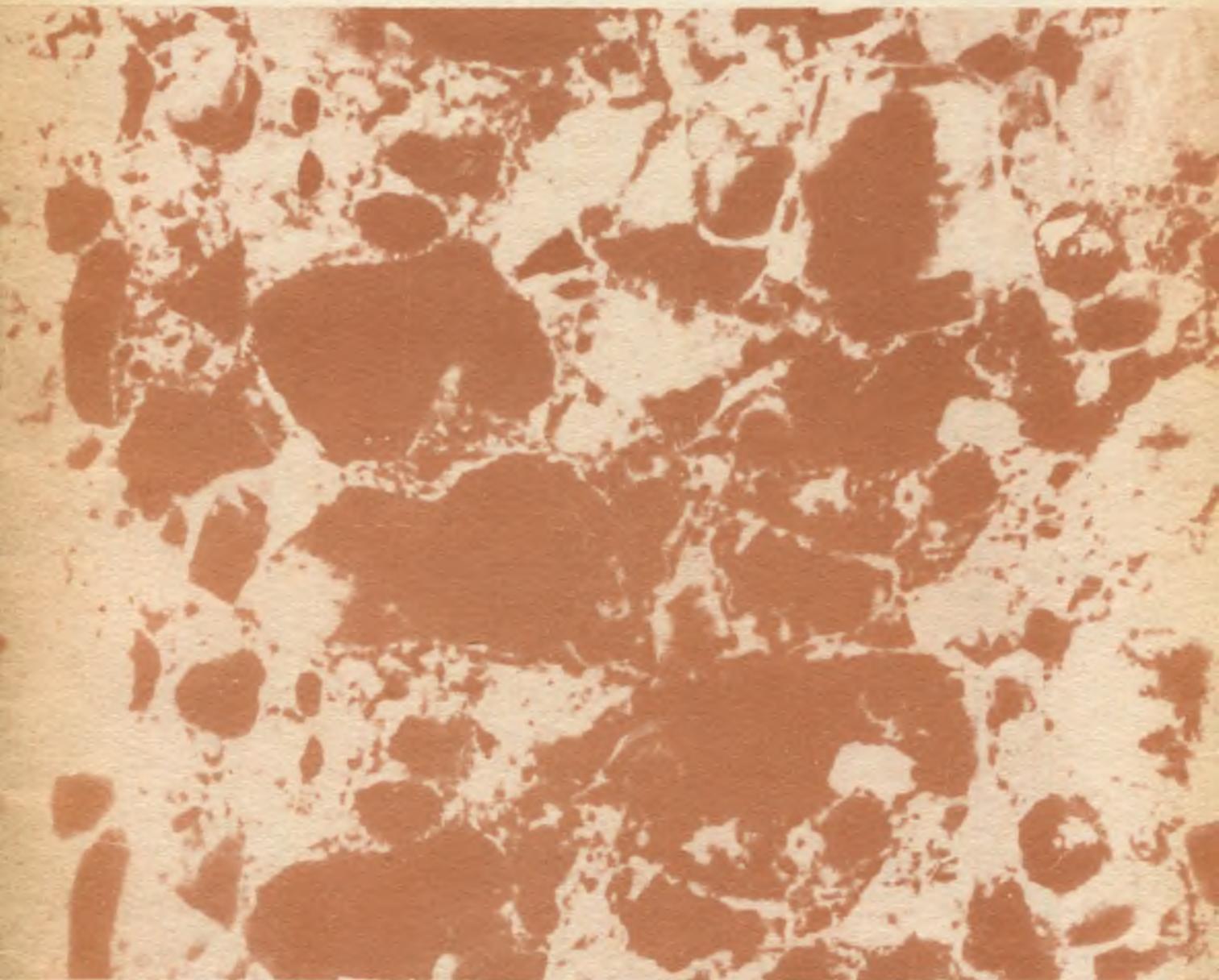


ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

8

1991



ГОССТРОЙ СССР

ВНИИжелезобетон

ТЕХНОЛОГИЯ ПРИМЕНЕНИЯ ЗОЛ И ЗОЛОШЛАКОВЫХ СМЕСЕЙ ТЭС ДЛЯ ЛЕГКИХ И ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ

Разработана методика оптимизации составов и технологии легких и тяжелых бетонов с заменой части мелкого заполнителя золой и золошлаковой смесью ТЭС. Методика обеспечивает максимальную экономию цемента и пористых заполнителей, улучшение формовочных свойств бетонных смесей с учетом характеристик золошлаковых отходов и применяемых технологических режимов производства сборных железобетонных конструкций.

