
3. Рекомендации по применению в железобетонных конструкциях эффективных видов стержневой арматуры. — М.: НИИЖБ, 1987. — 46 с.

Эффективные конструкции многоэтажных каркасных зданий для строительства на просадочных грунтах

Лессовые просадочные грунты I и II типов занимают в СССР площадь ≈ 5 (21% территории), в том числе в УССР — около 0,4 млн. км² (63% площади). До 2000 г. ежегодное строительство многоэтажных каркасных зданий и расширение действующих объектов, по данным ЦНИИпромзданий, составит 16 млн. м² производственной площади. Из этого количества на просадочных грунтах II типа будет сооружено многоэтажных производственных зданий в СССР — 1,4, в УССР — 0,6 млн. м².

Опыт строительства и эксплуатации многоэтажных каркасных зданий на просадочных грунтах показал, что их надежность и долговечность до настоящего времени практически не изучены, несмотря на дополнительные затраты, связанные с подготовкой оснований и устройством различных защитных мероприятий, которые составляют 25% и более сметной стоимости здания.

Основная причина такого положения заключается в том, что в СНиП 2.02.01—83 практически не отражено приспособление наземного строения к деформациям оснований, учитывающее конструктивные особенности зданий и их чувствительность к деформационным воздействиям.

В НИИСКе разработали весьма перспективное и эффективное приспособление наиболее массовых типовых железобетонных конструкций многоэтажных каркасных зданий серий 1.420—12(6), 1.020.1—4 и 1.020—1/83 к воздействиям неравномерных деформаций оснований [1..4], снижающее чувствительность конструкций к деформациям земной поверхности. Это достигается созданием конструктивных систем, основанных на оптимальном сочетании жестких и податливых конструкций и устройством жестких и податливых соединений элементов каркасов, перекрытий (покрытий) и стенового ограждения, позволяющих при взаимных перекосах элементов предохранять конструкции от разрушений и обеспечивать в случае необходимости возврат в проектное положение просевших частей здания искусственным регулированием высотного положения конструкций.

Предложены каркасы комбинирован-

ной конструктивной системы и связевые каркасы с вертикальными устоями. Для зданий из типовых конструкций серий 1.420—12, 1.420—6 и 1.020.1—4 (комбинированный каркас) рекомендуется заменять в рамках поперечного направления часть жестких сопряжений ригелей с колоннами шарнирными и предусматривать ригели связевых рам продольного направления составными из двух элементов, заземленных на опорах и шарнирно соединенных по середине пролета (рис. 1). Вместо связевых рам допускается использовать вертикальные металлические связи по колоннам с линейно-подвижными креплениями на одной из сторон.

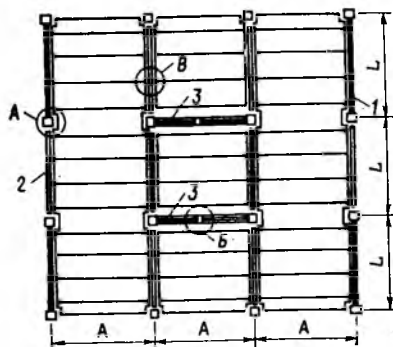


Рис. 1. Конструктивные системы многоэтажных каркасных зданий (фрагмент плана)
1 — рама с жесткими узлами (для комбинированного каркаса), вертикальный устой (для связевого каркаса); 2 — рама с шарнирными узлами; 3 — связевая рама

Для зданий из типовых конструкций серии 1.020—1/83 (связевой каркас с вертикальными устоями*) рекомендуется замена диафрагм жесткости вертикальными устоями, образованными жестко соединенными с колоннами ветровыми ригелями, расположенными ниже основных шарнирно опертых ригелей, воспринимающих вертикальную нагрузку (см. рис. 1). Ветровые ригели выполняются составными по аналогии с ригелями связевых рам каркаса комбинированной системы.

Необходимое число элементов жест-

кости в комбинированных и связевых каркасах (рам с жесткими узлами сопряжений ригелей с колоннами и вертикальных устоев), а также их рациональное размещение в плане здания устанавливаются исходя из условия обеспечения пространственной устойчивости зданий при совместном действии силовых нагрузок и деформации основания. Обобщенным критерием в этом случае может служить также деформативность каркаса, а именно максимальное горизонтальное смещение его верха при действии ветровой нагрузки ($< 1/500$ высоты здания).

Шарнирные узлы сопряжений элементов каркасов имеют вид «листового шарнира» с опиранием ригелей на консоли колонн через связевые прокладки (компенсаторы) — две гибкие металлические пластины, сваренные между собой со стороны торца ригеля и прикрепленные к закладным деталям консоли колонны и ригеля противоположной торцевой частью нижней или центральной частью верхней пластины (рис. 2).

Шарнирные сопряжения по середине пролетов составных ригелей связевых рам и ветровых ригелей вертикальных устоев выполняют с применением «листовых шарниров» или с помощью тангенциальных опор, анкерующихся болтами («сферический шарнир»), предназначенных для исключения в ригелях крутящих моментов при неравномерных осадках основания (рис. 3).

Жесткие узловое сопряжения ригелей с колоннами целесообразно предусматривать по заданной несущей способности. С этой целью рекомендуется использовать тонкостенные металлические компенсаторы, установленные между колоннами и торцами ригелей и работающие по принципу хлопающей мембраны (см. рис. 2). Характерная особенность конструкции таких узлов заключается в том, что они работают как жесткие только при действии различных силовых (вертикальных, горизонтальных) нагрузок и не реагируют природомерно внутренних усилий на неравномерные осадки фундаментов вследствие потери устойчивости компенсатора и его перехода в новую форму равновесного состояния.

Приспособление конструкций перекры-

* А. с. 844700 СССР, МКИ³ Е 04 В 1/18. Вертикальный устой связевого каркаса многоэтажного здания / В. В. Катунников, В. А. Коробков, А. В. Пеньков (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1981. — № 25. — С. 149.

тий (покрытий) к воздействиям неравномерных деформаций оснований достигается устройством в зоне стыков плиты с ригелем «листовых шарниров» (по аналогии с шарнирными сопряжениями ригелей с колоннами) или благодаря свободному опиранию плит понизу на полки ригелей с соединениями их с ригелями поверху накладными пластинами, ориентированными в плане по направлению диагоналей ячеек перекрытий (см. рис. 3). Это обеспечивает восприятие диском перекрытия (покрытия) не только деформаций сдвига и сжатия, но и растяжения с сохранением его жесткости при действии горизонтальных нагрузок.

В качестве ограждающих конструкций для многоэтажных каркасных зданий служат унифицированные крупноразмерные элементы, как правило, облегченные навесные панели с податливым креплением к элементам каркаса таким образом, чтобы усилия в ограждающих конструкциях при неравномерных осадках основания и деформациях каркаса были минимальными или совсем отсутствовали.

Для устранения ограничений, препятствующих свободному деформированию (повороту) сопрягаемых элементов и исключения разрушения их контактных зон, стыки во всех шарнирных узлах заполняют упругоподатливым сильно сжимаемым материалом вместо замоноличивания бетоном (раствором).

Лестничные клетки и шахты лифтов проектируют как ядра жесткости на жестком основании — свайных, плитных и ленточных фундаментах, фундаментах в виде перекрестных балок стенок и др., воспринимающих горизонтальные нагрузки и не препятствующих взаимному вертикальному перемещению колонн каркаса при неравномерных осадках фундаментов.

Применение предложений, направленных на приспособление наземного строения многоэтажных каркасных зданий к восприятию неравномерных деформаций оснований, не исключает традиционных защитных мероприятий, снижающих неблагоприятные воздействия земной поверхности, предусмотренных СНиП 2.02.01—83, в том числе рациональную компоновку зданий в плане и по высоте и их разделение осадочными швами на отдельные независимо оседающие отсеки прямоугольной формы. Расстояния между осадочными швами в продольном и поперечном направлениях отсека назначаются расчетом в зависимости от особенностей грунтов кратными расстоянию между колоннами (≤ 36 м). В некоторых случаях длину отсека можно увеличить и принять по требованиям к шагу температурных швов.

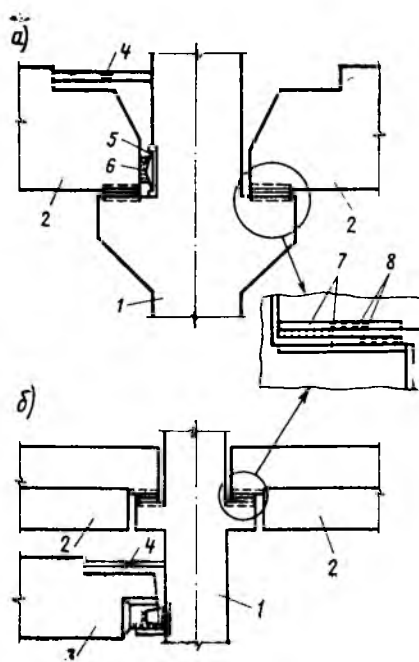


Рис. 2. Конструкции сопряжений ригеля с колоннами (узел А)

а — комбинированного каркаса; б — связевого каркаса с вертикальными устоями; 1 — колонна; 2 — ригель; 3 — ветровой ригель; 4 — ванная сварка; 5 — компенсатор; 6 — бетон замоноличивания; 7 — закладные детали ригеля и колонн; 8 — связевые прокладки

Для опытной проверки разработанных конструктивных решений и оценки их работоспособности в условиях неравномерных деформаций оснований использовались крупномасштабные ($1/2$ натуральной величины) модели пространственных фрагментов многоэтажных каркасных зданий с сеткой колонн 6×6 и 9×6 м и фрагменты шарнирных узлов сопряже-

ний ригелей с колоннами серий 1.420—12, 1.020.1—4 и 1.020—1/83 [1, 3, 4]. При этом исследовали совместное действие постоянных расчетных нагрузок и вынужденных смещений опор колонн, увеличиваемых до разрушения конструкций. В результате установлены высокие эксплуатационные качества и эффективность разработанных конструктивных решений для строительства многоэтажных каркасных зданий на просадочных грунтах, позволяющих значительно увеличить допустимую разность осадок соседних колонн по сравнению с регламентированными СНиП 2.02.01—83.

Каркас	Относительная разность осадок колонн $(\Delta S / L) \mu$	Максимальная допустимая разность осадок колонн, мм, $(\Delta S) \mu$
Комбинированный из конструкций серии 1.420—12	0,02/0,013	120/80
Связевой с вертикальными устоями из конструкций серии 1.020—1/83	0,03/0,015	180/90

Примечание. Перед чертой — I группа предельных состояний, после черты — II группа.

В случае если к проектируемым зданиям не предъявляются технологические требования или другие ограничения, область применения рассмотренных каркасов ограничивается значениями предельных деформаций, приведенными в таблице.

В результате расширяется область применения многоэтажных каркасных

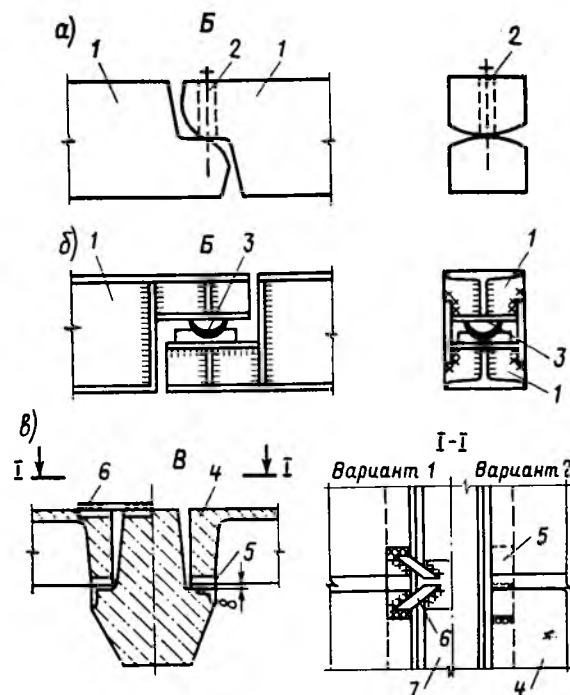


Рис. 3. Конструкции шарнирных сопряжений

а — железобетонного ригеля в пролете; б — то же металлического; в — плит на полках ригелей; 1 — ригель связевой рамы (ветровой ригель); 2 — анкерный болт; 3 — тангенциальная опора; 4 — плита; 5 — связевая прокладка; 6 — накладная пластина; 7 — ригель

зданий из индустриальных изделий в сложных инженерно-геологических условиях, повышается эксплуатационная надежность и долговечность зданий. Экономический эффект от их внедрения около 3...5 р. на 1 м² общей площади здания достигается благодаря сокращению затрат на защитные мероприятия и ремонтно-восстановительные работы.

УДК 627.751.4:620.191.33

В. С. ГЕРШВАЛЬД, канд. техн. наук, С. Н. ШАТИЛОВ, инж. (НИИЖБ)

Причины образования кольцевых трещин в преднапряженных виброгидропрессованных трубах

При изготовлении виброгидропрессованных труб часто отмечаются кольцевые трещины. Экспериментами установлено, что на их образование влияют усилия преднапряжения арматуры, создающие обжатие бетона в кольцевом направлении, а также усилия, передающиеся на трубу от силовой наружной формы при разборке [1].

Для исследований использовали 12 труб диаметром 1200 мм со спирально-перекрестным армированием, предназначенных для работы в водоводах на внутреннее давление 1 МПа согласно ГОСТ 12586.1—83.

Для определения характера закрепления торца трубы в момент нагружения бетона усилиями преднапряжения контролировали деформации втулочной кольца формы рычажными тензOMETрами с базой 100 мм. В результате установлено, что при прессовании бетонной смеси давлением P_m на кольцо действуют крутящие моменты, вызывающие его радиальные перемещения. В дальнейшем, при передаче давления P с арматуры на бетон, возникшие перемещения полностью не исчезают, а только уменьшаются (рис. 1). Таким образом, при передаче преднапряжения с арматуры на затвердевший бетон торцы трубы не могут свободно перемещаться в радиальном направлении и лишены возможности поворота, т. е. реализуется неполное защемление, приводящее к появлению на концевых участках местного изгиба.

Граница упругой заделки располагается в зоне неразъемного втулочного кольца формы и для трубы диаметром 1200 мм находится на расстоянии 43,7 мм от торца трубы (см. рис. 1).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Манискевич Е. С., Заварзин Ю. В. Особенности работы железобетонных рамных каркасов в условиях вынужденных смещений опор колонн // Эффективные железобетонные конструкции для обычных и сложных условий строительства и контроль их качества. — М.: НИИЖБ, 1985. — С. 82—88.
2. Конструктивные системы каркасных зданий для строительства на неравномерно-деформируемых основаниях / Е. С. Манискевич, П. И. Кривошеев, Б. П. Ковтунов, Ю. В. Заварзин // Промыш-

- ленное строительство и инженерные сооружения. — 1985. — Т. 1. — С. 30—31.
3. Манискевич Е. С., Заварзин Ю. В., Абдулин С. З. Оптимизация каркасов многоэтажных зданий для сложных грунтовых условий // Строительство и архитектура. — 1986. — № 3. — С. 19—20.
4. К назначению предельно допустимых величин неравномерных деформаций оснований для каркасов комбинированной системы / Е. С. Манискевич, С. З. Абдулин, Ю. В. Заварзин, В. И. Казакевич // Исследования пространственных систем и конструкций зданий и сооружений. — М.: ЦНИИСК. — 1986. — С. 121—126.

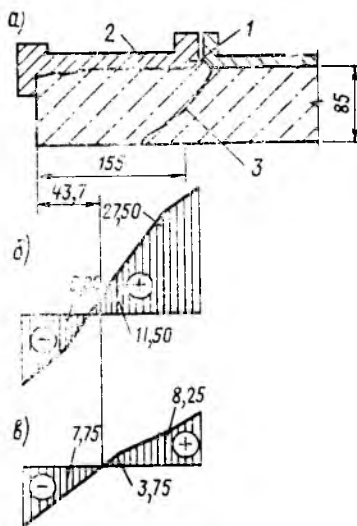


Рис. 1. Схема втулочной части трубы с неразъемным кольцом и эпюры его радиальных относительных деформаций при подъеме и сбросе опрессовочного давления (трубы диаметром 1200 мм II класса)
а — схема втулочной части; б — радиальные деформации кольца при натяжении арматуры $\epsilon_p \cdot 10^{-5}$; в — то же при передаче усилия с арматуры $\epsilon_p \cdot 10^{-5}$ на бетон перед разборкой формы; 1 — буртик для фиксации резинового кольца; 2 — неразъемное втулочное кольцо; 3 — втулочная часть трубы

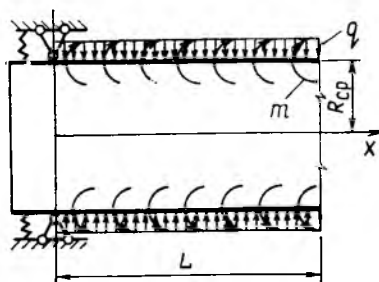


Рис. 2. Расчетная схема втулочной части трубы

Для моментов и поперечных сил, возникающих во втулочной части трубы с упругозащемленным торцом, рассмотрим длинную круговую цилиндрическую оболочку, нагруженную равномерно распределенной по поверхности нормальной нагрузкой q и распределенным моментом m (рис. 2). Геометрические характеристики оболочки по ГОСТ 1258.1—83 таковы, что удовлетворяется условие

$$L \geq 3 \sqrt{R_{cp} t},$$

где L , t — длина трубы и толщина ее стенки; R_{cp} — радиус срединной поверхности.

Используя принцип независимости действия сил, запишем результирующее выражение для прогибов оболочки с упругозащемленным торцом под действием нагрузок q и m [2]

$$\omega = \frac{2q + \beta m}{4\beta^2 8\beta^4 D} [1 - e^{-\beta x} \cos(\beta x)]^2 - \frac{k e^{-\beta x} \sin(\beta x)}{2\beta D + k}, \quad (1)$$

где

$$\beta^4 = \frac{Et}{4R_{cp}^2 D}; \quad D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

k — коэффициент, характеризующий упругость заделки. Учитывая, что $M_x = -D \frac{d^2 \omega}{dx^2}$; $Q_x = -D \frac{d^3 \omega}{dx^3}$ и проинтегрировав выражение (1) по x , получим выражения для момента и поперечной силы, возникающих в кольцевых сечениях трубы:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -\frac{2q + \beta m}{4\beta^2} \left[\frac{1}{k} \theta(\beta x) - \xi(\beta x) \right]; \\ Q_x &= \frac{2q + \beta m}{4\beta} \left[\frac{1}{k} \varphi(\beta x) + \psi(\beta x) \right], \end{aligned} \right\} (2)$$

$$\text{где } k = \frac{2\beta D}{k} + 1;$$

$$\theta(\beta x) = e^{-\beta x} \cos(\beta x);$$

$$\xi(\beta x) = e^{-\beta x} \sin(\beta x);$$

$$\varphi(\beta x) = e^{-\beta x} [\cos(\beta x) + \sin(\beta x)];$$

$$\psi(\beta x) = e^{-\beta x} [\cos(\beta x) - \sin(\beta x)].$$

Проведенные исследования показали, что коэффициент упругости заделки k зависит только от геометрических характеристик оболочки [2]. Это позволило найти соотношение

$$k = (a\eta^3 + b\eta^2 + c\eta + d) 10^4,$$

где $\eta = R_b/t$; R_b — радиус внутренней поверхности трубы; $a = 1,49$; $b = -25,47$; $c = 144,21$; $d = -265,57$.

Для оценки влияния усилий, передающихся на трубу при разборке силовой наружной формы, провели эксперименты.

Кольцевые деформации внутренней поверхности трубы в процессе распалубки контролировали тензометрами с базой 100 мм (рис. 3).

Деформированное состояние трубы определяли при двух способах разборки формы. По первому способу после снятия откидных болтов 13, 14 отпускали попарно пружинные болты 1...11 одновременно с двух сторон, начиная от втулочной части, а затем снимали втулочное кольцо 12. По второму способу втулочное кольцо отпускали непосредственно перед разборкой пружинных болтов. Результаты исследований приведены на рис. 4. В процессе распалубки внутренняя поверхность трубы по вертикальному диаметру испытывает кольцевые деформации растяжения, а по горизонтальному диаметру — деформацию сжатия. Рис. 4 дает представление о влиянии кольца, выполняющего роль обоймы, на деформативность втулочной части трубы. Если кольцо снято, то деформации в сечениях А—А и В—В при разборке формы развиваются свободно. Они практически одинаковы для обоих сечений, постепенно нарастают при разборке первых четырех болтов, а затем уменьшаются до нуля. Наличие втулочного кольца, обжимающего трубу, вносит изменение в такую схему деформирования. На рис. 4 это выражается в нарушении симметрии деформации по горизонтальному и вертикальному диаметрам.

Экспериментами установлено, что отпуск откидных болтов, крепящих неразъемное втулочное кольцо к силовой наружной форме (см. рис. 3), приводит к обжатию бетона втулочной части, а снятие самого кольца — к его растяжению. Это видно по расположению ломаных на стадиях распалубки 12, 13, 14 (см. рис. 4). Дальнейшая разборка болтов 1...11 уменьшает это обжатие в обоих сечениях

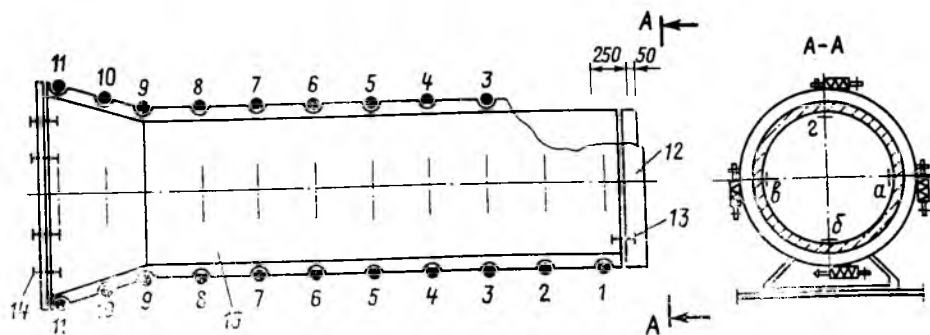


Рис. 3. Схема разборки формы и места установки измерительных приборов

a, b, g — места расположения тензометров на внутренней поверхности бетона в плоскостях А—А и В—В; 1...11 — силовые болты; 12 — неразъемное втулочное кольцо; 13, 14 — откидные болты; 15 — наружная форма; А—А, В—В — плоскости контроля кольцевых деформаций на внутренней поверхности трубы

по вертикальному диаметру и увеличивает по горизонтальному.