Созданы принципиальные схемы складирования и подачи сухой золы и золошлаковых смесей ТЭС на действующих заводах.

Техническая характеристика

Снижение расхода цемента на 40...100 кг/м³
Уменьшение расхода керамзита на 0,1...0,5 м³/м³
Уменьшение показателя расслаиваемости на 1...5 %

ВНИИжелезобетон на договорных условиях производит работы по выявлению эффективности применения конкретных золошлаковых отходов, оптимизации составов бетонов, режимов приготовления бетонных смесей, формования и тепловлажностной обработки при их применении, проверке эксплуатационно-технических свойств бетонов с золой и золошлаковой смесью ТЭС, оказывает научно-техническую помощь во внедрении их на предприятиях.

*Заказы просим направлять по адресу: 111524, Москва,
ул. Плеханова, д. 7, ВНИИжелезобетон, тел. 176-29-98.*

Содержание

Конструкции

- Иссерс Ф. А., Авраими Д. Г., Молотков И. А.* Стыковые сопряжения сборных цилиндрических силосов 2
- Барашков А. Я., Асадов С. Б.* Прочность и деформативность комбинированных крупнопанельных стен 4
- Янкелевич М. А., Гельман Л. П., Рубач О. М., Завгородний С. И., Шапиро А. В.* Исследования подстропильных балок с подрезкой на опорах 6

Бетоны

- Нисаев И. П., Грудинский В. И.* Подбор оптимальных составов грунтобетонных смесей 10

Экономия ресурсов

- Бубело В. В., Тимофеев В. М., Паршинцев Н. В., Кумпан В. П., Дейграф В. Д.* Разработка и внедрение многомерного управления ТВО бетона 12

Заводское производство

- Хасанов М. Ю., Фролова Л. В.* Замкнутые монтажные петли для подъема железобетонных изделий 14

В помощь проектировщику

- Краковский М. Б., Якубович А. Н.* Надежность изгибаемых железобетонных элементов таврового сечения 15
- Васильев А. П., Горшкова В. М., Лазовский А. Н.* Работа профилированного настила в нормальном сечении монолитных плит с комбинированным армированием 16

Теория

- Узун И. А.* Реализация диаграмм деформирования бетона при однородном и неоднородном напряженных состояниях 19

Долговечность

- Кривошеев П. И., Вознесенский Л. Ф., Кретов В. И., Чемер А. В., Козодой О. А.* Влияние температурных климатических воздействий на трещиностойкость коробчатых настилов воздухопроводов 21

В порядке обсуждения

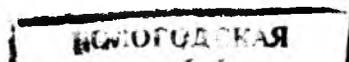
- Берг П. А., Янцен Т. Г.* Уплотнение бетонной смеси центрифугированием 23

Информация

- Соколов И. Б., Гузев Е. А., Логунова В. А.* «Предсо-90» 26

Зарубежный опыт

- Дун Цзинь-дао.* Крупнопористый керамзитобетон, используемый в строительстве многоэтажных жилых домов 28



УДК 624.078:725.36

Ф. А. ИССЕРС, д-р техн. наук, Д. Г. АВРАМИДИ, канд. техн. наук,
И. А. МОЛОТКОВ, инж. (НИИЖБ)

Стыковые сопряжения сборных цилиндрических силосов

В зерновых силосных корпусах смежные цилиндрические силосы соединяются между собой металлическими связями (болтами, арматурными сетками), устанавливаемыми преимущественно в швах между сборными элементами с последующим замоноличиванием бетоном на участках длиной 1,0...1,8 м [1].

Конструкция вертикальных стыковых сопряжений принимается на основе опыта проектирования и строительства без расчета, что в некоторых случаях приводит к нерациональному использованию материалов и понижению эксплуатационной надежности сооружений.