Результаты исследований хорошо согласуются с визуальными наблюдениями. В случае разборки формы при снятии болтов 3, 4 на расстоянии 110...120 мм от края трубы в зоне горизонтального диаметра образуется кольцевая трещина. При раскручивании болтов 4, 5 она растет по ширине и длине, а после пятого начинает закрываться. Во втором случае трещины в трубах не обнаружено.

Характер разрушения и место образо-

вания кольцевых трещин показали, что деформации трубы в процессе разборки формы аналогичны тем, что возникают при сопряжении цилиндрических оболочек с разными жесткостями, одна из которых нагружена линейной распределенной нагрузкой, приложенной по вертикальному диаметру.

Таким образом, на напряженное состояние, приводящее к появлению кольцевых трещин во втулочной части виброгидропрессованных труб со спирально-перекрестным армированием, влияют на-

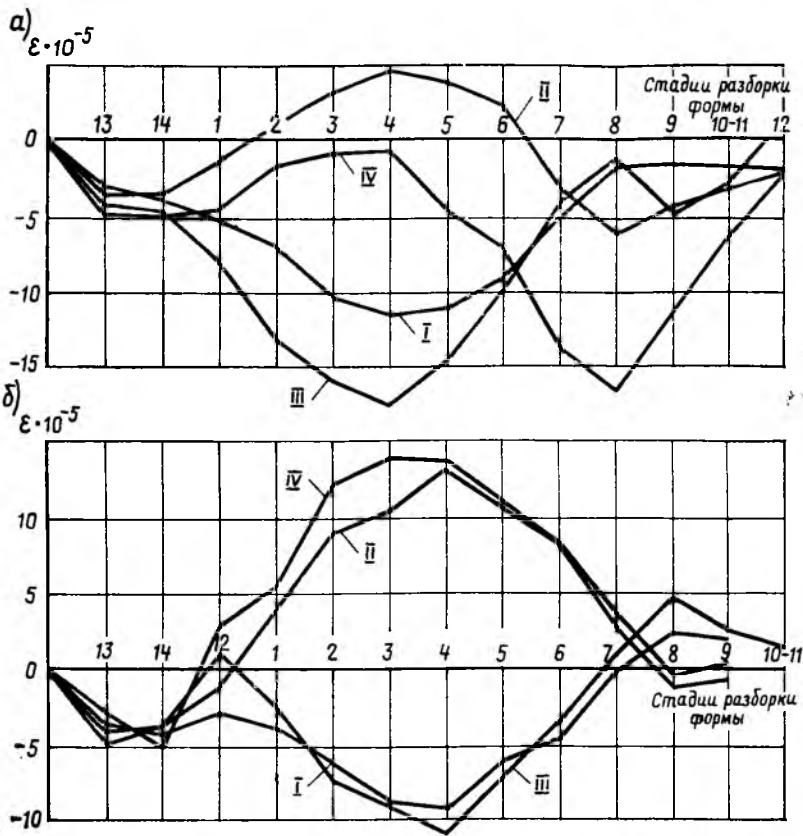


Рис. 4. Средние кольцевые деформации внутренней поверхности трубы при разборке формы a — по первому способу; b — по второму способу; I — в сечении В—В на уровне горизонтального диаметра (точки a, g); II — в сечении В—В на уровне вертикального диаметра (точки b, g); III — в сечении А—А на уровне горизонтального диаметра (точки a, g); IV — в сечении А—А на уровне вертикального диаметра (точки b, g по рис. 3); 1...11 — стадия разборки пружинных болтов с соответствующими номерами (см. рис. 3); 12 — стадия отпуска втулочного калибрующего кольца; 13, 14 — стадия снятия откидных болтов, крепящих втулочное кольцо и нижнее анкерное кольцо к форме (см. рис. 3)

З. Н. ЦИЛОСАНИ, д-р техн. наук, проф., **М. Д. НИЖАРАДЗЕ**,
Г. Л. ДАЛАКИШВИЛИ, кандидаты техн. наук (ИСМиС АН ГССР)

Исследование трещинообразования в бетоне и железобетоне методом голографической интерферометрии

пряжения краевого эффекта, возникающие при передаче усилия преднапряжения с арматуры на бетон и концентрация напряжений в месте сопряжения оболочек разной цилиндрической жесткости.

Для исключения влияния этих силовых воздействий и уменьшения напряжений, вызывающих появление трещин, достаточно изменить последовательность разборки силовой наружной формы. Начинать разборку следует со снятия неразъемного втулочного кольца (см. рис. 3). В этом случае конец трубы получит возможность свободного поворота и радиального перемещения, при этом исчезнут напряжения краевого эффекта, а уравнявшиеся цилиндрические жесткости нагруженной части трубы и ненагруженного участка сведут к минимуму концентрации напряжений в этой зоне. Для исключения повреждения буртика (см. рис. 1), неизбежного при депланации торца формы в момент распалубки, следует изменить конструкцию втулочного кольца или увеличить толщину стенки на высоту бурта в области бурта или по всей длине трубы.

Продольное обжатие в виброгидропрессованных трубах назначают исходя из напряженного состояния, возникающего в них в процессе изготовления. Предлагаемая последовательность разборки силовой наружной формы меняет деформативность втулочной части и характер силовых воздействий, передаваемых на трубу при изготовлении. В результате этого существенно уменьшаются напряжения в наиболее нагруженных кольцевых сечениях, что в свою очередь позволит изменить критерии для их расчета на прочность и трещиностойкость и назначить осевое преднапряжение виброгидропрессованных труб из условия работы на испытательные, транспортные, монтажные и эксплуатационные нагрузки. Это должно привести к уменьшению осевого преднапряжения, особенно в трубах большого диаметра, и, как следствие, к экономии высокопрочной проволочной арматуры.

Проведенные исследования позволили предложить зависимости для расчета кольцевых сечений виброгидропрессованных труб, определить причины образования кольцевых трещин и наметить пути их устранения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Полов А. Н., Ционский А. Л., Хрипунов В. А. Производство железобетонных напорных виброгидропрессованных труб. — М.: Стройиздат. — 1979. — 256 с.
2. Герш в а л ь д В. С. Влияние краевого эффекта на напряженное состояние концевых участков виброгидропрессованных труб. — М., 1989. — С. 7—9. — Деп. во ВНИИЭСМ 27.02.89, № 1741.

Согласно действующим нормативным документам основными параметрами процесса трещинообразования, используемыми в расчетах при определении регламентируемых в железобетонных элементах усилий, являются условный момент образования, ширина раскрытия силовых трещин, а также условие их надежного закрытия.

Эти параметры, зависящие в первую очередь от прочностных и деформированных свойств бетона, были предметом многочисленных исследований. Однако нельзя считать, что вопрос исчерпан. С развитием методики, аппаратуры и измерительных средств экспериментаторы могут уточнить и повысить достоверность указанных параметров. Перспективен в этом отношении метод голографической интерферометрии [1, 2].

В настоящей работе исследовали напряженно-деформированное состояние и процесс трещинообразования в изгибаемых армированных и неармированных бетонных образцах с возможно ранних стадий их нагружения, а именно силовые трещины в зоне чистого изгиба образцов сечением 50×70 мм при расчетном пролете 570 мм. Образцы армировали одним ($\varnothing_s=12$ мм, $A_s=1,131$ см²) и двумя ($\varnothing_s=8$ мм, $A_s=0,503$ см²) стержнями. Бетон изготавливали на кварцевом песке с $M_k=2,5$, базальтовом щебне с максимальной крупностью зерна 10 мм и шлакопортландцементе Руставского завода М400 (образцы первой серии). Испытывали также образцы-балочки размером 4×4×16 мм, изготавливаемые в одном случае на песке с размерами зерен 0...5 мм и в другом — на песке и гравии с фракцией высевок размером 5 мм. Часть образцов обоих составов армировали двумя стержнями арматурной проволоки $\varnothing_s=3$ мм класса В-1 (образцы второй серии).

Для сравнения с данными, накопленными в результате многолетних исследо-

ваний трещинообразования в бетоне, наряду с голографической интерферометрией использовали тензорезисторы с базой 20 мм. Целесообразно комплексное применение методов электротензометрии и голографической интерферометрии, где первый используют для получения данных о деформациях с начала их развития, а второй — для выявления трещин и измерения ширины их раскрытия. Это сокращает расход фотоматериала, а также число подлежащих расшивке голограмм, поэтому интерферограммы получали со ступеней нагрузок, предшествующих значению, при котором ожидалась фиксация первых трещин. Ступени определяли по изгибающему моменту, соответствующему моменту начала трещинообразования, полученному в пробных экспериментах на образцах-близнецах. На них устанавливали также ступени нагрузки и интервалы ее наращивания, при которых можно получить качественные интерферограммы.

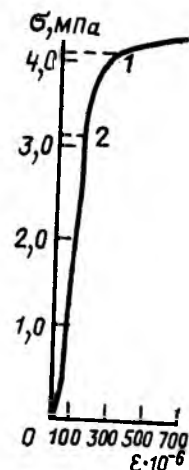


Рис. 1. Диаграмма деформирования растянутой грани изгибаемого бетонного образца. Уровни нагрузки, при которых выявлены первые трещины; 1 — методом электротензометрии; 2 — голографической интерферометрии

Трещины на интерферограмме фиксировали по характерному излому интерференционных полос. Точность фиксации момента их выявления зависела от степени нагружения, так как на интерферограмме отражается этап ее развития в интервале времени, протекшего до приложения к образцу очередной доли нагрузки. На рис. 1 показана кривая деформирования растянутой грани образца второй серии и уровни нагрузок, при которых с помощью тензорезисторов и голографической интерферометрии выявлялись первые трещины.

Испытание образцов первой серии показало, что первые силовые трещины, перерастающие впоследствии в магистральные и пересекающие всю растянутую грань образца, на интерферограммах фиксировались при изгибающих моментах, составляющих 0,29...0,30 $M_{сгс}$. Но и на более ранних ступенях нагружения (при 0,28 $M_{сгс}$) на интерферограммах фиксировались неразвивающиеся трещины небольшой протяженности. Они, как и магистральные трещины в начальных стадиях развития, влияли на напряженно-деформированное состояние лишь в локальных областях их пролегания. Это видно по небольшому надлому одной или нескольких интерференционных полос, полученных на ступенях нагружения к моменту образования трещин и после. При появлении других трещин (особенно в образцах с двумя стержнями) в зоне чистого изгиба небольшие трещины прекращали свое развитие. О ширине раскрытия первой силовой трещины на начальной стадии развития можно судить по данным таблицы. Раскрытие трещины, выявленной тензорезистором при 0,45 $M_{сгс}$ и измеренной микроскопом, в образцах с одним стержнем составило 25...30, в образцах с двумя стержнями 20...25 мкм

Поскольку до появления силовых трещин, развивающихся в дальнейшем в магистральные и пересекающие всю растянутую грань, на интерферограммах некоторых образцов просматривались небольшие трещины, которые на последующих интерферограммах, полученных при увеличении нагрузки, не фиксировались, возник вопрос, не была ли причиной их исчезновения недостаточность промежутка времени, отводимого для экспонирования образца. В связи с этим был прослежен характер поведения трещин при выдерживании постоянной нагрузки, при фиксировании начальной стадии развивающейся в дальнейшем трещины и при наличии уже сформировавшейся магистральной трещины с шириной раскрытия 10...30 мкм.

На рис. 2, а показана интерферограмма образца, выдержанного в течение 1 ч

Рис. 2. Интерферограммы балки с двумя арматурными стержнями, выдержанной в течение 1 ч под постоянной нагрузкой

а — 0,28 $M_{сгс}$ при $a \leq \leq 0,1$ мкм; б — 0,45 $M_{сгс}$ при $a \leq 20...25$ мкм



под постоянной нагрузкой примерно 0,28 $M_{сгс}$. Она свидетельствует о наличии большого числа малых трещин, обуславливающих надломы интерференционных полос, т. е. до возникновения зоны наибольшей концентрации напряжений, приводящей к формированию трещин определенного размера, поверхность покрывалась мелкими трещинами. После формирования трещины с шириной раскрытия 0,3...0,4 мкм подобного явления не наблюдалось. Так, на рис. 2, б показана интерферограмма образца с уже сформировавшимися магистральными трещинами, находившегося в течение 1 ч под постоянной нагрузкой 0,45 $M_{сгс}$.

Действующий момент в долях от $M_{сгс}$	Ширина раскрытия трещины, а, мкм	
	с одним стержнем	с двумя стержнями
0,28	—	—
0,29	0,36	0,33
0,30	0,34	0,40
0,31	1,05	0,43
0,32	0,91	0,07
0,33	0,81	1,10
0,34	1,64	0,53
0,35	1,57	1,50

В образце с одним арматурным стержнем к началу выдерживания нагрузки имелась одна магистральная трещина, пересекающая всю грань образца. Выдерживая нагрузку в течение 1 ч, она расширилась в среднем на 15 мкм. Новые трещины в зоне чистого изгиба за это время не возникали. В образце с двумя стержнями к моменту выдерживания нагрузки также имелась одна трещина, пересекающая растянутую грань на одну треть ширины. Кроме того, еще в двух местах наметились цепочки мелких трещин, получившие в дальнейшем развитие. За время выдерживания нагрузки трещина с протяженностью в одну треть ширины балки пересекала всю ее грань, увеличившись при этом всего на 2 мкм.

Одновременно с этим в образце образовалась и новая трещина, пересекающая всю грань. Мелкие трещины также влияли на общую деформацию растянутой грани образца. При этом суммарная ширина раскрытия трещин была меньше, чем в образце с одним арматурным стержнем. Это согласуется с данными о прогибах образцов, которые при одном арматурном стержне были больше.

Образцы второй серии испытывали при комплексном использовании методов электротензометрии и голографической интерферометрии. Первые силовые трещины, выявленные на голограммах армированных и неармированных образцов появлялись примерно при одних и тех же относительных деформациях, равных $(120 \pm 20) \cdot 10^{-6}$. К сожалению, количественно оценить состав бетона не удалось, но явно прослеживалась тенденция увеличения растяжимости в следующей последовательности: состав с песком и примесью высевок гравия размером 5 мм; полностью на природном песке с крупностью зерен 0...5 мм.

Диаграммы деформаций, построенные по показаниям тензорезисторов при испытании образцов указанных составов, свидетельствовали о выявлении первой трещины значительно позже (при 0,9...0,95 R_{bt}), чем она фиксировалась на интерферограммах (при 0,7 R_{bt}). Ширина раскрытия первой силовой трещины в образцах второй серии в момент ее выявления на интерферограмме в среднем равнялась 2...5 мкм независимо от наличия арматуры в теле бетона. Тензорезисторами указанная трещина выявлялась при ширине раскрытия примерно 20...25 мкм.

Надо отметить, что до уровня нагрузки, при котором трещина в неармированном бетоне теряла устойчивость и начинала интенсивно развиваться, она во всех случаях раскрывалась медленно и равномерно. На ширину раскрытия тре-

щины, как в момент ее выявления на интерферограммах, так и до момента потери ее устойчивости и начала интенсивного развития, наличие арматуры почти не повлияло. Арматура начала сдерживать раскрытие трещины и тем ощутимее, чем большее число стержней было рассредоточено в бетоне.

Выводы

Армирование и степень рассредоточения стержней арматуры не влияют на предельную растяжимость бетона в момент выявления первых силовых трещин, но изменяют их число, а с момента поте-

ри устойчивости трещины и ширину ее раскрытия. Степень рассредоточения арматуры влияет и на ширину раскрытия трещины при выдерживании нагрузки.

Момент внешних сил при обнаружении первых силовых трещин на интерферограммах составлял 0,29 момента, рассчитанного по СНиП 2.03.01—84 по образованию трещин. При обнаружении первых силовых трещин на интерферограммах ширина их раскрытия значительно меньше допустимого и составила 0,3...5,0 мкм.

При помощи голографических интерферограмм первые силовые трещины как

в неармированных, так и в армированных образцах, выявлялись на линейном участке кривой зависимости «напряжения — деформация» при относительных значениях последней $(120 \pm 20) \cdot 10^{-6}$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Исследование деформаций бетона голографическими методами / Г. Л. Далакишвили, Ш. Д. Какичашвили, А. М. Квернадзе и др. — Тбилиси: «Мецниреба», — 1983. — 76 с.
2. Островский Ю. И., Щепинов В. П., Яковлев В. В. Голографические интерференционные методы измерения деформаций. — М.: Наука, 1988. — 248 с.

УДК 624.012.4:658.562

М. В. СИДОРЕНКО, Д. А. КОРШУНОВ, кандидаты техн. наук (НИИСК)

Оценка прочности бетона в конструкциях

Цель контроля заключается в оценке соответствия установленной при проектировании обеспеченности нормативного и расчетного сопротивлений бетона. Для производства сборных и возведения монолитных конструкций правила приемочного и инспекционного контроля прочности бетона регламентированы ГОСТ 18105—86. При их разработке принято, что контролируемая партия включает неограниченное число единиц продукции и является частью совокупности партий, последовательно изготовленных (возведенных) в одинаковых технологических условиях. При этом известны средняя прочность (заданный уровень R_p) и средняя партионная вариация V_p , а также предполагается, что межпартионная вариация $V_{м.п} = 0,5 V_p$.

Для экспертного контроля эти особенности отсутствуют, следовательно, невозможно использовать и установленные этим стандартом контрольные нормативы. При разработке новых нормативов, осуществляемой НИИСКом, предполагают, что прогнозируемая минимальная прочность бетона должна быть не менее проектного сопротивления бетона — нормативного с обеспеченностью 0,95 (соответственно понятию класса бетона по прочности) и расчетного с обеспеченностью 0,99865 (правило трех стандартов).

В качестве единицы контролируемой совокупности продукции (конструкций) следует принимать критический объем бетона [1], в пределах которого может разрушиться конструкция от исчерпания прочности (но не более объема одного замеса). Этому объему соответствует единичное значение прочности бетона R_i , определяемое непосредственно в конст-

рукции — ГОСТ 10180—78 (керны), ГОСТ 22690—88 (механические методы), ГОСТ 17624—87 (ультразвук).

Испытания выполняют выборочно для n таких объемов. По полученным результатам вычисляют среднюю прочность

$$R_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i \quad (1)$$

и коэффициент вариации

$$V_{obs} = \frac{k}{R_m} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - R_m)^2}{n - 1}}, \quad (2)$$

где k — коэффициент несмещенного значения по СТ СЭВ 876—88, принимаемый в зависимости от объема выборки n 3, 4, 5, 6, 7...8, 9...11, 12...18, 19...46 и >46 , равным 1,13; 1,08; 1,06; 1,05; 1,04; 1,03; 1,02; 1,01 и 1. При этом в качестве действительного принимают $V \geq 0,06$.

Если полученное по зависимости (2) $V_{obs} > 0,1$, то рекомендуется дополнительно проверить возможную несимметричность распределения прочности бетона, а если оно $> 0,15$, то и возможную неоднородность контролируемой совокупности. Такой статистический анализ в некоторых случаях выполнимым даже при небольшом объеме выборки ($n = 15...20$) [2]. В результате можно уточнить действительное значение V .

На практике контролируемая совокупность продукции всегда имеет конечное число единиц. Для удобства их можно подсчитывать в кубических метрах бетона. Исследование такой ограниченной совокупности позволило установить предельный объем, при котором достаточно проверка только по обеспеченности нор-

мативного сопротивления бетона. В зависимости от принятого в качестве действительного значения $V < 0,13; 0,13...0,16, 0,16...0,2$ объем контролируемой совокупности должен быть не более 500, 100 и 50 м³.

В этом случае минимальная прочность бетона

$$R_{min} = 1,05 R_m (1 - 1,64 V), \quad (3)$$

где коэффициент 1,05 учитывает прочность в конструкции по ГОСТ 18105—86.

При контроле совокупности продукции объемом < 10 м³ или отдельной конструкции размер R_{min} может быть меньше, чем по формуле (3). Значение R_{min} следует принимать в качестве условного класса бетона B по прочности на сжатие. Использование $0,8 R_m$ согласно п. 6.14 СНиП 2.03.01—84 приводит к недооценке или переоценке действительной прочности бетона

Вывод

Предлагаемую методику, позволяющую достоверно оценить действительную прочность бетона при экспертном контроле конструкций, следует использовать вместо рекомендаций [3].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сидоренко М. В., Никитин А. Ю. Возможная модель разрушения сжатой зоны железобетонной конструкции // Изготовление и контроль качества строительных конструкций. — М.: НИИЖБ, НИИСК. — 1987. — С. 43—48.
2. Гончарова А. С., Кураш Ю. И. Об объеме партии и объеме выборки при контроле несущих свойств железобетонных изделий // Неразрушающие методы контроля бетонных и железобетонных конструкций: Тез. докл. к Всесоюз. научно-техн. семинару. — Киев. — 1977. — С. 48—50.
3. Руководство по определению и оценке прочности бетона в конструкциях зданий и сооружений. — М.: Стройиздат. — 1979. — 31 с.

УДК 666.97.03

В. Н. ЛУКЬЯНОВ, А. Ю. ВОРОНКОВ, инженеры (ПТИ ПТО Владимирстройсистема)

Адресная система подачи бетона

Существующие системы транспортирования бетонной смеси к постам формования (раздаточные бункеры, ленточные конвейеры) сдерживают производительность технологических линий, так как бетоноукладчик теряет немало времени на перемещение под загрузку. Например, при стендовой технологии потери достигают 60% всего цикла формования.

Одним из способов повышения производительности труда является адресная система подачи бетона, обеспечивающая его доставку практически к каждому посту в течение формования изделия. Пост может быть неподвижным (на конвейерной линии) и перемещающимся вдоль стендов.

Применение бетонотранспортных линий выгодно прежде всего при крупных объемах производства, большом расстоянии между смесительным узлом (БСУ) и местом укладки. Особенно отчетливо их преимущества проявляются при реконструкции действующих предприятий. При этом исключаются устаревшие ленточные транспортеры. Производственные линии размещаются заново в соответствии с требованиями технологии и связываются

гибкой системой адресной подачи, не требующей больших площадей.

Нами разработан комплект оборудования для адресной системы подачи бетона с учетом новейших достижений как зарубежных фирм, так и отечественных институтов и КБ.

Система (рис. 1) представляет собой совокупность двухрельсовых бетонотранспортных путей, по которым перемещаются баджи. В большинстве случаев наиболее эффективно с технической и экономической сторон подвесное решение, при котором не занимают производственные площади. В качестве несущих элементов используют существующие строительные конструкции. Гибкость и многосторонность системы позволяют применять ее как во вновь возводимых предприятиях, так и при реконструкции старых.

Бетонотранспортные пути выполнены из пары двутавров для монорельсовых дорог с колеей 1,2 м. Меньшая ширина колеи создает трудности при загрузке, большая — ухудшает ходовые характеристики бадей при поворотах. Колеса перемещаются по нижним полкам. При

этом каждый двутавр испытывает только вертикальные нагрузки по оси сечения. Весь бетонотранспортный путь монтируется из типовых секций по 12 м и поворотных радиусом 3,4 м по оси пути. Путь подвешивается к несущим конструкциям с шагом 6...12 м. При необходимости шаг опирания может достигать 24 м, тогда секции усиливаются фермой.

Бадьи предусмотрены двух типов: имеющие бункер с донным люком (рис. 2) либо опрокидной (рис. 3). В них можно перевозить до 2 м³ бетона со скоростью 27...80 м/мин. Масса пустой баджи составляет 1600 кг. Для доставки жесткого бетона предназначена бадья с донным люком. Она представляет собой бункер из листового металла, закрепленный на раме. Внизу размещен затвор челюстного типа с электромеханическим приводом. Для облегчения выгрузки на одной из стенок бункера установлен вибратор. Раму с бункером, с помощью 4-ходовых тележек подвешивают к несущему пути. Две из тележек — приводные, две холостые. Приводом служат двухскоростные электродвигатели со встроенным тормозом. Большая скорость — маршевая. При

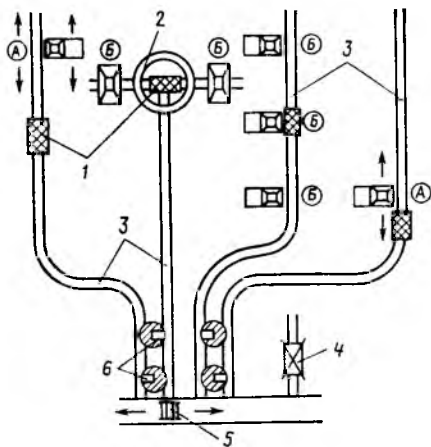


Рис. 1. Условная схема адресной системы подачи бетона

А — переменные посты остановки; Б — постоянные посты остановки; 1 — бетоновозные баджи; 2 — карусельная передача; 3 — бетонотранспортные пути; 4 — ремонтная тележка; 5 — поперечная передача; 6 — смеситель бетона

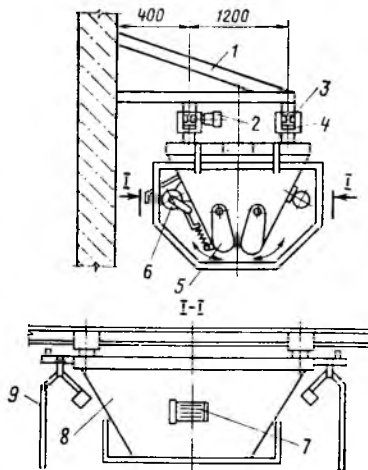


Рис. 2. Бадья с донным люком

1 — несущая конструкция; 2 — приводная тележка; 3 — бетонотранспортный путь; 4 — неприводная тележка; 5 — секторный затвор; 6 — привод затвора; 7 — вибратор; 8 — бункер; 9 — дуга безопасности

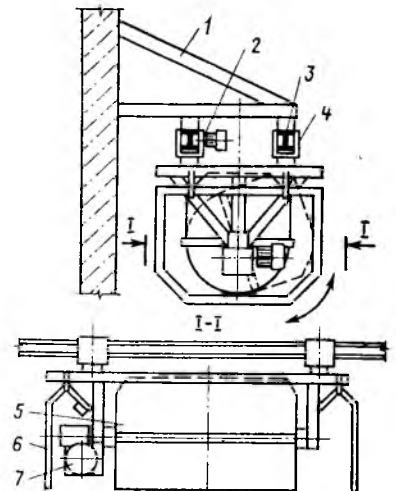


Рис. 3. Бадья с опрокидным бункером

1 — несущая конструкция; 2 — приводная тележка; 3 — бетонотранспортный путь; 4 — неприводная тележка; 5 — опрокидной бункер; 6 — дуга безопасности; 7 — привод поворота бункера

прохождении криволинейных участков и при подходе к местам остановки движение замедляется. Ходовые тележки соединяются с рамой амортизаторами, исключающими расслоение смеси при сотрясении во время движения. На раме на амортизаторах установлен шкаф с электрооборудованием.

Для перевозки высокоподвижного бетона предназначена бадья с опрокидным бункером и аналогичной ходовой частью. Бункер относительно рамы установлен в цапфах. В нужное положение он приводится электромеханическим приводом.

Преимущества бункера с донным люком — в быстрой выгрузке и возможности ею управлять, а также в меньшей разбрызгиваемости бетона. В опрокидном бункере можно перевозить бетон с $O.K. = 16.22$ см, исключается вытекание цементного молочка. Емкость бункеров выбрана с учетом объема замеса типовых бетоносмесителей СБ-138А. Бадьи оборудованы щепным устройством, позволяющим их эксплуатировать в паре, обеспечивая одновременную доставку смесей с разными свойствами либо удвоенное одновременное транспортирование.

Питание бадей осуществляется с помощью троллейных шинопроводов, выполненных в виде стального короба. Внутри его, в пазах изоляторов, монтируют четыре медных троллея. Два шинопровода закрепляют вдоль пути по возможности со стороны конструкций. По одному шинопроводу подается силовое питание, по другому — команды управления. Питание от троллеев к приводам бадей поступает через токосъемные каретки. На бадьях имеются также дуги безопасности, отключающие питание при наезде на препятствия или при столкновении. Число и конфигурация бетонотранспортных путей определяются взаиморасположением БСУ и производственных пролетов. Так, проект адресной подачи бетона для завода ЖБК (г. Кольчугино Владимирской обл.) включает в себя четыре линии подачи бетона и четыре бадьи без каких-либо дополнительных механизмов. При большем числе линий для организации поста ремонта и обслуживания применяют поперечную передачу с обычным расположением под БСУ. При необходимости бадьи переводятся с одной линии на другую, а также доставляются на пост обслуживания и ремонта. Если число линий, выходящих из БСУ, не обеспечивает всех пролетов, то поперечную передачу встраивают в систему путей с доставкой бадей под загрузку со всех линий.

Поперечная передача представляет собой раму с четырьмя колесами, два из которых приводные. На ней установлены две ходовые балки для заезда бадьи.

Центровочное устройство обеспечивает точное совпадение торцов балок путей и передачи, а также поднимает буфер, закрывающий конец каждого пути во избежание схода бадьи. В качестве привода перемещения используют двухскоростной электродвигатель со встроенным тормозом. Питание подается по кабелю.

Разветвление линии осуществляется с помощью карусельной передачи, которая принимает на себя бадью и поворачивает ее на 90° . Карусельная передача выполнена в виде кольцевой швеллерной рамы, внутри которой может поворачиваться электромеханическим приводом другая рама с прикрепленными к ней рельсами для заезда бадьи. При приближении к поперечной или карусельной передачам, а также при заходе и съезде бадья перемещается с малой скоростью. Для уменьшения консольных нагрузок и расширения зоны действия мостовых кранов бетонотранспортные пути подвешивают и монтируют как можно ближе к несущим строительным конструкциям. Серийно выпускаемые бетоноукладчики (СМЖ-166А, СМЖ-3075 и др.) не пригодны для приема бетонной смеси из бадей. Для этих целей разработано несколько других. Бетоноукладчик для конвейерных линий наружных стеновых панелей имеет удлиненный портал, по которому бункер может подходить непосредственно под бетонотранспортный путь. Для одновременного приема раствора и бетона бункер выполнен двухсекционным. Аналогично сконструирован растворофактуроукладчик. Он оборудован дополнительно заглаживающим устройством.

Укладчик высокоподвижных смесей имеет бункер с затвором оригинальной конструкции, исключающим вытекание цементного молочка. Для работ с кассетными установками, требующими большого объема и единовременного формования, спроектирован укладчик с бункером на 4 м^3 , который может принять бетон от двух бадей одновременно. Причем за счет сокращения числа перевозок производительность кассетных установок возрастает. Бетонирование кассет можно выполнять с помощью формочной траверсы, выполненной в виде рамной конструкции с четырьмя колесами, из которых два приводных и два холостых. На траверсе расположены рельсы для захода бадьи, рабочее место и пульт управления оператора. Применение траверсы целесообразно при расположении кассет поперек пролета и при работе с кассетно-конвейерной линией. Траверса перемещается по пути, установленному на металлоконструкции кассетной установки или формирующей машины кассетно-конвейерной линии, имеет пост (или два)

стыковки с бетонотранспортным путем. Бадья с бетоном на малой скорости заходит на траверсу и останавливается.

Все перечисленные операции выполняются по команде оператора. Он управляет перемещением, открытием и закрытием люка, вибратором. После бетонирования траверса возвращается к месту стыковки с транспортным путем, и бадья уходит за очередной порцией смеси. Траверса имеет две скорости движения, механизм, обеспечивающий совпадение концов рельс и шинопроводов. Преимущество данного оборудования состоит в том, что исключается дополнительная перегрузка смеси. Бетонирование ведется непосредственно из бадьи. Схема применима при расстоянии транспортирования 50...150 м.

В зависимости от условий оборудования можно видоизменять, либо дополнять новым. Например, в проекте для ЖБК-3 в Риге дополнительно разработан промежуточный бункер-накопитель. В результате действия формовочных постов перекрывает время проведения регламентных работ (чистку, мойку) на БСУ перед окончанием смены.

Кроме основного технологического оборудования созданы вспомогательные устройства, необходимые при ремонтных, регламентных и других работах. Так, для облегчения смазки, ремонта ходовой части бадьи участок оборудуют специальной напольной тележкой, имеющей четыре регулируемые стойки, установленные на поворотной подъемной платформе. Тележка подводится под бадью так, что при подъеме с помощью гидродомкратов платформы стойки упираются в раму бадьи и приподнимают ее. При этом ходовые каретки освобождаются от нагрузки и их можно ремонтировать. При необходимости тележку с бадьей можно переместить на свободное от рельс место, чтобы ремонтники могли осмотреть все узлы бадьи. С помощью поворотной платформы бадью можно повернуть на 180° . Это важно при переводе бадьи на путь с расположением шинопроводов и соответственно токосъемных кареток с другой стороны. В ремонтном отделении можно иметь дополнительную бадью на случай выхода из строя одной из основных.

Управление адресной системой подачи осуществляется с центрального пульта, установленного обычно в БСУ. На каждом месте формования имеется пост заказа бетона, связанный с центральным пультом. Система действует в полуавтоматическом режиме. В начале смены оператор центрального пульта подает питание на шинопроводы всех линий и систему управления. Формовщик включает в общую цепь посты-заказы массы и со

своего поста заказывает необходимое количество смеси требуемой марки. При этом на центральном пульте в месте обозначения поста начинает мигать сигнальная лампа, высвечивается также обозначение требуемой марки смеси и ее количества.

Оператор дает команду БСУ на приготовление смеси и выгружает ее в бадью, которая направляется к нужному посту, на котором в это время мигает лампа «Бадья на подходе». Если по истечении положенного времени она не достигла поста, то загорается лампа «Помеха». Каждый пост обозначен двумя бесконтактными датчиками. При подходе бадьи к нужному посту она на первом датчике замедляет скорость, а на втором останавливается. При автоматическом режиме разгружается и возвращается к БСУ под загрузку. При ручном управлении разгрузку и отправку бадьи со своего

поста осуществляет формовщик. Если формующий пост подвижной, то датчики замедления, остановка бадьи и пост заката устанавливаются на бетоноукладчике. В этом случае бадья как бы догоняет его в любой точке пролета и останавливается непосредственно над ним. При прохождении ею криволинейных участков переключение на малую скорость происходит автоматически.

Немаловажно, что управление системой можно вести не только с центрального поста, но и с выносного кнопочного, подключаемого к электрошкафу. Такой режим удобен при проведении наладочных работ, так как ручное управление позволяет переводить бадьи с одной линии на другую. Этот вариант удобен при чистке и мойке бункера.

В настоящее время решена задача создания автоматического управления ад-

ресной системы подачи бетона на базе отечественного или импортного (например, «Изоматик», Болгария) контроллера. Разработана программа вывода необходимой информации (о перемещении бадьей, их загрузке-выгрузке, положении передач) на экран персонального компьютера («Правец», Болгария), позволяющая вести учет бетона, подаваемого к каждому формовочному посту, с распечаткой в конце смены необходимых данных. Для повышения степени автоматизации оборудование можно оснастить устройством инфракрасного управления.

Все оборудование выполнено с применением комплектующих изделий и деталей, выпускаемых отечественной промышленностью. Описанная система не является единственной и может служить в качестве примера комплексного решения подачи и укладки бетона.

УДК 666.972.16

С. С. ГОРДОН, канд. техн. наук (ВНИИжелезобетон)

Раздельная технология приготовления бетонной смеси с добавкой суперпластификаторов

Известно, что цемент в бетоне используется недостаточно эффективно. Одной из причин является микронеоднородность его распределения в объеме цементного теста и распределения заполнителей и цемента в объеме бетона.

Поставляемый заводами цемент в зависимости от его возраста, условий хранения, поверхностных зарядов и влажности имеет определенную степень комкования порошка [1], которая лишь частично устраняется в процессе приготовления бетонной смеси и формования конструкций. В серийных бетоносмесителях цементное тесто распределяется неоднородно [2, 3], что усиливает расслоение бетонной смеси, снижает сцепление цементного камня с заполнителями, снижает прочность бетона. Эти факторы повышают расчетный расход цемента, необходимый для обеспечения контролируемого на производстве параметра бетона (отпускной прочности, класса бетона, минимального расхода цемента и др.). К этому можно добавить недостаток в оценке марки цемента [4], что компенсируется повышением его расхода.

Недостаточная эффективность технологии перемешивания бетонной смеси

требует модернизации этого процесса. Ранее разработаны варианты водно-механической обработки цемента в смесителях [2, 3, 5], в том числе раздельное приготовление смеси, вихревое перемешивание, поставка на заводы ЖБИ вместо цемента клинкерной крупки мокрого или сухого помола. В СССР в настоящее время развивается раздельная технология приготовления бетонной смеси, при которой в активаторе-смесителе производится скоростная (≈ 1 мин) водно-механическая обработка цемента, воды, части песка, иногда с введением химических и минеральных добавок. Активированная растворная смесь подается в бетоносмеситель, где в течение еще 1 мин перемешивается с остальными составляющими.

Во ВНИИжелезобетоне исследовали возможность экономии цемента при раздельной технологии приготовления бетонной смеси без добавок и с введением суперпластификатора. Бетонную смесь готовили на цементах марок М400, ПЦ-Д5 (трепел) Воскресенского и М500, ПЦ-ДО Белгородского заводов, сухом песке Тучковского карьера с $M_{кр} = 2,1$, сухом гранитном щебне фракции 5...10 мм

(35%) и 10...20 мм (65%). Опыты проводили с использованием активатора вместимостью 25 л с числом оборотов вертикального вала с малыми лопастями 1400 в мин, линейной скоростью края лопасти 9 м/с и лабораторного бетоносмесителя принудительного действия. В активатор вводили 50% песка. Образцы кубы уплотняли на лабораторной виброплощадке типа СМЖ-739, пропаривали в автоматической лабораторной камере по режиму 3+3+6 ч, затем отключали пар и через 8 ч испытывали.

В первой серии опытов сопоставили осадку конуса бетонной смеси, приготовленной по обычной и по раздельной технологиям при расходе цемента 320 кг/м^3 , воды $175...220 \text{ л/м}^3$, О.К. = $2...17,5$ см при обычной технологии. При длительности активации 60...90 с использование раздельной технологии практически не изменило осадки конуса.

Во второй серии опытов исследовали неоднородность распределения заполнителей в бетонной смеси и коэффициенты вариации прочности бетона. Распределение заполнителей и цементного теста определяли путем мокрого рассева бетонной смеси. Из табл. 1 видно, что приме-

Таблица 1

Число оборотов в мин лопастей бетоносмесителя	Число замесов			Неоднородность распределения, %		Общий коэффициент вариации прочности, %
	Число кубов	Число проб смеси	Щебня	Песка		
					Число кубов	
18	5	60	50	3,4	—	10,3
36	2	24	20	4,0	—	9,5
				4,8	8,1	7,7
				4,3	6,2	5,8

Примечание. Над чертой — при обычной технологии, под чертой — при раздельной.

нение раздельной технологии при числе оборотов лопастей бетоносмесителя 36 в мин позволило при удовлетворительном перемешивании активированного раствора с заполнителями в лабораторных условиях повысить однородность бетона. Однако при числе оборотов лопастей бетоносмесителя 18 в мин эффективность раздельной технологии снижается.

В день проведения опытов готовили 10 замесов на усредненном цементе: 5 с активацией и 5 без нее. Количество добавки С-3 составляло 0; 0,7; 1,5; 2; 3% массы цемента. Измеряли осадку конуса

мента. Дальнейшее увеличение дозы С-3 до 2; 3, 4 и 5% мало эффективно.

В следующих опытах оценивали эффективность применения цемента 4-месячного возраста и свежего цемента Воскресенского завода, а также добавки С-3. Часть результатов этих опытов показана в табл. 3. Анализ опытных данных позволил определить ожидаемую экономию цемента, которая при раздельной технологии без добавок составляет 10...5% (для бетона классов В15...В30) и 20...30% при введении суперпластификаторов.

Рассмотрим возможный механизм роста прочности бетона в результате применения раздельной технологии. Исследованиями [2] и опытами 1988 г. выявлено, что увеличение обработки растворной смеси в активаторах (более 60...90 с) не повышает прочности бетона, в то время как при обработке цементного теста в вибромельницах эффективность такой обработки растет при ее удлинении от 1 до 10 мин, причем каждое зерно цемента дробится на 5...8 частей [5]. Можно полагать, что в активаторах современных конструкций часть комков цемента разрушается, но в заметной степени дроб-

ления отдельных зерен цемента не происходит. В бетоносмесителе после активатора происходит дальнейшее разрушение комков цемента, но в меньшей степени, чем в активаторе.

Выводы

Физическое влияние раздельной технологии на структуру и свойства бетонной смеси и бетона сводится к разрушению комков цемента и некоторому повышению однородности бетонной смеси и бетона.

Раздельная технология и введение суперпластификаторов отдельно или совместно способствует повышению прочности бетона либо экономии цемента. Максимальный рост прочности пропаренного бетона достигается при совместном применении раздельной технологии и введения 0,7...1,5% добавок суперпластификаторов: в 2,5 раза для низких классов и в 1,5 раза для высоких.

Раздельная технология без применения пластификаторов может снижать расход цемента по отпускной прочности бетона до 10...5%. Совместное воздействие раздельной технологии и введения 1,5...2% суперпластификаторов может довести экономию цемента при контроле по прочности бетона до 20...30%.

Эффективность применения раздельной технологии и введения суперпластификаторов повышается при использовании лежалых цементов вместо свежих, а также по мере снижения класса бетона и расхода цемента.

Для повышения эффективности активации цемента и снижения его расхода в конструкциях необходимо совершенствовать конструкции активаторов-смесителей раздельной технологии, определить наиболее целесообразные области применения этой технологии, устранить комкование цемента введением небольших доз поверхностно-активных добавок [2], разработать технологию поставки на заводы ЖБИ вместо цемента клинкерной крупки с последующим мокрым или сухим помолом в вибромельницах.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. В с н ю а М. Цементы и бетоны в строительстве. — М.: Стройиздат, 1980. — С. 23.
2. Х а ю т и н Ю. Г. Монолитный бетон. — М.: Стройиздат, 1981. — С. 98, 85, 106.
3. Г о р д о н С. С. Повышение степени гомогенизации бетонной смеси // Бетон и железобетон. — 1978. — № 2. — С. 21.
4. Г о р д о н С. С. Совершенствовать методику испытания цементов // Бетон и железобетон. — 1984. — № 10. — С. 26.
5. Г о р д о н С. С. Структура и свойства тяжелых бетонов на различных заполнителях. — М.: Стройиздат, 1969. — С. 40, 32.

Таблица 2

Технология	Количество добавки С-3, %	Прочность бетона, %, при расходе цемента М400 в кг/м³				
		250	300	320	360	450
Обычная	0	100/100	100/100	100/100	100/100	100/100
	0,7	155/144	152/127	162/134	140/132	135/113
	1,5	194/—	201/164	181/155	168/151	146/122
Раздельная	0	140/138	115/109	121/107	121/118	106/—
	0,7	214/184	174/140	192/146	158/137	128/124
	1,5	285/266	—/132	219/173	189/161	—/131

Примечание. Перед чертой — для бетона в возрасте 1 сут, после черты — в возрасте 28 сут.

бетонной смеси (в пределах 2...5 см) и осадку конуса СтройЦНИЛа для активированного раствора. В составах бетона сохраняли значение $r = \frac{П}{П+Щ} = 0,32$.

Снижение водосодержания при введении С-3 компенсировали песком и щебнем.