При заполнении звездчатых силосов, образуемых блокировкой цилиндрических оболочек, усилия в стенах определяют по СНиП 2.10.05—85 на основе плоской системы, состоящей из четырех круговых дуг со смещающимися вдоль образующей опорами.

Для определения усилий в стенах звездочки и стыковых сопряжениях разработана универсальная расчетная схема, включающая четыре сблокированных кольца, которые соединяются между собой упругими вставками, имитирующими бетон замоноличивания стыка и металлические связи. Внешний контур колец закрепляют аналогично расположению силосов в составе многорядного силосного корпуса [2].

Расчеты показали, что при загрузке звездчатых силосов усилия в стенах, расположенных внутри многорядного силосного корпуса, на 20...40 % меньше, чем в расположенных по внешнему контуру. Исключение связей, имитирующих работу растянутого бетона стыковых сопряжений, приводит к увеличению опорных и пролетных моментов в дугах звездочки. По высоте стыкового сопряжения усилия распределяются неравномерно: ближняя к звездочке зона растянута, центральная сжата; на внешнем участке стыка усилие меньше, чем в растянутой и центральной зонах.

Напряженное состояние стыкового сопряжения детально изучали

на расчетной модели, представленной в виде кругового бруса, нагруженного моментом и продольной силой с одной стороны и закрепленного — с другой. Бетон стыка и металлические связи заменяли стержнями равной жесткости. При этом учитывали симметрию стыка относительно продольной оси (рис. 1).

Расчетным путем получено распределение усилий в стыковых сопряжениях и выявлены характерные зоны напряженного состояния: x_1 — растянутая; x — сжатая; x' — условно сжатая, в которой напряжения минимальны либо равны нулю; x_2 — зона стыка, отслоившаяся от кольцевых элементов. Экспе-

рименты показали, что в процессе нагружения изменяется напряженное состояние стыкового сопряжения, причем при $\xi_1 = \frac{x_1 + x_2}{h_0} \geq 0,5$

условно сжатая зона x' вырождается, в ней возникают растягивающие усилия, соизмеримые с сжимающими, что уменьшает усилия в растянутых металлических связях.

Характер распределения усилий в стыках с двумя осесимметричными металлическими связями и с одной по центру стыка аналогичен, отличие заключается лишь в изменении их интенсивности.

Экспериментальную проверку расчетно-теоретических исследований проводили на железобетонных

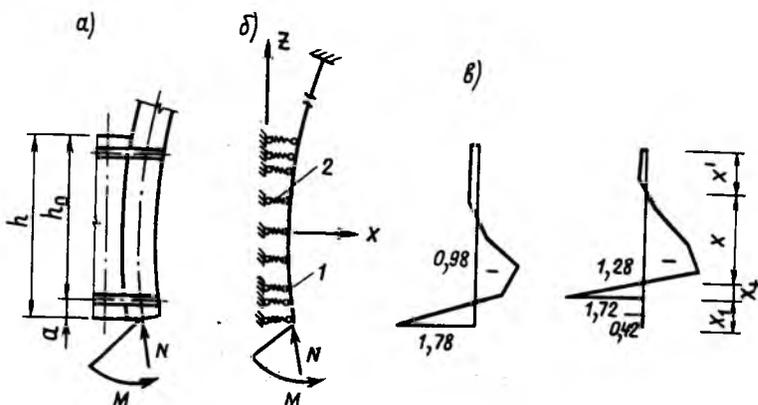


Рис. 1. Стыковое сопряжение между силосами

а — схема усилий; б — расчетная модель стыкового сопряжения; в — распределение усилий; 1 — кольцевой элемент; 2 — упругая связь

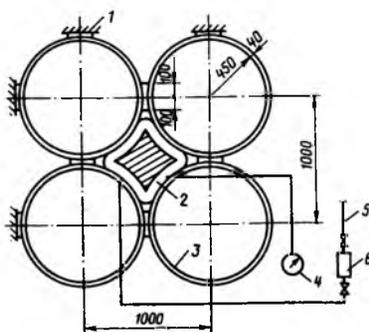


Рис. 2. Схема испытательного стенда
1 — упор; 2 — пневматическая камера; 3 — кольцо; 4 — манометр; 5 — подводная линия сжатого воздуха; 6 — ресивер

моделях, размеры и армирование которых устанавливали применительно к сборным элементам натуральных силосов диаметром 6 м (рис. 2). Варьировали расстояние между металлическими связями, усилие их натяжения, а также число и расположение упоров на внешних дугах, которые моделировали место расположения емкости в составе силосного корпуса. Математическое планирование эксперимента позволило оценить взаимное влияние этих факторов испытанием двух моделей.