Проверка подобранных составов бетона показала соответствие их закону прямой линии $R_6 = f(Щ/В)$ как для обычной, так и для раздельной технологии, с добавкой С-3 и без нее. В табл. 2 приведены сводные результаты оценки роста прочности бетона в возрасте 1 и 28 сут после пропаривания при совместном применении раздельной технологии и введения добавки С-3 до 1,5% массы це-

Таблица 3

Технология	Количество добавки С-3, %	Прочность бетона, МПа		
		серия 1	серия 2	серия 3
Обычная	0	17,1/27,1	21,0/32,7	23,6/35,0
	0,7	27,7/36,2	30,5/38,1	32,2/43,0
	1,5	31,0/42,0	39,7/—	38,6/49,7
Раздельная	0	20,7/28,8	23,2/28,5	26,3/38,5
	0,7	32,8/39,4	34,3/41,4	35,3/44,5
	1,5	37,4/46,7	41,9/—	45,6/55,0

Примечания. Ц=320 кг/м³; r=0,32; П_{акт}=0,5 П; добавки введены в активатор; О. К. ≈ 4 см. Серия 1 — Воскресенский цемент в возрасте 4 мес, С-3 партия 1; серия 2 — Воскресенский цемент свежий, С-3 партия 1; серия 3 — тот же цемент, С-3 партия 2. Перед чертой — бетон в возрасте 1 сут, после черты — в возрасте 28 сут.

Область применения монолитного железобетона для многоэтажных производственных зданий

За рубежом широко применяются индустриальные методы возведения монолитных конструкций с использованием несъемной и инвентарной опалубки, специализированного оборудования, суперпластификаторов, централизованного изготовления и поставки арматурных изделий и закладных деталей, что позволяет осуществлять строительство высокими темпами. Доля монолитного железобетона при этом в развитых странах составляет примерно 60..65, в нашей стране — 45%.

В настоящее время отечественная промышленность осваивает оборудование и новую опалубку, что создает предпосылки для более широкого внедрения монолитного железобетона в промышленное строительство. ЦНИИпромзданий совместно с другими институтами сопоставили монолитные, сборно-монолитные и сборные конструкции многоэтажных каркасных зданий. Монолитный каркас принят равным в продольном и поперечном направлениях со всеми жесткими узлами. По концам ригелей поперечных рам предусмотрены вуты. Для сетки колонн 6×6 м ригели поперечных рам принимают монолитными, а для пролетов 9 м и более — сборно-монолитными. При этом нижняя часть ригелей сборная преднапряженная с выпусками по торцам и поверху, ее изготавливают как на заводах ЖБИ, так и в построечных условиях. При этом можно использовать опалубочные формы типовых ригелей.

В монолитном варианте перекрытия представляют собой ребристые плиты (см. рисунок). Предусмотрены только продольные ребра, располагаемые с шагом 1,5 м. Толщина плит не менее 6 см.

При малых нагрузках ребра плит устанавливаются с шагом 3 м с увеличением толщины полки до 8 см. В некоторых случаях для сетки колонн 6×6 м и малых нагрузок целесообразно применять в качестве перекрытия плоскую монолитную плиту толщиной около 12 см, монолитно соединяемую с контуром из поперечных и продольных ригелей. Несмотря на некоторое повышение расхода бетона, такое перекрытие по стоимости и

трудоемкости в конкретных условиях бывает конкурентоспособно с ребристым.

Применяемые в нашей стране виды опалубок (конструкции Мособлоргтехстроя Главмособлстроя, Главзапстроя, Молдгипростроя) позволяют изготавливать каркасы и перекрытия рассмотренной формы.

При оценке конструктивных решений для монолитного железобетона использовали бетон класса В25, что позволило при заданных параметрах и нагрузках сохранить габариты для колонн и ригелей такими же, как в сборных решениях.

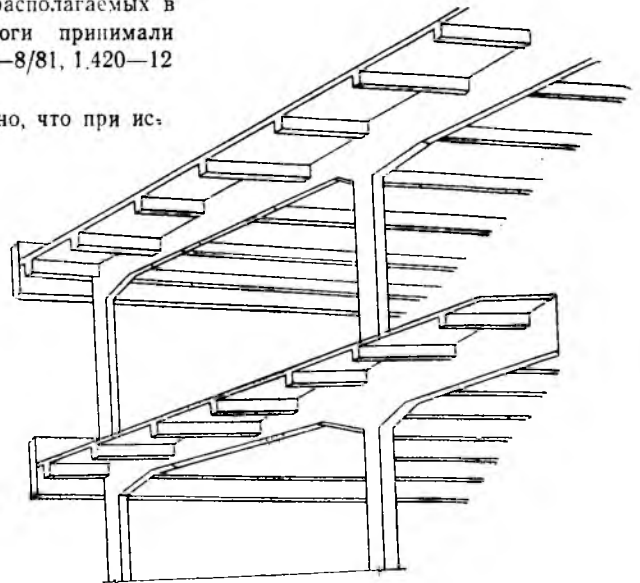
При повышении требований к составу бетона в современных условиях на стройплощадке можно получить бетон класса В30 и даже В40. Сопоставление и оценку монолитных, сборно-монолитных и сборных каркасов производили на примере четырехэтажных зданий размером в плане 36×60 м при сетке колонн 6×6,9×6,12×6 м и нагрузках 30, 20 и 10 кН/м². Для зданий, располагаемых в обычных условиях, аналоги принимали по сериям 1.420—6, 1.420—8/81, 1.420—12 и 1.420—13.

В результате установлено, что при ис-

ходных параметрах и конструктивных решениях расход бетона на монолитные конструкции во всех случаях оказался меньше, чем на сборные, на 17...22%. Такая разница получена вследствие упразднения консолей колонн, применения прямоугольного сечения ребер монолитных ригелей, исключения поперечных ребер и технологических уклонов в элементах конструкций.

По расходу стали монолитные каркасы экономичнее сборных примерно на 26% благодаря отсутствию закладных деталей, стальных продольных связей между колоннами и более рациональному оформлению отверстий в монолитных перекрытиях.

Известно, что при использовании монолитного железобетонного каркаса многоэтажного здания повышаются трудозатраты на стройплощадке, по сравнению с соответствующим показателем сборных каркасов. При оценке эффектив-



Конструкция перекрытия

Сетка колонн, м	Расчетная нагрузка, кН/м ²	Расход материалов		Стоимость «в деле», р.	Трудозатраты на стройплощадке, чел.-ч	Суммарные трудозатраты, чел.-ч
		бетон, м ³	сталь, кг			
6×6	30	0,19/0,16	48,60/36,40	35,50/26,11	0,91/2,65	4,25/3,08
9×6	20	0,18/0,15	42,91/32,29	32,38/23,38	0,70/2,34	3,76/2,65
12×6	10	0,18/0,15	37,07/26,14	29,52/20,54	0,66/2,20	3,26/2,61

Примечание. Перед чертой — сборный вариант, после черты — монолитный.

ности конструкций из монолитного железобетона кроме трудоемкости на стройплощадке необходимо учитывать общую трудоемкость. Этот показатель во всех рассмотренных случаях оказался для монолитных каркасов более низким.

Для сеток колонн 6×6 , 9×6 и 12×6 м трудозатраты на стройплощадке для монолитного каркаса больше в 2,91; 3,34 и 3,33 раза. При этом общие трудозатраты для монолитных каркасов по сравнению со сборными во всех случаях были меньше на 27, 29 и 20%. Стоимость «в деле» для монолитных каркасов ниже, чем для сборных на 27...30%.

Относительные расходы материалов, трудоемкость на стройплощадке и общая трудоемкость для рассмотренных зданий приведены в таблице, которая составлена для условий Московской области. При этом трудоемкость и стоимость определяли по сметным нормам.

Кроме монолитных, рассмотрели также сборно-монолитные каркасные здания двух основных видов. В первом варианте монолитными принимали колонны и ригели (при пролете более 9 м — сборно-монолитными), а перекрытия — сборными. Во втором варианте монолитными выполняли перекрытия, а ригели, изготовляемые в типовой опалубке с выпусками поверху, замоноличивали совместно с перекрытиями. Технико-экономические показатели для сборно-монолитных каркасов являются промежуточными между сборными и монолитными каркасами.

Рассмотренная рамная в двух направлениях система каркасов зданий и применяемая для нее опалубка позволяют использовать не только унифицированные параметры зданий, но и размеры, кратные 0,3 м. При этом градация поперечных сечений элементов каркаса может быть кратной 0,15 м.

Важной областью применения монолитных железобетонных каркасов является строительство в районах с недостаточно развитой базой по производству сборных конструкций или в тех регионах, где создание такой базы нецелесообразно, в сейсмических и труднодоступных районах, при отсутствии типовых сборных конструкций с требуемыми параметрами и нецелесообразности их создания.

Вывод

Рекомендуется применять монолитный железобетон с учетом возможностей строительных организаций, в первую очередь, для каркасов и перекрытий зданий с нагрузками более 30, 20 и 10 kH/m^2 при сетках колонн 6×6 , 9×6 и 12×6 м, при реконструкции, в случае наличия большого числа проемов в перекрытиях, а также при отсутствии базы по производству сборного железобетона.

В помощь проектировщику

УДК 624.012.045

Е. Б. ФРАЙФЕЛЬД, канд. техн. наук (Харьковский ПромстройНИИпроект)

Определение площади несимметричного армирования внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения

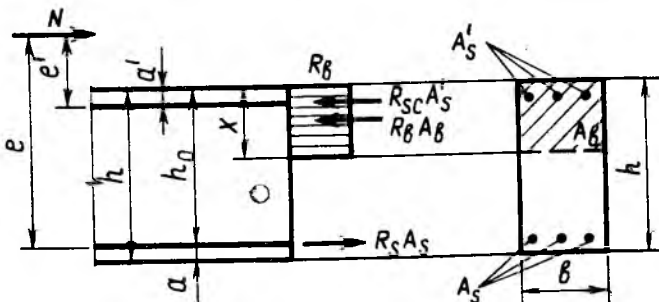
В Харьковском ПромстройНИИпроекте составлены таблицы армирования железобетонных элементов прямоугольного сечения, в том числе и внецентренно сжатых с несимметричным армированием. Вычисления выполняли с помощью ЭВМ. При разработке программного обеспечения этих вычислений оказалось, что необходимо преодолеть некоторые трудности. Первая из них связана с тем, что в источнике [1] рекомендуется при подборе площади армирования применять метод последовательных приближений, что нежелательно, во-первых, ввиду повышенного расхода машинного времени, а во-вторых, из-за невозможности доказать сходимость метода вследствие сложности и большого числа формул и зависимостей, описывающих последовательные этапы вычислений, и таким образом гарантировать его.

изгибающего момента, этот минимум достигается тогда, когда высота сжатой зоны $x = 0,5 z_a + a'$ или $0,5 h$ при $a = a'$ (h — высота сечения; z_a — расстояние между центрами тяжести арматур a, a' — расстояния от этих центров для растянутой и сжатой арматур до ближайшей грани сечения (см. рисунок)).

К сожалению, воспользоваться этим выводом в полном объеме можно только для коротких элементов, влиянием гибкости которых можно пренебречь, т. е. при расчетной длине $l_0 \leq 14 r$ (r — радиус инерции поперечного сечения). Для элементов большей гибкости это невозможно из-за необходимости учета влияния прогиба с помощью коэффициента η .

Поэтому предлагается разбить интервал возможного изменения высоты сжатой зоны x от a' до h_0 на неко-

Схема приложенных усилий и поперечного сечения внецентренно сжатого элемента



второе не очень большое, но и не малое число равных частей. Для каждого дискретного значения x , находящегося в этом интервале, из двух уравнений равновесия определим A_s и A_s' . В качестве действительного значения x принимаем то, которое дает минимальную сумму $A_s + A_s'$. Исключение же метода последовательных приближений при считаемом известным x выполняем следующим способом. Если $x \leq x_{rp} = \xi_R h_0$ (ξ_R — коэффи-

циент)

циент)

ент по формуле (25) СНиПа), то имеем 1-й случай внецентренного сжатия. Представим выражение для критической силы (58) норм в виде

$$N_{cr} = R_1 + R_2 (A_s + A'_s), \quad (1)$$

где

$$R_1 = \frac{6,4 E_b I}{\Phi l^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\Phi r}} + 0,1 \right);$$

$$R_2 = \frac{6,4 E_b a}{l_0^2} \left(\frac{h}{2} - a \right)^2.$$

Момент инерции арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения $I_s = (A_s + A'_s) (0,5h - a)^2$.

Из первого уравнения равновесия (36) СНиПа

$$N e \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (2)$$

при соблюдении условия равенства расчетных сопротивлений арматуры на растяжение и на сжатие (т. е. $R_s = R'_s$) находим площадь сжатой арматуры

$$A'_s = R_3 e - R_4, \quad (3)$$

$$\text{где } R_3 = \frac{N}{R_s (h_0 - a')};$$

$$R_4 = \frac{R_b b x (h_0 - 0,5x)}{R_s (h_0 - a')}.$$

Из второго уравнения равновесия (37) норм находим

$$A_s = \frac{R_b b x - N}{R_s} + A'_s = R_{41} + R_3 e - R_4, \quad (4)$$

где

$$R_{41} = \frac{R_b b x - N}{R_s}.$$

Отсюда $A_s + A'_s = R_{41} + 2R_3 e - 2R_4$. Подставим эту величину в выражение для критической силы (1) и получим

$$N_{cr} = R_5 + R_6 e, \quad (5)$$

где $R_5 = R_1 + R_2 R_{41} - 2R_2 R_4$; $R_6 = 2R_2 R_3$. С другой стороны, эксцентриситет продольной силы относительно растянутой арматуры определяется выражением

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = e_0 \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N} + \frac{h_0 - a'}{2}. \quad (6)$$

Если подставим это выражение в равенство (5) и введем обозначения $R_7 = R_5 + 0,5R_6(h_0 - a')$ и $R_8 = R_6 e_0$, то получим квадратное уравнение относительно N_{cr}

$$N_{cr}^2 - N_{cr} (N + R_7 + R_8) + N R_7 = 0. \quad (7)$$

После определения N_{cr} и проверки условия $N < N_{cr}$ ($i=1, 2$), составим систему двух линейных алгебраических уравнений с двумя неизвестными:

$$\left. \begin{aligned} A_s + A'_s &= \frac{N_{cr} - R_1}{R_2}; \\ A_s - A'_s &= \frac{R_b b x - N}{R_s}. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Отсюда

$$\left. \begin{aligned} A_s &= \frac{1}{2} \left(\frac{N_{cr} - R_1}{R_2} + \frac{R_b b x - N}{R_s} \right); \\ A'_s &= \frac{1}{2} \left(\frac{N_{cr} - R_1}{R_2} - \frac{R_b b x - N}{R_s} \right). \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

В случае когда $x \geq x_{гр}$ (т. е. при 2-м случае внецентренного сжатия), и при этом класс бетона по прочности не выше В30, поступим следующим образом. Согласно нормам второе уравнение равновесия принимает вид

$$N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x, \quad (10)$$

где σ_s — напряжение в арматуре:

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - \frac{x}{h}}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s = \kappa R_s,$$

откуда

$$A_s = \frac{R_b b x - N}{\kappa R_s} + \frac{1}{\kappa} A'_s = \frac{1}{\kappa} R_{41} + \frac{1}{\kappa} (R_3 e - R_4),$$

где R_3, R_4, R_{41} имеют прежнее значение.

Отсюда с использованием выражения (3)

$$A_s + A'_s = \frac{1}{\kappa} R_{41} - \left(1 + \frac{1}{\kappa} \right) R_4 + \left(1 + \frac{1}{\kappa} \right) R_3 e.$$

Тогда критическая сила

$$N_{cr} = R_5 + R_6 e,$$

где в этом случае

$$R_5 = R_1 + \frac{1}{\kappa} R_2 R_{41} - \left(1 + \frac{1}{\kappa} \right) R_2 R_4;$$

$$R_6 = \left(1 + \frac{1}{\kappa} \right) R_2 R_3.$$

Далее таким же образом, как и в первом случае, находим R_7, R_8 и N_{cr} .

Система двух уравнений вместо (8) теперь примет вид:

$$\left. \begin{aligned} A_s + A'_s &= \frac{N_{cr} - R_1}{R_2}; \\ A_s - \frac{1}{\kappa} A'_s &= \frac{R_b b x - N}{\kappa R_s}. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Решая ее, получим

$$\left. \begin{aligned} A_s &= \frac{1}{1 + \kappa} \left(\frac{N_{cr} - R_1}{R_2} + \frac{R_b b x - N}{R_s} \right); \\ A'_s &= \frac{1}{1 + \kappa} \left(\kappa \frac{N_{cr} - R_1}{R_2} - \frac{R_b b x - N}{R_s} \right). \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Формулами (12) нельзя воспользоваться при $\kappa = -1$, т. е. если $x = h_0$ и $\sigma_s = R_s$. В этом случае из уравнения (10)

$$A_s + A'_s = \frac{N - R_b b x}{R_s}. \quad (13)$$

Теперь по формуле (1) можно вычислить N_{cr} , после чего легко определить η . С помощью выражения (3) находят A'_s , после чего из зависимости (13) — A_s .

Если же класс бетона по прочности выше В30 и отмечается II случай внецентренного сжатия, то применяем уравнения (1) и (3) (R_1, R_2, R_3 и R_4 сохраняют прежние значения). Но уравнение равновесия (10) в этом случае можно записать в виде

$$R_b b x - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s - N = 0, \quad (14)$$

где напряжения в арматуре определяются с помощью равенства (67) СНиПа

$$\sigma_s = \frac{1,1 \sigma_{scu}}{1,1 - \omega} \left(\frac{\omega h_0}{x} - 1 \right);$$

$$\sigma'_s = \frac{1,1 \sigma_{scu}}{1,1 - \omega} \left(\frac{\omega a'}{x} - 1 \right)$$

при соблюдении ограничения $|\sigma_s|$ и $|\sigma'_s| \leq R_s$, т. е. они выражаются через геометрические характеристики сечения и заданную высоту сжатой зоны x . Из уравнения (14)

$$A_s = R_{42} - \kappa (R_3 e - R_4),$$

$$\text{где } \kappa = \frac{\sigma'_s}{\sigma_s};$$

$$R_{42} = \frac{R_b b x - N}{\sigma_s}.$$

Отсюда

$$A_s + A'_s = R_{42} + (R_3 e - R_4) (1 - \kappa);$$

$$N_{cr} = R_5 + R_6 e,$$

где $R_5 = R_1 + R_2 R_{42} - R_2 R_4 (1 - \kappa)$; $R_6 = R_2 R_3 (1 - \kappa)$. После этого обычным образом находим R_7, R_8 и N_{cr} . Опять можно составить систему линейных уравнений:

$$\left. \begin{aligned} A_s + A'_s &= \frac{N_{cr} - R_1}{R_2}; \\ A_s + \kappa A'_s &= \frac{R_b b x - N}{\sigma_s}. \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

Решая эту систему, получим:

$$\left. \begin{aligned} A_s &= \frac{R_b b x - N}{\sigma_s (1 - \kappa)} - \frac{\kappa}{1 - \kappa} \times \\ &\times \frac{N_{cr} - R_1}{R_2}; \\ A'_s &= \frac{N_{cr} - R_1}{R_2 (1 - \kappa)} - \frac{R_b b x - N}{\sigma_s (1 - \kappa)}. \end{aligned} \right\} (16)$$

Этими формулами нельзя воспользоваться, если $\sigma_s = 0$ или $\kappa = 1$. В 1-м случае арматура A_s не нужна по расчету, т. е. можно принять $A_s = 0$. Тогда из уравнения (14) следует, что

$$A'_s = \frac{N - R_b b x}{-\sigma'_s}. \quad (17)$$

Вычислив сначала по формуле (1) значение критической силы, затем коэффициент η , можно из выражения (3) опять найти A'_s и из двух значений площади сжатой арматуры в запас принять большее.

Во 2-м случае, т. е. при $\kappa = 1$, высота сжатой зоны x близка к h_0 , а напряжения в обеих арматурах равны $-R_s$. В этом случае надо поступить так же, как и при выполнении условия $\kappa = -1$ для бетонов, имеющих класс по прочности не выше В30.

При вычислениях площадь арматуры A_s или A'_s может оказаться и отрицательной. Чтобы при этом правильно получить минимум $A_s + A'_s$, перед отбором отрицательную площадь каждой из арматур заменяют ее конструктивным значением по табл. 38 СНиПа.

Пример 1. Определим несимметричное армирование в сечении колонны, изготовленной из бетона класса по прочности В20 при арматуре класса А-III ($R_s = 375$ МПа). Размеры сечения $b \times h = 40 \times 60$ см, $a = a' = 5$ см, действующие усилия $M = 200$ кН·м, $N = 1200$ кН, доля длительно действующих усилий в полной их величине равна 0,75. Расчетная длина колонны 1200 см, все коэффициенты условий работы равны единице. Характеристика сжатой зоны бетона $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 11,7 = 0,756$, относительная граничная ее высота

$$\xi_R = \frac{0,756}{1 + \frac{375}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,756}{1,1}\right)} = 0,585.$$

Отсюда $x_{гр} = 0,585 \cdot (60 - 5) = 32,2$ см. Момент инерции бетонного сечения

$$I = 400 \cdot \frac{600^3}{12} = 72 \cdot 10^8 \text{ мм}^4,$$

отношение модулей деформации $\alpha = \frac{200\,000}{27\,500} = 7,28$. Разделим расстояние

между $a' = 5$ см и $h_0 = 55$ см на 20 равных частей и для каждого из 20 значений высоты сжатой зоны подсчитаем площадь арматур A_s и A'_s . Например, при $x = 17,5 < 32,2$ см имеем 1-й случай внецентренного сжатия. При этом

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{6,4 \cdot 27\,500 \cdot 72 \cdot 10^8}{1,75 \cdot 1200^2 \cdot 10^2} \times \\ &\times \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,278} + 0,1 \right) = 1\,967\,060; \\ R_2 &= \frac{6,4 \cdot 27\,500 \cdot 7,28}{1200^2} \times \\ &\times \left(\frac{55 - 5}{2} \right)^2 = 555,6; \\ R_3 &= \frac{1\,200\,000}{375 \cdot (55 - 5) \cdot 10} = 6,4; \\ R_4 &= \frac{11,7 \cdot 40 \cdot 17,5 \cdot (55 - 0,5 \cdot 17,5) 10^2}{375 \cdot (55 - 5)} = \\ &= 2020; \\ R_{41} &= \frac{11,7 \cdot 400 \cdot 175 - 1\,200\,000}{375} = \\ &= -1016; \\ R_5 &= 1\,967\,060 - 555,6 \cdot 1016 - 2 \times \\ &\times 555,6 \cdot 2020 = -842\,050; \\ R_6 &= 2 \cdot 555,6 \cdot 6,4 = 7111; \\ R_7 &= -842\,050 + 7111 \times \\ &\times \frac{(55 - 5) 10}{2} = 935\,700; \\ R_8 &= 7111 \cdot 167 = 1\,188\,000. \end{aligned}$$

Отсюда уравнение для определения критической силы принимает вид

$$N_{cr}^2 - 3\,323\,700 N_{cr} + 1,124 \cdot 10^{12} = 0.$$

Оно имеет корни 401 000 и 2 939 000. Условием задачи удовлетворяет корень $N_{cr} = 2\,939\,000 > 1\,200\,000$. С помощью уравнений (9) находим необходимую площадь арматуры $A_s = 3,67$; $A'_s = 13,83$ см².

Рассмотрим также $x = 35 > 32,2$ см, т. е. 2-й случай внецентренного сжатия. При этом

$$\begin{aligned} \kappa &= 2 \frac{1 - \frac{35}{55}}{1 - 0,585} - 1 = 0,753; \\ R_4 &= \frac{11,7 \cdot 40 \cdot 35 \cdot (55 - 0,5 \cdot 35) 10^2}{375 \cdot (55 - 5)} = \\ &= 3276; \\ R_{41} &= \frac{11,7 \cdot 400 \cdot 350 - 1\,200\,000}{375} = 1168; \\ R_5 &= 1\,967\,060 + \frac{1}{0,753} 555,6 \cdot 1168 - \\ &- \left(1 + \frac{1}{0,753}\right) 555,6 \cdot 3276 = \\ &= -1\,408\,710; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_6 &= \left(1 + \frac{1}{0,753}\right) 555,6 \cdot 6,4 = 8279; \\ R_7 &= -1\,408\,710 + \\ &+ 8279 \frac{(55 - 5) 10}{2} = 661\,040; \\ R_8 &= 8279 \cdot 167 = 1\,380\,000; \end{aligned}$$

В данном случае уравнение для критической силы имеет вид

$$N_{cr}^2 - 3\,241\,040 N_{cr} + 79,3 \cdot 10^{10} = 0.$$

Удовлетворяющий условиям задачи корень равен $N_{cr} = 2\,974\,140$ кН. Отсюда с помощью уравнений (12) находим $A_s = 17$, $A'_s = 1,12$ см².

Проделав подобные операции для всех принятых значений x , найдем, что минимальным значение суммы $A_s + A'_s$ получается при $x = 30$ см, и при этом $A_s = 10,18$, $A'_s = 4,74$ см².

Пример 2. Рассмотрим элемент, изготовленный из бетона класса В40 при арматуре класса А-III и следующих условиях: $b \times h = 40 \times 60$ см; $a = a' = 8,3$ см; $M = 140$ кН·м; $N = 4060$ кН; $l_0 = 940$ см; доля длительно действующих усилий равна 0,48, коэффициент условий работы $\gamma_{b2} = 1,1$, остальные коэффициенты равны 1. Характеристика сжатой зоны бетона $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 1,1 \cdot 22,4 = 0,653$, относительная граничная ее высота

$$\xi_R = \frac{0,653}{1 + \frac{375}{400} \left(1 - \frac{0,653}{1,1}\right)} = 0,474,$$

отсюда $x_{гр} = 0,474 \cdot (60 - 8,3) = 24,5$ см. Опять разделим пределы изменения x на 20 равных частей и рассмотрим значение $x = 25,66$ см $> x_{гр}$. Тогда

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{1,1 \cdot 400}{1,1 - 0,653} \times \\ &\times \left(\frac{0,653 \cdot 51,7}{25,66} - 1 \right) = \\ &= 310,4 \text{ МПа}; \\ \sigma'_s &= \frac{1,1 \cdot 400}{1,1 - 0,653} \times \\ &\times \left(\frac{0,653 \cdot 8,3}{25,66} - 1 \right) = \\ &= -775 < -375 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

поэтому принимаем $\sigma'_s = -375$ МПа. Далее

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{6,4 \cdot 36700 \cdot 72 \cdot 10^8}{1,48 \cdot 940^2 \cdot 10^2} \times \\ &\times \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,097} + 0,1 \right) = 8\,516\,470; \\ R_2 &= \frac{6,4 \cdot 36\,700}{940^2} \times \\ &\times 5,45 \left(\frac{60}{2} - 8,3 \right)^2 = 682,1; \end{aligned}$$

$$x = -\frac{375}{310,4} = -1,21;$$

$$R_3 = \frac{4\,060\,000}{375 \cdot (51,7 - 8,3) \cdot 10} = 24,9;$$

$$R_4 = \frac{24,64 \cdot 40 \cdot 25,66 \cdot (51,7 - 8,3)}{375 \cdot (51,7 - 8,3)} \rightarrow$$

$$\leftarrow \frac{-0,5 \cdot 25,66 \cdot 10^2}{375} = 6040;$$

$$R_{42} = \frac{24,64 \cdot 400 \cdot 256,6 - 4\,060\,000}{310,4} = -4930;$$

$$R_5 = 8\,516\,470 - 682,1 \cdot 4930 - 682,1 \cdot 6040 \cdot (1 + 1,21) = -3\,945\,800;$$

$$R_6 = 682,1 \cdot 24,9 \cdot (1 + 1,21) = 37\,575;$$

$$R_7 = -3\,945\,800 + 37\,575 \times \frac{(51,7 - 8,3) \cdot 10}{2} = 4\,204\,000;$$

$$R_8 = 37\,575 \cdot 34,5 = 1\,296\,000.$$

Отсюда получается уравнение для критической силы

$$N_{cr}^2 - 0,956 \cdot 10^7 N_{cr} + 0,1706 \cdot 10^{14} = 0.$$

Удовлетворяющий условиям задачи корень $N_{cr} = 71\,862\,60$ Н. Из уравнения (17) $A_s = -33$, $A'_s = 13,5$ см². Прделав подобные операции для всех принятых значений x , получим, что минимальное значение $A_s + A'_s$ получается при $x = 27,83$ см, при этом $A_s = 1,03$, $A'_s = 12,63$ см².

Предложенную методику использовали при составлении таблиц. Она полностью себя оправдала, оказавшись

удобной и экономной с точки зрения расхода времени ЭВМ. Изучение полученного большого объема результатов вычислений показало, что хотя вывод [2] об оптимальной с точки зрения расхода арматуры высоте сжатой зоны бетона, равной половине высоты сечения, нельзя использовать непосредственно, но тем не менее удовлетворяет этому условию высота сжатой зоны или весьма близкая к ней с учетом дискретного изменения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР, ЦИТП Госстроя СССР. — 1986. — 192 с.
2. Мурашев В. И., Сигалов Э. Е., Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс. — М.: Госстройиздат. — 1962. — 659 с.

УДК 624.012.45(213)

А. Ф. МИЛОВАНОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ)

Расчет железобетонных конструкций в условиях жаркого климата

В последнее время сборный и монолитный железобетон широко используют при сооружении объектов в условиях жаркого климата. Для успешного проектирования и строительства необходимо учитывать климатические факторы, ухудшающие работу конструкции, снижающие ее безопасность и вызывающие повреждения от высокой температуры, экстремальной влажности воздуха и интенсивной солнечной радиации. В СНиП 2.03.01-84 отмечено, что для не защищенных от солнечной радиации конструкций, предназначенных для работы в климатическом подрайоне IVA, согласно СНиП 2.01.01-82 при расчете необходимо учитывать температурные климатические воздействия. Рекомендуется снижать прочность и модуль упругости бетона на 15% и увеличивать дополнительные потери преднапряжения от усадки и ползучести бетона, вызванные жарким климатом. Однако этих рекомендаций не достаточно для правильного расчета железобетонных конструкций, работающих в таких условиях.

Жаркий климат можно разделить на две климатические зоны — теплую влажную и жаркую сухую. Для теплых влажных районов характерна высокая

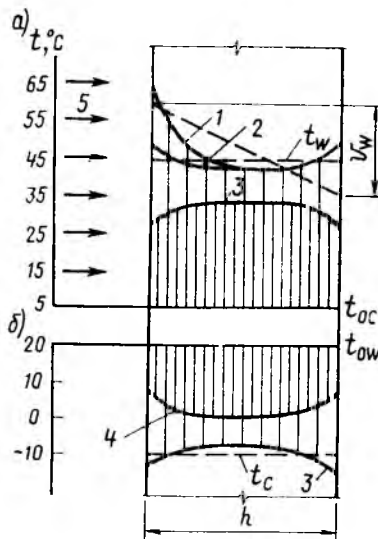


Рис. 1. Изменение температур по сечению железобетонной стены в неотапливаемом здании

а — в жаркое время года; б — в холодное время года; 1 — температура в наиболее теплое время суток, не защищенной от солнечной радиации; 2 — то же защищенной от солнечной радиации; 3 — в наиболее холодное время суток; 4 — в наиболее теплое время суток; 5 — солнечная радиация; t_w , t_c — средние температуры в теплое и холодное время года по сечению; v_w — перепады температуры по высоте сечения в теплое время года; t_w , t_{oc} — начальные температуры в теплое и холодное время года

относительная влажность воздуха ($\leq 90\%$) и температура в летний сезон 32...36°C. В жарких сухих районах низкая относительная влажность воздуха ($\geq 10\%$), высокие дневные температуры в летние месяцы (38...46°C) и интенсивная солнечная радиация. От солнечной радиации температура бетона на поверхности может на 15...23°C превышать максимальную дневную температуру воздуха. Железобетонные конструкции в условиях жаркого климата подвергаются периодическим колебаниям температуры и влажности наружного воздуха. Суточные колебания сопровождаются повышением температуры при пониженной влажности воздуха днем и снижением температуры и повышенной влажностью воздуха ночью. В течение суток температура на поверхности бетона достигает максимума в 14...17 ч, когда объединяется действие нагретого воздуха и солнечной радиации. Можно считать, что самая высокая температура на поверхности бетона наблюдается спустя 2...3 ч после того, как солнце достигнет зенита, а самая низкая — за 1...2 ч до восхода солнца (см. рисунок). Среднесуточные колебания температуры в теплых влажных

районах составляют 6...11, а в жарких сухих районах 12...23°C.

Годовые колебания сопровождаются высокой температурой и низкой влажностью воздуха летом и низкой температурой и высокой влажностью воздуха зимой. Основными климатическими факторами, влияющими на изменение температуры в бетоне конструкции, являются температура наружного воздуха и солнечная радиация. Под влиянием колебания температуры воздуха и интенсивности солнечной радиации температурное поле в бетоне по высоте сечения непрерывно изменяется во времени и является нестационарным. Распределение температуры по высоте сечения элемента в любой момент времени нелинейно. При расчете температурное поле рассматривают в наиболее неблагоприятные моменты времени, при этом нестационарное температурное поле считают стационарным. Полагают, что в пределах любого сечения температура распределяется по линейному закону только в одном направлении. В другом направлении его устанавливают независимо.

Линейную температурную эпюру разбивают на две. Одну эпюру, равномерную по высоте сечения, вызывающую температурное удлинение или укорочение элемента, рассчитывают на наибольшее значение разности между начальной температурой и средней по сечению температурой в теплое и холодное время года. Другую эпюру, неравномерную по высоте сечения, вызывающую кривизну оси элемента без изменения ее длины, рассчитывают на наибольшую разность температур между наружной и внутренней поверхностями бетона элемента, как для теплого, так и для холодного времени года.

Для железобетонных конструкций, не защищенных от солнечной радиации, учитывают повышение температуры бетона от суммарной (прямой и рассеянной) солнечной радиации, поступающей на вертикальную или горизонтальную поверхность конструкции. Железобетонные конструкции в условиях жаркого климата рассчитывают на все возможные неблагоприятные сочетания нагрузок и воздействия температуры и влажности наружного воздуха для двух основных расчетных стадий работы: нагревание до расчетной летней температуры наружного воздуха (теплое время года) от первого воздействия температуры жаркого климата и на длительное попеременное нагревание летом до расчетной летней температуры наружного воздуха и охлаждение зимой до расчетной зимней

температуры наружного воздуха. Расчет по второй расчетной стадии на нагревание или охлаждение железобетонных конструкций производят для наиболее неблагоприятного сочетания деформаций и усилий от изменения температуры и нагрузки. В большинстве случаев наибольшие усилия от воздействия температуры и нагрузки в статически неопределимых железобетонных конструкциях отмечают при охлаждении конструкции в холодное время года.

Для железобетонных конструкций, возводимых в условиях жаркого климата, предусматривают бетон конструкционный тяжелый по ГОСТ 26633—85 и бетон конструкционный легкий по ГОСТ 25820—83 класса не ниже В15. При расчете элементов конструкций к расчетным сопротивлениям бетона сжатию и растяжению необходимо вводить коэффициенты условий работы бетона, а также учитывать снижение модуля упругости бетона. Значения этих коэффициентов зависят от солнечной радиации, влажности наружного воздуха и массивности конструкции. Коэффициенты упругости бетона, характеризующие упруго-пластическое состояние бетона при определении приведенного сечения бетона, жесткости сечения элемента без трещин и упруго-пластическое состояние бетона сжатой зоны при расчете деформаций железобетонных элементов принимают в зависимости от расчетной стадии работы конструкции и влажности наружного воздуха.

В монолитных конструкциях, возводимых в условиях жаркого климата, рекомендуется учитывать пластическую усадку бетона, возникающую в начальный период твердения. Ее суммируют с влажностной усадкой при расчете образования и раскрытия трещин. Предельные деформации влажностной усадки получены в зависимости от вида бетона, наличия солнечной радиации, относительной влажности наружного воздуха, массивности конструкции и подвижности бетонной смеси.

В связи с тем, что в условиях жаркого климата в бетоне наблюдается заметное развитие деформации усадки и ползучести, потери преднапряжения в арматуре принимают большими в зависимости от этих деформаций. Также увеличиваются потери от релаксации напряжений в преднапряженной арматуре, вызванные высокой температурой воздуха.

Жаркий климат незначительно влияет на прочность железобетонных эле-

ментов и существенно на образование и раскрытие трещин. При расчете образования трещин учитывают напряжения в бетоне от его деформации усадки на уровне растянутой арматуры и снижения расчетного сопротивления бетона растяжению. Учет деформаций усадки бетона и снижение расчетного сопротивления бетона растяжению уменьшают усилия и момент образования трещин.

В элементах статически неопределимых конструкций необходимо учитывать момент от воздействия температуры и деформации усадки бетона. Раскрытие трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяют с учетом деформаций арматуры от нагрузки, пластической и влажностной усадки бетона, а также температурных деформаций бетона.

Для первой расчетной стадии работы конструкции температурное удлинение оси железобетонного элемента и ее температурную кривизну устанавливают в теплое время года при первом воздействии температуры жаркого климата. Для второй расчетной стадии работы конструкции температурное удлинение оси элемента и ее температурную кривизну находят в теплое время года, а укорочение оси элемента и ее кривизну — в холодное время года при длительном попеременном нагревании и охлаждении.

Кривизны железобетонных элементов от нагрузки определяют по СНиП 2.03.01—84. Коэффициенты, учитывающие влияние кратковременной и длительной ползучести бетона, принимают в зависимости от влажности воздуха и воздействия солнечной радиации. Полный прогиб железобетонного элемента равен алгебраической сумме прогибов от нагрузки и воздействия температуры.

Изложенные основные положения расчета железобетонных конструкций, работающих в условиях жаркого климата, приведены в «Рекомендациях по проектированию бетонных и железобетонных конструкций для жаркого климата», разработанных в НИИЖБ.

Влияние длительных нагрузок и ползучести бетона на предельные состояния железобетонных конструкций

Экспериментами [1] установлено, что несущая способность перестроированных ($\xi > \xi_R$) балок повышается после длительного выдерживания их при постоянной нагрузке. Тот же результат наблюдается и при испытании внецентренно нагруженных элементов [2]. Длительные нагрузки способствуют также увеличению усилий $N_{crс}$ и моментов $M_{crс}$ трещинообразования элементов конструкций [3]. Использование данного положительного эффекта при проектировании конструкций гарантирует экономию рабочей арматуры. Однако основополагающая концепция такого использования и правильное объяснение этого явления отсутствуют. В Днепропетровском инженерно-строительном институте обосновано положительное влияние ползучести бетона на предельные состояния железобетонных конструкций и выдвинута концепция ее учета при расчете и проектировании конструкций в соответствии со СНиП 2.03.01—89.

При действии длительных нагрузок на сооружения в элементах железобетонных конструкций происходит перераспределение напряжений между бетоном и арматурой, вызываемое ползучестью бетона. Арматура, являясь упругим компонентом железобетона, сдерживает деформации ползучести бетона усилиями естественных собственных напряжений, аналогичных искусственным напряжениям от ее предварительного натяжения. Следовательно,

естественные и искусственные собственные напряжения в железобетоне аналогичны, и их необходимо учитывать совместно.

В центрально-растянутом железобетонном элементе (рис. 1) в момент приложения постоянного длительного усилия N возникают упругомгновенные напряжения в бетоне σ_{b0} и арматуре $\sigma_{s0} = \alpha_{s0}\sigma_{b0}$ ($\alpha_{s0} = E_s/E_{b0}$ — отношение модулей упругости арматуры и бетона). Со временем t вследствие ползучести бетона напряжения в бетоне снижаются и становятся равными $\sigma_b(t) < \sigma_{b0}$, а напряжения в арматуре увеличиваются до $\sigma_s(t) > \sigma_{s0}$ (см. рис. 1). Элемент становится преднапряженным, в чем можно убедиться, разгрузив его в некоторый момент времени t_1 (см. рис. 1). После этого упругие напряжения в бетоне $\sigma_b^* = N/A_{red}^*$ и арматуре $\sigma_s^* = \alpha_s(t_1)\sigma_b^*$ ($A_{red}^* = A + \alpha_s(t_1)A_s$) исчезнут, а остаточные напряжения в бетоне σ_b^* — $\sigma_b(t_1)$ и арматуре $\sigma_s(t_1) - \alpha_s(t_1)\sigma_b^*$ останутся, создавая эффект обжатия элемента, аналогичный преднапряжению арматуры.

В теории собственных напряжений, лежащей в основе СНиПа, усилия преднапряжения арматуры выражаются равнодействующей $P(t) = A_s\sigma_{loss\ 2s}(t)$, аннулирующей остаточные напряжения в бетоне (см. рис. 1). При этом напряжения в арматуре станут равными:

$$\sigma_{loss\ 2s}(t_1) = \sigma_s(t_1) - \alpha_s(t_1)\sigma_b^* + \alpha_s(t_1) \times [\sigma_b^* - \sigma_b(t_1)].$$

а после сокращений для любого времени t

$$\sigma_{loss\ 2s}(t) = \sigma_s(t) - \alpha_s(t)\sigma_b(t). \quad (1)$$

Таким образом, в теории железобетона приращение естественных собственных напряжений в арматуре $\sigma_{loss\ 2s}(t)$ выражается формулой (1) через текущие напряжения в арматуре $\sigma_s(t)$ и бетоне $\sigma_b(t)$.

При действии усилия преднапряжения арматуры $N_{sp} = \sigma_{sp}A_{sp}$ (σ_{sp} — контролируемое напряжение за вычетом первых потерь) элемент окажется центрально-сжатым. Приращения собственных напряжений в напрягаемой $\sigma_{loss\ 2sp}(t)$ и ненапрягаемой $\sigma_{loss\ 2s}^*(t)$ арматуре, подсчитываемые по формуле (1), меняют знаки и станут потерями преднапряжения арматуры по СНиПу. При этом равнодействующая искусственных и естественных собственных напряжений выразится соотношением

$$P(t) = [\sigma_{sp} - \sigma_{loss\ 2sp}(t)]A_{sp} + [\sigma_{loss\ 2s}(t) - \sigma_{loss\ 2s}^*(t)]A_s, \quad (2)$$

из которого видно, что добавка $\sigma_{loss\ 2s}(t)A_s$, возникшая от длительной нагрузки, повышает $P(t)$, а потому способствует увеличению усилия трещинообразования бетона $N_{crс}$.

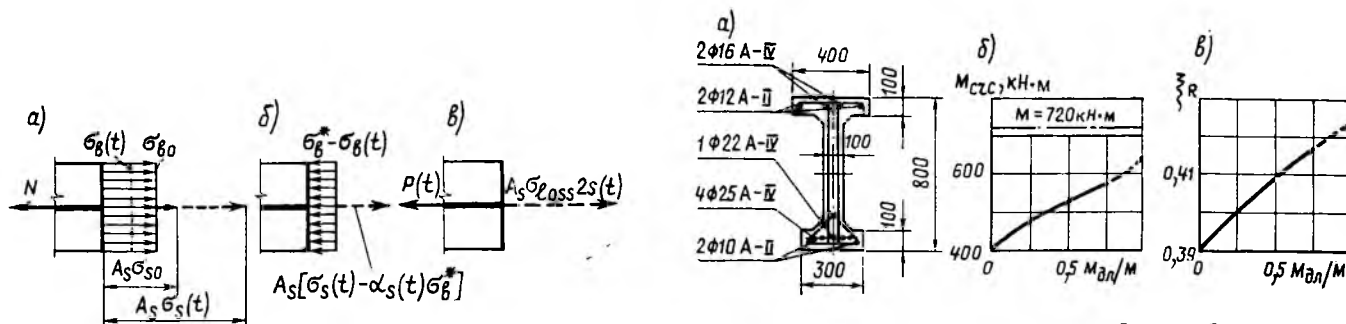


Рис. 2. К примеру расчета преднапряженной железобетонной балки
а — сечение; б — зависимость момента трещинообразования от уровня длительной нагрузки; в — зависимость относительной граничной высоты сжатой зоны бетона от уровня длительной нагрузки

Рис. 1. Напряженное состояние железобетонного стержня
а — при длительном действии нагрузки; б — после разгрузки; в — после приложения равнодействующей собственных напряжений

Выражение (1) легко обобщается на изгибаемые и внецентренно нагруженные многорядно армированные железобетонные элементы. Для e -го ряда арматуры

$$\sigma_{loss\ 2e}(t) = \sigma_e(t) - \alpha_e(t) \times \sigma_b(z_e, t) \quad (e = 1, 2, \dots, s), \quad (3)$$

где s — число рядов арматуры, z_e — расстояние от оси e -го ряда арматуры до оси приведенного сечения.