В процессе испытаний деформации металлических связей, бетона

и арматуры измеряли тензорезисторами с точностью 1×10^{-6} и обрабатывали автоматизированной тензометрической аппаратурой. Перемещения элементов системы и податливость стыковых сопряжений фиксировали индикаторами с ценой деления 1×10^{-3} мм. Экспериментальные данные обрабатывали методом математической статистики (доверительный интервал определяли с вероятностью 0,95) и регрессионного анализа, что позволило дифференцированно оценить влияние варьируемых факторов на распределение деформаций и усилий в исследуемых системах.

Заделка внешних дуг приводит к уменьшению опорных и пролетных моментов в звездчатом силосе. Расхождение между расчетными и экспериментальными моментами не превышает 10...15 % (рис. 3). Для продольных сил эта разница более значительна, однако абсолютное их значение невелико.

В системе заблокированных колец распределение усилий по длине дуги звездчатых силосов отличается от принятого в СНиП 2.10.15—85. Независимо от усилия натяжения болтов и места их расположения по высоте стыка характер распределения изгибающих моментов сохраняется. При этом пролетные моменты незначительно превышают опорные. Это вызвано взаимосвязанными факторами. При нагружении за счет линейных и угловых перемещений стыковых сопряжений происходит перераспределение усилий с уменьшением опорных и увеличением пролетного моментов. Одновременно из-за постепенного отслаивания кольцевых элементов от бетона замоноличивания стыка увеличивается пролет дуги звездочки, что приводит к росту опорных и пролетных моментов. При этом интенсивность изменения опорного момента функционально зависит от высоты сжатой зоны стыка.

Анализ деформаций стыковых сопряжений в процессе развития трещин позволил рассмотреть стык в виде балки на упругом основании и проанализировать перераспределение усилий в системе заблокированных колец в зависимости от показателя гибкости α .

В начальный период нагружения при $\alpha = 3000...2500$ большая часть сечения сжата ($\xi = x/h = 0,9...0,8$). С развитием трещин α уменьшается и при $\xi = 0,175$ $\alpha = 50$, т. е. практически систему «кольцевой элемент — монолитный стык» можно рассматривать как жесткий диск, угловые перемещения которого приводят к перераспределению опорных моментов на внутреннюю и наружную дуги звездочки.

Наибольшее влияние на дефор-

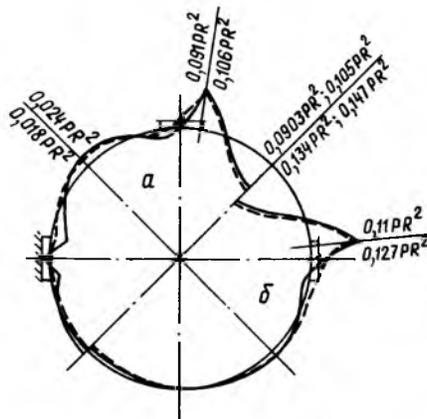


Рис. 3. Сопоставление опытных и теоретических моментов
а — внутренний блок силосов; б — отдельно стоящий блок силосов; — — — — расчетная (МКЭ); — — — — опытная

мативность стыковых сопряжений оказывает уровень обжатия стыков, наименьшее — место установки металлических связей и расположение силосов.