Текущие напряжения в арматуре и бетоне определяют по теории ползучести железобетонных конструкций (с учетом раскрытия статической неопределимости систем) при проектных режимах длительных воздействий, включающих силовые и деформационные воздействия, усилия преднапряжения части арматуры, усадку бетона и т. д. Равнодействующая $P(t)$ и эксцентриситет ее приложения $e_{op}(t)$, предусмотренные во всех расчетных формулах СНиПа:

$$\left. \begin{aligned} P(t) &= \sum_{e=1}^s [\sigma_{ep} + \sigma_{loss\ 2e}(t)] A_e; \\ e_{op} &= \frac{\sum_{e=1}^s [\sigma_{ep} + \sigma_{loss\ 2e}(t)] A_e z_e}{P(t)}. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

При этом в ненапрягаемых рядах арматуры $\sigma_{ep} = 0$.

Усилия преднапряжения арматуры N_{sp} , M_{sp} , по которым определяют текущие напряжения, как от постоянных во времени воздействий,

$$\left. \begin{aligned} N_{sp} &= \sum_{c=1}^p \sigma_{sc} A_c \cos \beta_c; \\ M_{sp} &= \sum_{c=1}^p \sigma_{sc} A_c z_c \cos \beta_c, \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

где $c = 1, 2, \dots$; p — число рядов преднапрягаемой арматуры из общего количества s рядов (c — порядковый номер ряда); σ_{sc} — контролируемое напряжение в c -том ряду арматуры перед моментом обжатия элемента; β_c — угол наклона c -го ряда арматуры к продольной оси элемента.

В результате можно сформулировать общие концепции расчета железобетонных конструкций на длительные воздействия с учетом ползучести бетона, которые объединяют достижения теории ползучести железобетона в установлении текущих напряжений в арматуре и бетоне с требованиями СНиПа по расчетным предельным состояниям конструкций:

по расчетным нагрузкам определяют усилия в элементах конструкций,

по которым подбирают рабочую арматуру из условия прочности элементов;

из всех расчетных нагрузок выделяют постоянные и длительные, назначают сроки начала их приложения и режимы изменения во времени;

определяют текущие напряжения в арматуре и бетоне от каждого из длительных воздействий с учетом ползучести бетона;

по текущим напряжениям вычисляют приращения собственных напряжений в арматуре по формуле (3), а также $P(t)$ и $e_{op}(t)$ по выражениям (4);

проверяют соответствие конструкций требованиям СНиП 2.03.01—84 по расчетным предельным состояниям при невыгоднейшем сочетании кратковременных и длительных нагрузок.

Эти концепции позволяют выявить и правильно использовать положительное влияние ползучести бетона. Из опыта проектирования железобетонных конструкций известно, что количество рабочей арматуры, полученное из условий прочности нормальных сечений, всегда следует увеличивать для удовлетворения конструкциями требований СНиПа по второй группе предельных состояний. В конструкциях I, II и III категории трещиностойкости это повышение составляет 25...50, 10...25 и 5...10%. Учет длительных нагрузок и ползучести бетона дает возможность устранить или значительно уменьшить перерасход арматуры и достичь реального экономического эффекта. В этой связи расчет конструкций на ползучесть становится не только необходимым, но и экономически целесообразным.

В доказательство приведем данные о расчете статически определимой преднапряженной железобетонной балки I категории трещиностойкости (рис. 2). Расчеты на длительные нагрузки, усилия преднапряжения арматуры и усадку бетона заимствованы из источника [4], где они осуществлены по наследственной теории старения методом начальных параметров ползучести [5]. Бетон класса В45, арматура напрягаемая класса А-IV, ненапрягаемая класса А-II. В момент передачи усилия преднапряжения арматуры с упоров на бетон $\sigma_{sc} = 450$ МПа, $E_b = 34$ ГПа, а предельные величины относительных деформаций усадки и характеристики ползучести бетона составляли $40 \cdot 10^{-5}$ и 2. В момент приложения постоянной во времени длительной нагрузки $E_b = 48$ ГПа, а предельная характеристика ползучести бетона, соответствующая данному возрасту, — 1,5.

Несущая способность балки по моменту, просчитанная по формулам СНиПа при расчетных сопротивлениях материалов, составила $M = 720$ кН·м. Расчетные моменты трещинообразования M_{cr} и предельная относительная высота сжатой зоны бетона ξ_R , характеризующие несущую способность персармированных сечений, определяли по формулам (125) и (25) норм. Параметры $P(t)$ и $e_{op}(t)$, входящие в указанные расчетные формулы СНиПа, находили по формулам (4) с учетом (3) при $t = \infty$ и при различных уровнях длительной нагрузки, выраженных отношением M_{dl}/M . Влияние уровня длительной нагрузки на M_{cr} и ξ_R представлено на рис. 2.

Без учета длительной нагрузки ($M_{dl}/M = 0$) получено $M_{cr} = 400$ кН·м, $\xi_R = 0,39$. С увеличением уровня длительной нагрузки M_{cr} и ξ_R повышаются и при $M_{dl}/M = 0,75$ $M_{cr} = 547$ кН·м, $\xi_R = 0,416$. Судя по структуре формул СНиПа, для нахождения ширины раскрытия нормальных и наклонных трещин, согласно которым увеличение усилия преднапряжения арматуры способствует снижению ширины раскрытия трещин, можно заключить, что и в этом случае учет ползучести бетона при длительных нагрузках сыграет положительную роль.

Следует обратить внимание на то, что СНиП 2.03.01—89 не учитывает постоянные и длительные нагрузки и воздействия при определении потерь преднапряжения арматуры от ползучести бетона. Поэтому приведенные формулы (3), (4), а также концепции учета длительных воздействий при расчете железобетонных конструкций могут служить основой для дополнения к п. 1.28 СНиПа.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Зедгенидзе В. А., Оплачко В. М., Половец В. И. О несущей способности железобетонных стержней при длительном действии нагрузки // Строительные конструкции. — Вып. XXI. — Киев: Будівельник. — 1973. — С. 158—162.
- Мазур В. Ф., Зедгенидзе В. А. Длительное сопротивление сжатых коротких бетонных и железобетонных стержней с малыми коэффициентами армирования // Бетон и железобетон. — ресурс- и энерго-сберегающие конструкции и технологии: Материалы к X Всесоюз. конф. по бетону и железобетону (Казань, октябрь 1988 г.). — Киев. — 1988. — С. 152—157.
- Яценко Е. А. Влияние продолжительности нагружения на увеличение предела трещиностойкости железобетонных конструкций. — Днепропетровск, 1986. — 12 с. — Деп. во ВНИИИС Госстроя СССР 14.05.86, № 6622.
- Яценко Е. А. Метод начальных параметров ползучести в теории стержневых железобетонных конструкций. — Днепропетровск, 1984. — 33 с. — Деп. во ВНИИИС Госстроя СССР 25.03.84, № 5009.
- Прокопович И. Е., Улицкий И. И. О теориях ползучести бетона // Изв. вузов: Сер. Стр-во и архитектура. — 1963. — № 10. — С. 13—34.

В. И. СУКОВАТОВ, И. Ю. ИВАНКОВА, инженеры (КузНИИшахтострой)

Влияние номенклатуры изделий на их трудоемкость и производительность технологической линии

Научно-технический прогресс в строительстве обуславливает постоянное совершенствование выпускаемых, разработку и внедрение новых, более эффективных бетонных и железобетонных изделий. В настоящее время в нашей стране принято более 6 тыс. типоразмеров таких изделий. В Москве, Ленинграде и других крупных городах возможна специализация заводов сборного железобетона на выпуск изделий ограниченной номенклатуры. В средних и малых городах при ведомственной разобщенности строительных организаций заводы вынуждены выпускать железобетонные изделия широкой номенклатуры (200... 800 типоразмеров).

Сложившаяся многономенклатурность создает трудности при установлении производительной мощности предприятия и планирования его технико-экономических показателей. Действующими методическими рекомендациями производственная мощность предприятия определяется по ограниченной номенклатуре изделий-представителей.

Мощность завода сборного железобетона определяется по рабочему месту формирования изделий и зависит от конструктивно-технологических характеристик формируемых изделий. Объем одного изделия может отличаться от другого в 10 и более раз. Изделия могут также отличаться конструктивными особенностями (линейные, плоские, объемные, пространственные и т. д.). Различие в объемах и конструкциях формируемых изделий влияет на производительность технологической линии, удельную трудоемкость формирования и технико-экономические показатели деятельности предприятия.

Для совершенствования методологического подхода к расчету производительности технологических линий, выпускающих железобетонные изделия широкой номенклатуры в зависимости от их объемов и конструктивных особенностей, в КузНИИшахтострое проводили соответствующие исследования.

Целью исследований были краткий анализ применяемых технологических схем производства железобетонных изделий, установление параметров рабочего места формирования изделий, разработка методики классификации изделий по конструктивно-технологическому признаку, методика определения производительности технологической линии и удельной трудоемкости формирования изделий в зависимости от их конструктивно-технологических особенностей.

В производстве сборного железобетона в настоящее время применяют три основные технологические схемы: агрегатную, конвейерную и стендовую. Кроме отмеченных, действуют комбинированные схемы: агрегатно-конвейерная, кассетно-конвейерная. Много модификаций имеет стендовая схема; длинные (протяжные, линейные) и короткие стенды, стенд-форма, кассеты и др.

Изучали производство изделий по агрегатной и конвейерной схемам с применением виброплощадок.

В технологической линии основным рабочим местом, определяющим производительность технологической линии, является место формирования железобетонных и бетонных изделий. При агрегатной и конвейерной схемах производства оно характеризуется шириной и длиной виброплощадки, определяющими предельные размеры формируемого изделия; расстоянием между верхом виброплощадки и конструкциями питателя бетоноукладчика, определяющим толщину (высоту) формируемого изделия; грузоподъемностью виброплощадки, устанавливающей предельную массу изделия с формой.

Следовательно, на рабочем месте можно формировать любые железобетонные изделия (линейные, плоские или объемные), не превышающие его габариты вместе с формой. Благодаря такой универсальности агрегатная и конвейерная схемы производства получили широкое распространение. Если при конвейерной схеме предпочтение отдается формова-

нию изделий узкой номенклатуры и схожих в конструктивно-технологическом отношении, то при агрегатной схеме формируются изделия широкой номенклатуры.

В настоящее время промышленность выпускает виброплощадки размерами в плане 3×6, 3×12 или 3×18 м и бетоноукладчики с расстоянием 1 м от головки рельса до питателя бетоноукладчика. Наиболее распространены виброплощадки размером 3×6 м. Рабочее место с такой виброплощадкой было объектом исследования.

За основу классификации железобетонных изделий по конструктивно-технологическому признаку принят основной параметр рабочего места формирования: предельные габариты формируемых изделий (ширина, длина и грузоподъемность виброплощадки и размер от уровня головки рельса до питателя бетоноукладчика).

Предлагается классифицировать железобетонные изделия с учетом параметров виброплощадки и бетоноукладчика. По длине изделий на четыре группы — до 6, 6...12, 12...18 и более 18 м; по ширине — на три группы — до 1,5, 1,6...3,0, более 3 м; по высоте (толщине) на две группы — до 0,7; более 0,7 м.

Изделия высотой (толщиной) до 0,7 м формируют на агрегатных и конвейерных линиях, более 0,7 м — стендовым способом.

Были проанализированы каталоги железобетонных изделий, выпускаемых на заводах сборного железобетона, входящих в Минуглепром СССР. Сделана выборка изделий, формирование которых возможно на рабочих местах, оснащенных виброплощадкой 3×6 м и бетоноукладчиком с расстоянием 1 м.

На рабочем месте формирования изделий выполняются следующие операции: прием и установка подготовленной формы на виброплощадку и расстроповка, заполнение бункера бетоноукладчика бетонной смесью и подача бетоноукладчика к виброплощадке, укладка бетонной

смеси бетоноукладчиком в форму, разравнивание и уплотнение бетонной смеси в форме, укладка и разравнивание фактурного слоя (при его наличии), отделка поверхности свежотформованного изделия, строповка и съем формы с изделием для подачи краном в камеру тепловлажностной обработки.

Трудоемкость цикла формования изделия $T_{ц.из}$ на рабочем месте определяется по формуле

$$T_{ц.из} = t_{пр} + t_{ук.б} + t_{уп.б} + t_{от} + t_{с}, \quad (1)$$

где $t_{пр}$ — время приема и установки формы на виброплощадку; $t_{ук.б}$ — время укладки бетонной смеси в форму; $t_{уп.б}$ — время уплотнения бетонной смеси; $t_{от}$ — время отделки поверхности свежотформованного изделия вручную; $t_{с}$ — время съема формы с изделием с виброплощадки.

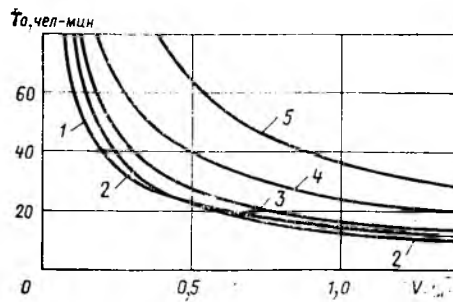
Длительность всех операций определяется умножением оперативного времени, принятого по [1], на физический объемный показатель, зависящий от конструктивных параметров изделия.

Предварительный расчет удельной трудоемкости формования изделий показал целесообразность классификации железобетонных изделий по предельным габаритам и особенностям конфигураций конструкции изделий: объемные, линейные, плоские различной площадью (до 5,5...10 и более 10 м²).

Исходя из поставленного условия (рабочее место с виброплощадкой 3×6 м) из каталогов выбирали изделия, габариты которых не превышали предельных габаритов виброплощадки и группировали в пять номенклатурных групп: объемные (конструкции сборных фундаментов и т. п.); линейные (колонны, балки, ригели и т. п.); плоские (плиты, панели и т. п.) площадью до 5 м²; плоские площадью 5...10 м²; плоские площадью более 10 м².

По формуле (1) с использованием нормативов времени [1] были просчитаны затраты времени на формование изделий по каждой номенклатурной группе.

Для изучения удельной трудоемкости изготовления и производительности технологической линии в зависимости от объемов и конструктивно-технологических характеристик формуемых изделий был разработан алгоритм, составлена



Трудоемкость изготовления железобетонных изделий в зависимости от номенклатурной группы и объема: 1 — объемные; 2 — линейные; 3 — плоские менее 5 м²; 4 — плоские 5...10 м²; 5 — плоские

более 10 м² программа и выполнены исследования с использованием микроЭВМ «Искра-226», управляемой с помощью версии языка Бейсика-Бейсик 02 [2].

Путем аппроксимации, выполненной методом наименьших квадратов, для указанных номенклатурных групп получены уравнения регрессии в виде степенных функций

$$T_{0_1} = 13,64 \cdot y^{-0,6635} \quad (2)$$

при коэффициенте корреляции $R=0,98$; стандартном отклонении

$$S_{xy} = 0,021;$$

$$T_{0_2} = 12,48 \cdot y^{-0,8115} \quad (3)$$

при $R = 0,99$; $S_{xy} = 1,47$;

$$T_{0_3} = 15,91 \cdot y^{-0,7668} \quad (4)$$

при $R = 0,98$; $S_{xy} = 0,185$;

$$T_{0_4} = 24,37 \cdot y^{-0,6891} \quad (5)$$

при $R = 0,94$; $S_{xy} = 0,115$;

$$T_{0_5} = 36,5 \cdot y^{-0,8076} \quad (6)$$

при $R = 0,99$; $S_{xy} = 0,059$,

где T_0 — удельная трудоемкость формования; y — объем формуемого изделия.

На рисунке показаны полученные зависимости для изделий пяти групп. Трудоемкость формования уменьшается с увеличением объема бетона в изделии каждой номенклатурной группы, а также с переходом от изделий 5-й группы к последующим 4...1. В каждой номенклатурной группе устанавливается изделие-представитель, определенное как средневзвешенное значение объема Y бетона в одном изделии.

Средняя трудоемкость формования изделия $T_{ф}$ определяется по формуле

$$\bar{T}_{ф} = T_0 \cdot Y \cdot (1 + 0,01 K_{д}) \cdot n, \quad (7)$$

где T_0 — трудоемкость формования 1 м³ изделия, определяемая по одному из уравнений регрессии (2...6) в зависимости от конструктивных параметров изделия; $K_{д}$ — коэффициент дополнительных затрат рабочего времени согласно [1], принимаемый в размере 23%; n — число одновременно формуемых изделий.

Средняя продолжительность (цикл) формования $T_{ц}$ определится из уравнения

$$\bar{T}_{ц} = \frac{\bar{T}_{ф}}{m} \quad (8)$$

где m — число обслуживающего персонала на рабочем месте формования (принимается равным 2 из технологических требований).

Производственная мощность M технологической линии (по рабочему месту формования) определится по формуле вида

$$M = \frac{\bar{Y} \Phi 60}{\bar{T}_{ц}} = Y \Phi P, \quad (9)$$

где Φ — годовой фонд времени работы оборудования; P — число формовок в 1 ч; \bar{Y} — средневзвешенный объем изделия-представителя.

При формовании на технологической линии изделий более чем двух номенклатурных групп средний объем и среднее время цикла формования изделия-представителя по двум и более номенклатурным группам определяют как средневзвешенное.

Предложенную методику определения динамической мощности технологических линий можно использовать для определения мощности при других способах производства сборного железобетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Нормативы времени на производство железобетонных изделий и конструкций на заводах сборного железобетона / Работы, выполняемые на агрегатно-поточных и конвейерных линиях. — М.: НИИ труда, 1982. — 77 с.
- Иванкова И. Ю., Суковатов В. И. Исследование влияния номенклатуры железобетонных изделий на трудоемкость формования // Совершенствование техники, технологии и организации шахтного строительства: Тез. докл. к науч.-практ. конф. молод. учен. и спец. / Кемерово: КузНИИшахтострой, 1987. — С. 81—83.

А. Л. КЛИБАНОВ, инж. М. З. КАГАН, канд. техн. наук
(Очаковский завод ЖБК Мосметростроя)

Требования к песку для обеспечения высокого качества бетона

В настоящее время московский Метрострой по контракту с фирмой «Вайс унд Фрайтаг» (ФРГ) выпускает железобетонную круглую обделку диаметром 6 м, предназначенной для перегонных тоннелей, прокладываемых в водонасыщенных грунтах. Она состоит из девяти блоков: шести нормальных, двух предзамковых и одного замкового. Обделку толщиной 0,35 м выполняют из бетона класса В45 водонепроницаемостью W8.

К материалам, составляющим бетон для таких блоков, в том числе к заполнителям, предъявляются высокие требования по качеству. Уровень требований к песку для блоков, изготавливаемых в СССР и ФРГ, различен. Это прежде всего относится к содержанию мелких и мельчайших фракций в песке. В СССР к мелким фракциям принято относить частицы размером 0,14...0,315 мм, а к мельчайшим менее 0,14 мм*. По ГОСТ 10268—80 содержание этих фракций для напорных железобетонных труб должно быть соответственно 5...30 и 0...5% общего количества песка. Мельчайшие фракции при стандартных испытаниях у нас не рассеиваются, поэтому в них могут быть примеси материалов, в том числе глинистые.

Напорные трубы по требованиям к водонепроницаемости наиболее близки к блокам тоннельной обделки. Роль мелких и мельчайших фракций песка в бетоне очень велика, но часто недооценивается при изготовлении изделий с жесточенными строительно-техническими свойствами, которые предъявляются к блокам. Мелкие и мельчайшие фракции влияют на структуру бетона, водопотребность, прочность, водонепроницаемость, морозостойкость и плотность.

Рассмотрим механизм влияния некоторых из этих факторов. Например, повышенное содержание фракций менее 0,14 мм снижает морозостойкость бетона, уменьшает его прочность и т. д.*. Повышенное содержание мельчайших и

мелких частиц в песке увеличивает его водопотребность. Для обеспечения принятой осадки конуса без изменения расхода цемента приходится увеличивать расход воды, что снижает прочность бетона. Повышенная водопотребность песка в процессе укладки подвижных бетонных смесей усугубляет их сегрегацию на границе «заполнитель — цементное тесто». В дальнейшем это приводит к снижению водонепроницаемости, морозостойкости прочности бетона.

Бетоны с большим содержанием мелких и мельчайших фракций требуют более тщательного перемешивания смеси, так как мельчайшие фракции песка имеют тенденцию к комкованию, слипанию. Отсутствие цементного клея внутри комков способствует миграции воды в них. Необходимо учитывать, что в мельчайшие фракции помимо песка, как правило, входят наиболее слабые породы (глина, слюда и др.), которые измельчаются в первую очередь.

Однако для бетона низких классов при отсутствии в песке вредных примесей наличие мелких частиц уменьшает расслоение бетонной смеси (применительно к раствору). Из-за наличия в них вредных включений и колебания числа фракций положительный эффект от мельчайших фракций может снизиться, поэтому для предотвращения расслоения приходится добавлять цемент. Это ярко видно на примере изготовления обделки прямоугольного очертания под однопутный перегонный тоннель. Значительная высота этой конструкции (1,5 м) создает предпосылки для расслоения бетонной смеси при формировании.

В отечественных стандартах в качестве одного из распространенных показателей в оценке свойств песка используют модуль крупности. Для бетона с жестким регламентированием числа мелких и мельчайших фракций этот показатель необходим, но недостаточен.

В соответствии с ГОСТ 8735—75 при подсчете модуля крупности песка фракция 2,5...5,0 мм учитывается 5 раз, а фракция 0,315...0,14 мм — только один раз. Более того, при определении модуля крупности не учитывают мельчайшие фракции, прошедшие через сито 0,14 мм. На конкретном примере можно получить зависимость модуля крупности песка от содержания в нем песчаных и глинистых фракций (размер частиц до 0,14 мм) с учетом их условного присоединения к другим фракциям (0,14...0,315; 0,315...0,63; 0,63...1,25; 1,25...2,5; 2,5...5,0 мм).

Коэффициент вариации V модуля крупности песка для каждого варианта присоединения с учетом процентного содержания в песке фракций менее 0,14 мм (0; 1; 2,5; 4; 5%) позволит судить о чувствительности M_k к изменениям зернового состава песка.

В зависимости от присоединения мельчайшей фракции (0...0,14 мм) V подсчитывается по методике ГОСТ 18105—86.

В табл. 1 рассмотрено пять вариантов присоединения. Наиболее приближен к реальным условиям вариант, где песчаные и глинистые примеси прилипают к мелкой (0,14...0,315) фракции. Это подтверждено непосредственно на песке Сычевского ГОКа. В соответствии с ГОСТ 8735—75 навеску высушенного песка массой 1000 г рассеивали по фракциям 0...0,16; 0,16...0,315; 0,315...0,63; 0,63...1,0; 1,0...2,5; 2,5...5,0 мм. Затем проводили отмучивание песчаных и глинистых частиц отдельно по каждой фракции и определяли процентное содержание примесей. Наиболее загрязненными оказались мельчайшая и мелкая фракции (4,5 и 2,7% примеси соответственно). По остальным фракциям (кроме 2,5...5,0 мм без примесей) глинистые и

Таблица 1

Пропод песка, савоза сито 0,14, %	M_k песка при присоединении мельчайшей фракции к следующим, мм					V, %
	0,14—0,315	0,315—0,63	0,63—1,25	1,25—2,5	2,5—5,0	
0	3,03	3,03	3,03	3,03	3,03	0
1	3,04	3,05	3,06	3,07	3,08	0,6
2,5	3,05	3,08	3,10	3,13	3,15	1,4
4	3,07	3,11	3,15	3,19	3,23	2,2
5	3,08	3,13	3,18	3,23	3,29	2,7

* Гордон С. С. Пески для бетонов. — М.: Стройиздат, 1957. — 120 с.

песчаные частицы расположились приблизительно равномерно — 0,5...0,9%.

Песок для водонепроницаемых тубингов считается стабильным по зерновому составу при коэффициенте вариации его модуля крупности $V \leq 3,5$ (ГОСТ 8736—85). Максимальное содержание в песке мельчайших фракций по ГОСТ 10268—80 не должно превышать 5%.

По данным табл. 1 можно сделать вывод о том, что при изменении содержания в песке мельчайших фракций от 0 до 5% наибольший коэффициент вариации модуля крупности песка $V = 2,7\%$ (зерновой состав песка стабильный), т. е. при любых вариантах прилипания (присоединения) песчаных и глинистых частиц M_k не отражает изменения зернового состава песка и зависит в основном от числа крупных фракций. Так, пески с различным зерновым составом могут иметь равные значения M_k , и, наоборот, при разных значениях M_k содержание в песке отдельных фракций может быть идентичным.

В табл. 2 приведены характерные случаи, взятые непосредственно из практики работы лаборатории Очаковского завода ЖБК Мосметростроя и свидетельствующие о том, что модуль крупности песка не реагирует на изменение содержания в нем мелких и мельчайших фракций.

В отличие от отечественных ГОСТов стандарты ФРГ не предусматривают разделения заполнителя на мелкий и крупный. Причем более жесткие требования предъявляются к заполнителю, который мы условно будем называть мелким. Определены две группы мелкого заполнителя: 0...2 и 0...4 мм, что соответствует нашему песку, размер сит отличается от принятых у нас. Предусмотрена возможность использования заполнителей с прерывистой гранулометрией, например, 0...2 и 8...16 мм. Наиболее благоприятный состав отвечает зоне В, приемлемый — зоне Г (см. рисунок).

При наложении кривых рассева по ГОСТ на кривые рассева по ДИН видно, что зона рассева по ГОСТ (заштрихованная) в двух местах не удовлетворяет требованиям ДИН. Но если в верхней зоне рассева это несовпадение не существенно, то в нижней зоне, где показано содержание мелких и мельчайших фракций, оно носит принципиальный характер.

Таблица 2

M_k , мм	Содержание фракций в песке, %		Коэффициент вариации, %		
	0—0,14	0,14—0,315	по M_k	по фракциям, мм	
				0—0,14	0,14—0,315
2,52	7,3	12,6	0	52	44
2,52	4,0	20,9	—	—	—
2,70	3,7	14,3	6	0	0
2,52	3,7	14,3	—	—	—

Таблица 3

Размер контрольных сит, мм	Частные остатки на ситах, %					
	естественные пески			синтетические пески		
2,5	15	15	20	11	10	
1,25	26	26	25	16	15	
0,63	26	25	25	26	25	
0,315	22	22	20	21	20	
0,14	10	10	10	26	30	
0,14	1	2	0	0	0	

Примечание. Содержание шлама составило для естественных песков соответственно 1,02; 1,20; для синтетических — соответственно 0,84; 0,84; 1,2% через 1 ч.

низким содержанием в песке шлама (до 1%), то для наших песков этот показатель значительно выше и не постоянен (1,5...5%). Это свидетельствует о большом удельном весе глинистых частиц в мельчайшей фракции 0...0,14 мм. Содержание в песке глинистых частиц определяется по экспресс-методу (ДИН 4226 п. 3.6.1).

Основным достоинством этого метода является его простота и быстрота. За 1 ч с достаточной степенью точности можно определить содержание глинистых частиц в песке. В мензурку вместимостью 1000 м³ помещают 500 г влажного или сухого песка и заливают до 3/4 объема сосуда воды. Затем мензурку закрывают и 3 раза встряхивают с интервалами в 20 мин, после чего песок отстаивается. После 1 ч оседания определяют толщину осевших из взвеси частиц. Сухая масса 1 см³ шламowego слоя предположительно составляет 0,6 г.

Процентное содержание глинистых частиц m определяют по эмпирической формуле

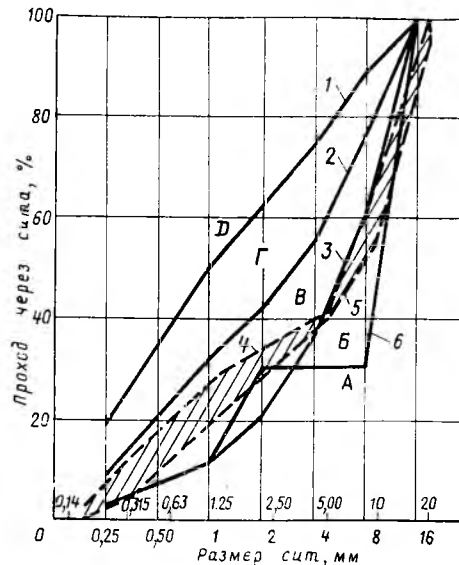
$$m = \frac{n \cdot 0,6}{500}$$

где n — объем шламowego слоя; 500 г — масса навески песка.

Песок удовлетворяет требованиям ДИН и его можно использовать для приготовления водонепроницаемых тубингов, если содержание глинистых частиц, определяемых по экспресс-методу, через 1 ч не превышает 1%.

Экспресс-методом испытывали естественные пески на содержание шлама. Конечная задача сводилась к следующему: подобрать возможный зерновой состав песка (сделать синтетический песок) из условия содержания в нем до 1% глинистых частиц. Результаты испытаний приведены в табл. 3. Для мытого песка Сычевского ГОКа заданное содержание шлама (до 1%) обеспечивается одновременным выполнением двух условий: содержание частиц размером 0...0,14 мм должно быть менее 10%, содержание фракции 0,14...0,315 мм не должно превышать 25% массы песка.

Таким образом, необходимо ограничивать и контролировать число мелких и мельчайших фракций песка. Это будет способствовать получению высокопрочных и водонепроницаемых бетонов, соответствующих уровню европейских стандартов.



Кривые рассева заполнителя

1...3 — по ДИН 1045; 4, 5 — по ГОСТ 10268—80 и ГОСТ 8267—82; 6 — по ДИН 1045 для заполнителя с прерывистой гранулометрией; А, Б, В, Г, Д — зоны относительно кривых рассева, характеризующие определенный зерновой состав заполнителя

По ДИН 1045 для зоны В проход заполнителя через сито 0,25 мм составляет 3...8%. По ГОСТу этот же показатель составляет 2...7%. Но если в ДИН эта фракция находится в жестких пределах (0,063...0,25 мм), что подтверждается

УДК 666.9-122:658.562

В. Я. РАТНОВСКИЙ, канд. техн. наук, В. М. КАРПОВ, Г. А. ПАРКИНА, инженеры (НИИКерамзит)

Совершенствование контроля уровня сыпучих материалов в емкостях

При автоматизации предприятий строительной индустрии важен автоматический контроль уровня сыпучих материалов в бункерах и пересыпных устройствах. Причем только надежность контроля, уверенность технологического персонала в правильном функционировании может снизить численность работающих, так как даже случайный отказ приводит к длительному нарушению технологического процесса из-за завалов транспортирующих механизмов, переполнения бункеров и требует больших затрат ручного труда для их устранения.

Промышленность выпускает большую номенклатуру электронных сигнализаторов уровня типа «СУС» с плоскими, штыревыми и тросовыми чувствительными элементами, которые рекомендуются заводами-изготовителями для контроля уровня сыпучих материалов.

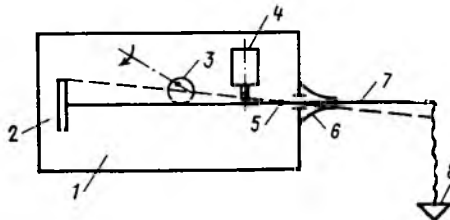
Принцип работы сигнализаторов заключается в изменении амплитуды колебаний высокочастотного генератора при взаимодействии чувствительного элемента, который является частью колебательного контура генератора с контролируемой средой.

Чувствительность сигнализаторов типа «СУС» падает при снижении электропроводности и диэлектрической проницаемости контролируемых материалов и, следовательно, зависит от их фракционного состава, влажности, структуры и физико-химических свойств.

Для повышения чувствительности прибор необходимо настраивать на грани срыва генерации, что может привести к ее самопроизвольному прекращению и, следовательно, к отказу прибора при изменении внешних условий, например температуры. Таким образом, в каждом случае применения на конкретном сыпучем материале электронные сигнализаторы типа «СУС» следует испытывать в условиях, соответствующих производственным. На обожженные, крупнофракционные, пористые сыпучие материалы типа керамзитового гравия сигнализаторы не реагируют даже в

модификациях для материалов с низкой диэлектрической проницаемостью.

В связи с этим перспективно применение электромеханических сигнализаторов, в которых движущийся чувствительный элемент тормозится контролируемой средой, вызывая включение сигнального устройства. Промышленность уже более двух десятилетий выпускает электромеханический сигнализатор уровня типа «УКМ» с вращающейся лопастью.



Сигнализатор уровня

1 — корпус; 2 — контргруз; 3 — эксцентрик привода; 4 — пневмоблок; 5 — ось; 6 — уплотнение; 7 — рычаг; 8 — груз

Последнее осуществляется через установленное на валу лопасти червячное колесо, на которое передается вращение. При торможении лопасти сыпучим материалом вращаемый электродвигателем червяк начинает двигаться поступательно, сжимая пружину и нажимая на переключатель, который отключает электродвигатель и включает сигнализацию.

Недостаточная надежность работы сигнализаторов типа «УКМ» обуславливается негерметичностью уплотнения вращающегося вала, износом червячной передачи. Например, в условиях предприятий по производству керамзита срок безотказной работы этих сигнализаторов составляет 2...3 недели, а их полный выход из строя происходит через несколько месяцев непрерывной работы.

Учитывая недостатки серийно выпускаемых сигнализаторов, в НИИКерамзите разработан новый сигнализатор

уровня*, имеющий простую конструкцию и высокую надежность. Он представляет собой качающийся от эксцентрикового привода рычаг, на свободном конце которого подвешен груз, контактирующий с контролируемым сыпучим материалом (см. рисунок). Если уровень ниже контролируемого, то при качании второй конец рычага будет периодически нажимать на шток пневматического элемента времени, и конечный выключатель не будет успевать срабатывать за период качания рычага. Если груз контактирует с контролируемым сыпучим материалом при повышении его уровня, то вес груза не передается на рычаг, внутренний конец которого под действием пружины или контргруза опускается и перестает нажимать на шток пневматического элемента времени, конечный выключатель которого включает сигнализацию.

Повышение надежности работы сигнализатора обуславливается хорошим уплотнением качающегося рычага и простой кинематической схемой.

Разработанный сигнализатор не требует квалифицированного обслуживания и может найти широкое применение в тяжелых условиях работы на предприятиях промышленности строительных материалов и строительной индустрии.

Качество отдельных строительных конструкций и промышленных, гражданских зданий и сооружений во многом определяется применением совершенных неразрушающих методов контроля состояния новых изделий для получения научнообоснованной информации.

* А. с. 1151827 СССР МКП G 01 F 23/00. Сигнализатор уровня сыпучих материалов / В. Я. Ратновский // Открытия. Изобретения. — 1985. — № 15.

Новое пособие по конструкциям водохозяйственных сооружений

Белецкий Б. Ф., Зотов Н. И., Ярославский Л. В. **Конструкции водопроводно-канализационных сооружений**: Под общей ред. Б. Ф. Белецкого. — М.: Стройиздат, 1989. — 448 с. — (Справ. пособие).

Как известно, проектирование конструкций современных водопроводно-канализационных сооружений отличается от проектирования других специальных сооружений. Среди водопроводно-канализационных большой удельный вес занимают сооружения заглубленного типа и емкостного, работающего часто в условиях агрессивной среды, контакта со сточными и подземными водами. Все это, а также сочетание воспринимающих элементами конструкций внешних и внутренних нагрузок, требует особого подхода к их расчету и конструированию, выбору необходимых строительных материалов.

В этих условиях выход в свет специального справочного пособия весьма своевременен. Практически впервые в нем собраны, систематизированы и изложены в доступной форме проблемы конструирования и расчета заглубленных и емкостных сооружений систем водоснабжения и водоотведения, даны сведения по технологической части объектов.

Пособие включает 9 глав. В первой изложены исходные данные и нормативная база, необходимые для проектирования объектов указанных систем, особенности проектируемых сооружений и требования к ним с учетом возможностей строительных организаций. Рассмотрены проблемы типового проектирования сооружений, проведения изысканий, представлен порядок разработки проектов организации строительства. Вторая глава посвящена унификации объемно-планировочных и конструктивных решений. В третьей — рассмотрены особенности проектирования емкостных сооружений с учетом гидрологических и геологических условий, даны требования к материалам и конструкциям, изложены критерии технологичности конструкций. В четвертой главе подробно описаны основные конструктивные элементы емкостных сооружений — стены, днища, элементы покры-

тий, распорные конструкции, а также конструкции, обеспечивающие технологический процесс, — площадки и мостики, горловины лазов, камеры КИП, лотки, водонаправляющие перегородки с вариантами их решений. В пятой главе рассмотрены конструктивные мероприятия по обеспечению долговечности сооружений: обеспечение герметичности конструкций, антикоррозионная защита и гидроизоляция. Шестая глава излагает практические приемы расчета конструкций емкостных сооружений. В ней рассмотрены физико-механические характеристики грунтовой среды, ее воздействие на подземные конструкции, приведены расчетные формулы для определения усилий в конструкциях, представленные в табличной форме. По предложенным формулам можно выполнять расчеты арифметически или с помощью персональных компьютеров. Седьмая глава посвящена технологическим и конструктивным решениям наиболее часто встречающихся цилиндрических и прямоугольных резервуаров, отстойников, фильтров, сооружений для биологической очистки сточных вод, канализационных колодцев, блоков очистных сооружений и др. Приведены также данные и показатели по действующим типовым проектам, рассмотрены новейшие типы с описанием технологических особенностей их работы. В восьмой главе описаны конструктивные особенности машинных залов насосных станций мелкого (до 6 м) заложения, основные положения по проектированию их строительной части. В девятой главе описаны конструкции водозаборов и насосных станций глубокого заложения, а в приложении к книге приведена номенклатура типовых панелей для подземной части заглубленных водозаборов и канализационных насосных станций.

Справочное пособие охватывает практически все применяемые водохо-

зяйственные сооружения. Большое внимание уделено их унификации и типизации, конструированию основных железобетонных элементов, их расчету и целесообразному применению монолитного или сборного железобетона. В книге систематизирован опыт ведущих в области водоснабжения и канализации проектных институтов (объединение СоюзводоканалНИИпроект, ЦНИИ-промзданий и др.).

Книга написана четким и ясным языком, на современном научном и инженерном уровне, удачно иллюстрирована и оформлена. Она издана достаточным тиражом (42 тыс. экз.), что в целом позволит удовлетворить спрос специалистов.

Вместе с этим по содержанию книги можно высказать некоторые замечания и пожелания. В книге большое внимание уделено расчету днищ на винклеровском грунтовом основании, но методика расчета сооружений на упругом основании лишь упомянута. Не точны данные о глубине заделки стеновых панелей в паз (есть противоречия между табл. 4.1 и 4.10). Приведены две методики расчета паза днища без их критического анализа.

В табл. 1.1 стоимость резервуаров дана в старых ценах 1969 г. Даны ссылки на отмененные нормативные материалы (ТП 101-81 и др.).

При переиздании книги необходимо отразить произошедшие изменения в типовом и индивидуальном проектировании сооружений. Вышедшая книга, на наш взгляд, безусловно будет полезна для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций, особенно для тех, кто только приступает к самостоятельной деятельности. Пособие будет также полезным для студентов инженерно-строительных вузов, обучающихся по водохозяйственным специальностям.

В. А. ФИЛАТОВ, инж.

УДК 691.327.002.16

В. П. СИЗОВ, канд. техн. наук (ЦНИИОМТП)

Отклик на методические указания МИИТа по подбору состава тяжелых бетонов

Подбор состава тяжелого бетона имеет большое значение, поскольку свойства бетонной смеси (осадка конуса и жесткость) и заданные характеристики бетона (прочность, морозостойкость, водопроницаемость) определяют качество материалов и рациональное соотношение между компонентами бетона.

В источниках [1, 2] приведены данные для назначения и выбора всех параметров для расчета состава бетона. В них изложены также основные принципы, порядок и последовательность расчета. Например, для определения водоцементного отношения и расхода щебня приведены надежные формулы. Для назначения и уточнения расхода воды и коэффициента заполнения пустот, а также раздвижки зерен щебня раствором α и доли песка в смеси заполнителей γ предложены таблицы, графики и номограммы.

Однако методы, изложенные в источниках [1, 2], не исключают пробных затворений, т. е. являются опытно-экспериментальными методами. Иногда заданные О.К. и прочность бетона R_b не обеспечиваются. Этими обстоятельствами, видимо, и обусловлено опубликование многих монографий и методических пособий, указаний, содержащих сложные формулы для расчета В/Ц и определения Ц, П, В. К ошибочным, по мнению автора, методам подбора состава бетона относятся теории искусственных строительных конгломератов, истинного В/Ц, основ физики бетона, оптимизации состава цементобетона; предложения по применению раздельной технологии и одной фракции щебня и т. д. Анализ некоторых из упомянутых теорий и предложений изложен в источниках [3...5].

В методических указаниях [6] рассмотрены недостатки отечественных методов и предложен способ подбора, устраняющий, по мнению его авторов,

недостатки применяемых методов. Подбор состава бетона предлагается начинать с расчета состава раствора при введении коэффициента заполнения пустот в песке цементным тестом K , расхода щебня на 1 м^3 бетона по объему $A_{щ}$ и абсолютного объема щебня ϕ . Однако ни один из этих параметров подбора состава бетона заранее не известен. Данные для их назначения для всех применяемых материалов, бетонных смесей и бетонов в источнике [6] отсутствуют.

В/Ц рекомендуется определять на основе зависимости $R_b = f(V/C)$. В работе [6] данные для прогнозирования прочности не приведены, а они нужны: ведь цемент используют сразу и результаты 28-суточных испытаний бетона практически оказываются ненужными. Поэтому допускается В/Ц подсчитывать по обычной формуле

$$V/C = \frac{A R_c}{R_b + 0,5 A R_c}, \quad (1)$$

где R_c — марка цемента; A — коэффициент, зависящий от качества материалов, О.К. и R_b : $A = 0,6$. Однако в зависимости от качества материалов A изменяется в широком диапазоне (0,52...0,65), поэтому принятие его постоянным, равным 0,6, приведет к неправильному определению состава бетона.

После установления В/Ц рассчитывают расходы песка P_p , цемента C_p и воды V_p на 1 м^3 раствора по формулам:

$$P_p = \frac{1000}{\frac{1}{\rho_p} + \frac{K V_{\text{пус.п}}}{\gamma_{\text{нас.п}}}}; \quad (2)$$

$$C_p = \frac{1000 \frac{P_p}{\rho_p}}{\frac{1}{\rho_c} + V/C}; \quad (3)$$

$$V_p = C_p V/C; \quad (4)$$

где ρ_p, ρ_c — плотность песка и цемента; $V_{\text{пус.п}}$ — пустотность песка;

$\gamma_{\text{нас.п}}$ — объемная насыпная масса песка; $K = 1...1,4$ с интервалом 0,05. Полученные данные по расчету при каждом значении K заносят в таблицу. Затем затворяют замесы, определяют жесткость раствора и строят зависимость $Ж = f(K)$.

Подобрав составы раствора, рассчитывают состав бетона при $K = 1...1,4$ и $A_{щ1} = 0,893$. Расходы Ц, П, В, Ц на 1 м^3 бетона находят по формулам:

$$Ц = \frac{1000}{\frac{1}{\rho_{щ}} + \frac{V_{\text{пус.щ}}}{\gamma_{\text{нас.щ}}}} \alpha \quad (5)$$

или $Ц = \gamma_{\text{нас.щ}} A_{щ}; \quad (5')$

$$\phi = \frac{Ц}{\rho_{щ}}; \quad (6)$$

$$Ц = Ц_p (1 - \phi); \quad (7)$$

$$В = В_p (1 - \phi); \quad (8)$$

$$П = П_p (1 - \phi); \quad (9)$$

Затем устанавливают составы бетонов при $A_{щ2}$ и $A_{щ3}$ и при $K = 1...1,4$. После этого затворяют 27 замесов и находят О.К. и Ж. Данные заносят в таблицу. Выбирают состав бетона, при котором обеспечиваются заданные О.К., Ж и прочность при наименьшем расходе цемента. Для установления состава бетона требуется рассчитать и затворить 9 составов раствора и 27 бетона. Однако даже при проведении такой трудоемкой работы невозможно установить состав бетона, поскольку $K = 1...3,6$, а $A = 0,75...1$, что подтверждается данными табл. 1, 2,

Таблица 1

Коэффици- енты	Ж			О. К.			
	40	25	12,5	2	6	10	15
$K_{\text{ж}}$	1,13	1,26	1,50	1,75	2,08	2,35	2,74
$A_{щ}$	1,00	0,99	0,94	0,92	0,86	0,82	0,79

Примечание. В/Ц=0,5; НКЩ=20 мм; $M_k = 2,9$.

Таблица 2

НКЩ	M _K	Расход цемента на 1 м³ бетона								
		600	500	450	400	350	300	250	200	150
20	2,9	3,62	2,640	2,370	2,000	1,750	1,550	1,370	1,210	1,065
		0,868	0,887	0,894	0,903	0,916	0,916	0,916	0,916	0,916
40	2,9	—	2,520	2,230	1,900	1,660	1,470	1,290	1,140	1,000
		—	0,865	0,872	0,888	0,903	0,903	0,903	0,903	0,903
80	2,9	—	2,350	2,040	1,800	1,600	1,410	1,240	1,090	—
		—	—	0,870	0,880	0,890	0,890	0,890	0,890	—
80	1,0	—	—	2,010	1,730	1,510	1,300	1,130	1,100	—
		—	—	—	0,903	0,917	0,917	0,917	0,917	0,917

Примечание. Над чертой K, под чертой — A_щ.

Таблица 3

K	Расход материалов на 1 м³ раствора, кг			γ _{рс}	Расход материалов на 1 м³ бетона, кг			Характеристика материалов [6]
	Ц	П	В		Ц	П	В	
1,00	506	1300	339	2145	253	650	170	R _ц =420
1,05	518	1268	347	2133	259	634	174	ρ _ц =3,15
1,10	530	1238	355	2123	265	619	178	ρ _п =2,6
1,15	541	1209	363	2113	270	605	182	ρ _щ =2,5
1,20	552	1182	370	2104	276	591	185	V _{пус-щ} =0,44
1,25	562	1155	377	2094	281	577	189	γ _{нас-щ} =1,4
1,30	572	1130	383	2085	286	565	192	γ _{нас-п} =1,3
1,35	581	1106	390	2077	290	553	198	V _{пус-п} =0,5
1,40	590	1083	396	2069	295	542	198	—

Примечание. Щ=1250 кг/м³.

Из табл. 1, 2 следует, что K и A_щ зависят от O.K., Ж (по техническому вискозиметру), расхода цемента, крупности щебня и песка. Поэтому на составах бетона, рассчитанных при трех значениях A_щ и K=1...1, 4, невозможно подобрать состав бетона с требуемыми O.K., Ж и R_б. Для подбора состава бетона с заданными свойствами придется рассчитывать и затворять дополнительные замесы при K=1,405...3,6 т. е. до 70...100 замесов. Четкие данные для назначения K и A_щ с целью сокращения числа расчетов и замесов в [6] отсутствуют. Хотя расчеты и просты, а применение ЭВМ сокращает время на их проведение, число пробных замесов не сокращается, а трудоемкость не уменьшается. В приведенном примере расчета [6] A_щ=0,893, а рекомендуется назначать A_щ=0,88...0,97.

Данные расчетов сведены в табл. 3.

Пример. Необходимо рассчитать составы раствора и бетона при K=1,2, В/Ц=0,67. По формулам (2)...(4):

$$P_p = \frac{1000}{\frac{1}{2,6} + \frac{1,2 \cdot 0,5}{1,3}} = 1182 \text{ кг;}$$

$$Ц_p = \frac{1000 - \frac{1182}{2,6}}{\frac{1}{3,15} + 0,67} = 552 \text{ кг;}$$

$$B_p = 552 \cdot 0,67 = 370 \text{ л,}$$

где V_{пус-п}=0,5; ρ_п=2,6; γ_{нас-п}=1,3; ρ_ц=3,15; В/Ц=0,67.

По зависимостям (5)...(9) Щ=1400·0,893=1250; Ц=552(1-0,5)=276; В=370(1-0,5)=185; П=1182(1-0,5)=591 кг;

$$\varphi = \frac{Щ}{\rho_{ц}} = \frac{1250}{2500} = 0,5;$$

$$Ц_p = 552; A_{щ1} = 0,893; B_p = 370.$$

Таким образом определяют расходы материалов при других значениях K и A_щ. Далее проводят пробные за-

творения. Если требуемая O.K. обеспечивается при K=1,2 и A_щ=0,893, этот состав бетона и принимают за основу.

Желая сделать свой метод непохожим на общепринятый способ подбора состава бетона, авторы усложнили подбор состава бетона. Если по общепринятому методу для установления состава бетона достаточно затворить два-три замеса, то по предлагаемому — в 10...30 раз больше.

Выводы

Способ подбора состава бетона [6] является усложненным методом пробных попыток. Расчет предлагается начинать с расчета раствора, причем данные для назначения K и A_щ отсутствуют.

Значения K и A_щ приняты в источнике [6] без учета O.K., Ж, Ц и качества материалов.

Этот способ не упрощает подбор состава бетона, а усложняет его и не имеет никаких преимуществ по сравнению с методами [1].

Предлагаемый метод невозможно рекомендовать для практических целей, так как это нанесет вред делу подготовки инженерных кадров.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по подбору состава тяжелого бетона. — М.: Стройиздат. — 1979. — 104 с.
2. Сизов В. П. Проектирование состава тяжелого бетона. — М.: Стройиздат. 1979. — 144 с.
3. Сизов В. П. О законе створа в технологии бетона // Бетон и железобетон. — № 6. — 1983. — С. 22—24.
4. Сизов В. П. О ненужном усложнении метода расчета состава бетона // Бетон и железобетон. — 1985. — № 8. — С. 31.
5. Сизов В. П. Об ошибочных предложениях по применению узких фракций щебня для экономии цемента // Бетон и железобетон. — № 12. — 1989. — С. 37—38.
6. Добищ Л. М., Шейкин А. Е. Проектирование состава тяжелых цементных бетонов с использованием ЭВМ // Методические указания к лабораторным работам с элементами научных исследований. — М.: МИИТ. — 1986. — 20 с.

Нужны партнеры!

ПикТИ «Казэнергоспроект» ищет партнеров по созданию новых типов смесителей бетонных смесей на принципах волновых процессов.

Принимает на себя финансирование поисковых научно-исследовательских работ, а также проектирование, изготовление и внедрение этих установок.

С предложениями обращаться по адресу:
637001, г. Павлодар, ул. Красноармейцев, 23, «Казэнергоспроект».

**КОНСТРУКЦИОННЫЙ
ШЛАКОПЕМЗОБЕТОН
ПОВЫШЕННОЙ
ДОЛГОВЕЧНОСТИ**

Предназначен для изготовления элементов жилых зданий (балконные плиты, панели крыш безрулонной кровли, лотки крыш и др.), инженерных сооружений (панели стен очистных сооружений) и дорог (бордюрные камни, тротуарные плиты), эксплуатирующихся в условиях циклического замораживания и оттаивания при постоянном или эпизодическом водонасыщении.

Шлакопемзобетон классов по прочности В20...В40 имеет марки по водонепроницаемости W8...W12, марки по морозостойкости F800...F1500. В сравнении с равнопрочным тяжелым бетоном себестоимость ниже в среднем на 5,2 р/м³, масса — на 550 кг/м³, долговечность в среднем выше вдвое. Годовой экономический эффект — 120 тыс. р.

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, ЦНИЛ ТСО «Липецкстрой» Минюгстроя СССР.

Изготовители: ДСК ТСО «Липецкстрой», ПО «Стройиндустрия», ТСО «Липецкстрой» Минюгстроя СССР.

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 69.059.22:550.346

Повреждения железобетонных конструкций предприятий стройиндустрии при землетрясении в Армении / И. Н. Тихонов, И. К. Белобров, Л. Н. Зайцев и др. // Бетон и железобетон. — 1990. — № 8. — С. 2—3.

Приведены результаты инженерного анализа повреждений железобетонных конструкций зданий предприятий стройиндустрии при землетрясении в Армении в 1988 г. Классифицируются основные виды разрушений и повреждений по степени их опасности для несущей способности промышленного здания. Даны рекомендации по проектированию и усилению сейсмостойких промышленных зданий с навесными железобетонными панельными и самонесущими каменными наружными стенами. — Ил. 5. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 69.057.12—122

Манискевич Е. С., Абдулин С. З. Эффективные конструкции многоэтажных каркасных зданий для строительства на просадочных грунтах // Бетон и железобетон. — 1990. — № 8. — С. 4—6.

Рассмотрены актуальные вопросы проектирования и строительства многоэтажных каркасных зданий, возводимых на просадочных грунтах. Предлагается использовать разработанный в НИИСКЕ принцип приспособления конструкций надземного строения таких зданий к воздействиям неравномерных деформаций оснований. Реализация таких конструктивных решений позволяет не только расширить область применения многоэтажных каркасных зданий из индустриальных изделий в сложных инженерно-геологических условиях, но и повысить эксплуатационные качества зданий, а также снизить затраты, связанные с подготовкой основания и устройством различных защитных мероприятий. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 627.751.4:620.191.33

Гершвальд В. С., Шатилов С. Н. Причины образования кольцевых трещин в преднапряженных виброгидропрессованных трубах // Бетон и железобетон. — 1990. — № 8. — С. 6—8.

Дан анализ причин образования кольцевых трещин во втулочной части виброгидропрессованных труб на стадии изготовления. Приведены результаты экспериментальных исследований. Даны зависимости для расчета кольцевых сечений труб со спирально-перекрестным армированием. — Ил. 4. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 620.174

Цилосани З. Н., Нижарадзе М. Д., Далакишвили Г. Л. Исследование трещинообразования в бетоне и железобетоне методом голографической интерферометрии // Бетон и железобетон — 1990. — № 8. — С. 8—10.

Исследован процесс образования трещин в неармированных и армированных бетонных образцах, подвергавшихся изгибу, измерена ширина их раскрытия в момент выявления и на начальной стадии развития. Метод голографической интерферометрии позволил выявить силовые трещины на более ранних стадиях нагружения, чем при электротензометрии. Прослежена интенсивность роста раскрытия трещины как при постепенном наращивании нагрузки, так и при ее выдерживании на уровнях 0,28 и 0,45 $M_{срс}$. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.012.4:658.562

Сидоренко М. В., Коршунов Д. А. Оценка прочности бетона в конструкциях // Бетон и железобетон. — 1990. — № 8. — С. 10. Рекомендована методика определения условного класса бетона при экспертном контроле, учитывающая нормированную обеспеченность сопротивлений бетона и ограниченный объем контролируемой совокупности конструкций. Отмечена неприменимость использования в таких условиях ГОСТ 18105—86. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 666.972.16

Гордон С. С. Раздельная технология приготовления бетонной смеси с добавкой суперпластификаторов // Бетон и железобетон. — 1990. — № 8. — С. 13—14.

Изложены проблемы снижения расхода цемента в сборном железобетоне за счет водно-механической обработки цемента при раздельной технологии приготовления бетонной смеси с введением суперпластификаторов и без них. Показано, что применение раздельной технологии и введения добавки С-3 может снижать расход цемента на 20...30%. — Табл. 3. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.012.4:624.92

Кулагин А. А. Область применения монолитного железобетона для многоэтажных производственных зданий // Бетон и железобетон. — 1990. — № 8. — С. 15—16.

Приведены предложения по конструктивным решениям железобетонных монолитных и сборно-монолитных каркасных многоэтажных производственных зданий и результаты их технико-экономического сопоставления. Даны рекомендации по рациональной области применения этих конструкций и сведения по их эффективности. — Ил. 1, табл. 1.

УДК 624.012.045

Фрайфельд Е. Б. Определение площади несимметричного армирования вневстречно сжатых элементов прямоугольного сечения // Бетон и железобетон. — 1990. — № 8. — С. 16—19.

Рассмотрен вычислительный прием, позволяющий определять площадь несимметричного армирования железобетонных элементов прямоугольного сечения без последовательных приближений и при этом в некотором смысле оптимальной величины. Рассмотрены 1-й случай вневстречного сжатия, 2-й случай при классе бетона $\leq B30$ и тот же случай при классе $> B30$. Показано, что вычисления в любом случае сводятся сначала к решению квадратного уравнения, а затем — системы двух линейных алгебраических уравнений с двумя неизвестными. Приведены примеры вычислений. — Ил. 1. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.012.45 (2/3)

Милованов А. Ф. Расчет железобетонных конструкций в условиях жаркого климата // Бетон и железобетон. — 1990. — № 8. — С. 19—20.

Изложены основные положения расчета железобетонных конструкций с учетом влияния солнечной радиации, температуры и влажности воздуха жаркого климата. Даны рекомендации по расчету температур, определению коэффициентов условий работы бетона, деформаций усадки и ползучести легкого и тяжелого бетона, а также по расчету образования и раскрытия трещин, температурно-усадочных деформаций, кривизны и прочности железобетонных элементов в условиях жаркого климата. — Ил. 1.

УДК 624.012.4

Яценко Е. А. Влияние длительных нагрузок и ползучести бетона на предельные состояния железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. — 1990. — № 8. — С. 21—22.

Изложены концепции расчета железобетонных конструкций на длительные воздействия с учетом ползучести бетона, основанные на теории собственных напряжений в железобетоне и позволяющие учесть положительное влияние ползучести бетона на предельные состояния конструкций, а также практически использовать выявленный эффект при удовлетворении конструкциями требований СНиП 2.03.01—89. — Ил. 2. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 69.003:658.53†

Суковатов В. И., Иванкова И. Ю. Влияние номенклатуры изделий на их трудоемкость и производительность технологической линии // Бетон и железобетон. — 1990. — № 8. — С. 23—24.

Предложен принцип классификации железобетонных изделий по конструктивно-технологическим характеристикам изделий на пять номенклатурных групп. Установлена зависимость производительности технологической линии от конструктивно-технологических признаков железобетонных изделий, формуемых на виброплощадках по агрегатной и конвейерной схемам производства. — Ил. 1. — Библиогр.: 2 назв.

CONTENTS

Tikhonov I. N., Belobrov I. K., Zaitsev L. N., Beloveshkin V. T., Sharipov R. Sh. Failures of reinforced concrete structures of enterprises of building industry under earthquake in Armenia
Manishevitch E. S., Abdulin S. Z. Efficient structures of multi-storeyed frame buildings for construction on settling grounds
Gershvald V. S., Shatilov S. N. Reasons for formation of circular cracks in prestressed vibro-hydro-pressed pipes
Tsilosany Z. N., Nizharadze M. D., Dalakishvili G. L. Investigation of crack formation in concrete and reinforced concrete by the method of holographic interferometry
Sidorenko M. V., Korshunov D. A. Estimation of concrete strength in structures
Lukjanov V. N., Voronkov A. Yu. Address-system of concrete distribution
Gordon S. S. Separate technology of preparation of concrete mix with addition of superplasticizer
Kulagin A. A. Field of application of monolith reinforced concrete for multi-storeyed industrial buildings
Frajfeld E. B. Determination of area of asymmetrical reinforcement of extra-centre compressed elements with rectangular section
Milovanov A. Ph. Calculation of reinforced concrete structures in conditions of torrid climate
Yatsenko E. A. Influence of long-term loadings and of creeping of concrete on limit state of reinforced concrete structures
Sukovatov V. I., Ivankova I. Yu. Influence of nomenclature of articles on their labour-consumption and on productivity of technological line
Klibanov A. L., Kagan M. Z. Requirements made to sand for ensure a high quality of concrete
Ratnovskij V. Ya., Karpov V. M., Parkina G. A. Improvement of control of dry materials level in capacities
Sizov V. P. Comment of methodical instructions of Moscow Institute of Railway Transport Engineers (MIIT) for selections of composition of heavies concretes

CONTENU

Tikhonov I. N., Belobrov I. K., Zaitsev L. N., Belovechkin V. T., Charipov R. Ch. Les détériorations des structures en béton armé des entreprises de l'industrie de construction résultant de secousse sismique en Arménie
Manishevitch E. S., Abduline S. Z. Les structures efficaces des bâtiments de plusieurs étages à carcasse pour la construction sur les terrains affaiblis
Gerchvald V. S., Chatilov S. N. Les causes de la formation des fissures annulaires dans les conduites précontraintes vibro-hydro-pressées
Tsilosani Z. N., Nizharadzé M. D., Dalakichvili G. L. Les études de la formation des fissures dans le béton et dans le béton armé par la méthode de l'interférométrie holographique
Sidorenko M. V., Korshounov D. A. L'évaluation de la résistance du béton dans les structures
Loukjanov V. N., Voronkov A. Yu. Le système d'adresses pour la distribution du béton
Gordon S. S. La technologie séparée de la préparation du béton frais avec l'addition de superplastifiant
Koulaghine A. A. Le domaine de l'application du béton armé coulé pour les bâtiments de production à plusieurs étages
Phrajfeld E. B. La détermination de la surface de renforcement asymétrique des éléments comprimés hors du centre avec une section rectangulaire
Milovanov A. Ph. Le calcul des structures en béton armé dans les conditions du climat torride
Yatsenko E. A. L'influence des chargements de longue durée et de fluage du béton sur les états limites des structures en béton armé
Soukovatov V. I., Ivankova I. Yu. L'influence de la gamme de produits sur la quantité de travail et sur la productivité de la ligne technologique
Klibanov A. L., Kagan M. Z. Les exigences concernant le sable pour l'assurance de la haute qualité du béton
Ratnovsky V. Ya., Karpov V. M., Parkina G. A. Le perfectionnement de contrôle du niveau des matériaux pulvérulents dans les réservoirs
Sizov V. P. La réponse aux prescriptions méthodologiques de l'Institut des Ingénieurs du Transport Ferroviaire de Moscou (MIIT) concernant la sélection de la composition des bétons lourds

Редакционная коллегия: Ю. П. Гуша (главный редактор), В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Блевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицин, Р. Л. Мамлян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых, В. М. Силян, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлык (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 13.06.90.
 Печать высокая.
 Уч.-изд. л.5,84.

Подписано в печать 25.07.90. Т-10834
 Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 4,0.
 Тираж 13365 экз. Заказ 423.

Формат 60×90/16.
 Усл. кр.-отт. 4,75
 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»
 Государственного комитета СССР по печати
 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

МНОГОКАНАЛЬНОЕ ИЗМЕРИТЕЛЬНОЕ УСТРОЙСТВО ДЛЯ КОНТРОЛЯ ЛИНЕЙНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ

Многоканальное измерительное устройство для контроля состояния строительных конструкций разрабатывается впервые с целью автоматизации контроля состояния строительных конструкций и повышения достоверности измерительной информации. Измерительное устройство состоит из измерительных головок (преобразователей линейных перемещений), соединительных кабелей, коммутационных модулей для подключения измерительных головок и многоканального электронного блока обработки информации.

Многоканальный электронный блок работает в двух режимах — автоматическом и регламентном.

В автоматическом режиме многоканальный электронный блок последовательно опрашивает все измерительные головки, записывает величины отклонений в ОЗУ блока, передает при наличии запроса величины отклонений в управляющую микро-ЭВМ и обеспечивает блокировку обнуления измерительных головок.

В регламентном режиме многоканальный блок позволяет опрашивать любую измерительную головку, номер которой задается с клавиатуры, и индицировать величину отклонения на цифровом табло, по запросу внешней микро-ЭВМ выдавать код регламента, а также обнулять измерительные головки. Измерительная головка построена на основе фотоэлектрического



преобразователя линейных перемещений. Преобразование перемещения измерительного стержня в переменные электрические сигналы осуществляет оптоэлектронный узел, включающий измерительный и индикаторный растры, светоизлучающий диод и фотоприемники.

Измерительный растр жестко связан с измерительным стержнем и является шкалой, по которой производится отсчет перемещений.

Электронный блок головки позволяет обнулить результат измерения в любой точке измерительного диапазона и осуществить передачу результатов измерения в многоканальный электронный блок.

Измерительное устройство питается от сети переменного тока напряжением $220\text{В} \pm 15\%$, частотой (50 ± 1) Гц.

Измерительная головка имеет следующие основные характеристики:

диапазон измерения, мм	60
цена единицы наименьшего разряда кода, мкм	1
основная погрешность, мкм	3
максимальная скорость перемещения измерительного стержня при измерениях, м/с, не менее	0,3
диапазон рабочих температур, °С	+10...+35
возможное количество головок, подключаемых к измерительному устройству, шт.	64

Ориентировочная цена серийно выпускаемого комплекта 14 тыс. руб. в расчете на 10 датчиков перемещения.

Организации и предприятия, заинтересованные в приобретении устройства на 1990—1991 гг., могут направлять заявки по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ Госстроя СССР.

ГОССТРОЙ СССР
ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ПРОЕКТНО-КОНСТРУКТОРСКИЙ
И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

ОБЪЯВЛЯЕТ ОТКРЫТЫЙ КОНКУРС
НА ЗАМЕЩЕНИЕ ВАКАНТНЫХ ДОЛЖНОСТЕЙ:

- Заведующего лабораторией предварительно напряженных конструкций
- Заведующего лабораторией методов ускорения твердения бетонов
- Заведующего лабораторией железобетона, Иркутск
- Заведующего сектором непрерывно-армированных конструкций (лаборатории непрерывно-армированных и самонапряженных конструкций)
- Двух старших научных сотрудников лаборатории легких бетонов и конструкций
- Двух старших научных сотрудников лаборатории арматуры
- Старшего научного сотрудника лаборатории коррозии
- Двух старших научных сотрудников лаборатории железобетонных конструкций для машиностроения
- Старшего научного сотрудника лаборатории методов ускорения твердения бетонов
- Старшего научного сотрудника лаборатории непрерывно-армированных и самонапряженных конструкций
- Старшего научного сотрудника лаборатории полимербетонов и спецбетонов

Срок подачи заявлений — месяц со дня публикации объявления.

В конкурсе могут принимать участие лица, имеющие ученые степени доктора и кандидата технических наук.

Документы направлять по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ Госстроя СССР.