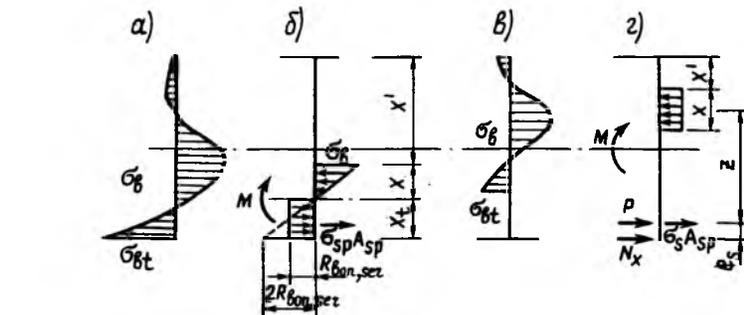


Рис. 4. Распределение напряжений по высоте стыка
а, б — экспериментальное до и после образования трещин; в, г — схема усилий и эпюра напряжений при расчете по образованию и ширине раскрытия трещин

можно выделить три характерные стадии напряженно-деформированного состояния стыковых сопряжений (рис. 4): I — до образования трещин на границе между монолитной частью стыка и кольцевыми элементами. Напряжение на крайнем растянутом волокне меньше временного сопротивления сцеплению старого бетона с новым, а растягивающие усилия воспринимаются болтом и бетоном совместно; II — после отслаивания части растянутого бетона от колец; III — разрушение стыковых сопряжений.

Исследованиями установлено, что при определении M_{crc} стыковое сопряжение можно рассматривать как балку на упругом основании, загруженную сосредоточенным моментом, прикладываемым на конце

где x_t определяется в зависимости от показателя гибкости кольцевого элемента α в зоне стыка; $R_{bon, ser}$ — расчетное сопротивление сцеплению старого бетона с новым.

$$M_{crc} = R_{bon, ser} \left[bx_t^2 + \left(\frac{\sigma_{sp}}{R_{bon, ser}} + 2\alpha \right) (1,5x_t - a) A_s \right] \quad (1)$$

где M_{crc} можно также определить, используя выражение (125) СНиП 2.03.01—84, принимая $R_{bt, ser} = R_{bon, ser}$, а при вычислении W_{pl} условную высоту сечения стыка следует принимать равной $2x_t$.

Сопоставление полученных по формуле (1) результатов с опытными значениями M_{crc} показало их хорошее совпадение, расхождения составляют не более 10 %.

Ширину раскрытия трещин рекомендуется определять по деформациям болтового соединения, считая, что трещины раскрываются с двух сторон по граням между объемными элементами, учитывая, что расчетное сопротивление сцеплению старого бетона с новым ниже сопротивления растяжению

$$\alpha_{crc} = \frac{\sigma_s l_s}{2E_s} \Psi_s \varphi, \quad (2)$$

где σ_s — приращение напряжений в растянутой металлической связи от действия внешней нагрузки; l_s — длина болта между шайбами; E_s — модуль упругости стали болта; $\varphi = 1,66$ — статистическая величина, равная отношению максимальной ширины раскрытия трещин к средней.

При определении σ_s следует учитывать потери предварительного натяжения болтов, связанные с неупругими деформациями, вызванными обжатием шайб, повторными нагружениями и другими факторами. По данным натурных и лабораторных испытаний суммарное значение потерь преднапряжения можно принять 0,3...0,35 σ_{sp} .

Напряжения в болтах при нагружении звездочки рекомендуется определять от усилий M и N , возникающих на грани стыка, по формуле

$$\sigma_s = \frac{M - P_z \mp N_x(z + e_s)}{A_{sz}} \quad (3)$$

Прочность и деформативность комбинированных крупнопанельных стен

При этом влияние составляющей от продольной силы N_z сказывается на напряжениях в болтах несущественно и в расчете не учитывается.

Плечо внутренней пары сил z при прямоугольной эпюре напряжений в бетоне сжатой зоны составит

$$z = h_0(1 - \xi' - 0,5\xi). \quad (4)$$

Исследованиями установлено, что после образования трещин размеры условно сжатой зоны в стыке уменьшаются до $\xi' = 0,25$. При определении напряжений в связях в сечении с трещиной необходимо учитывать высоту этой зоны. Тогда

$$\xi = \frac{1}{2} (-K + \sqrt{K^2 + 4K'}) \pm \frac{1,5}{\frac{11,5e_{s, \text{tot}}}{h_0 - x'} \pm 5} \left(1 - \frac{x'}{h_0}\right), \quad (5)$$

где

$$K = \frac{\alpha A_s}{\omega b h_0}; \quad K' = K(1 - \xi').$$

Обозначения приняты по СНиП 2.03.01—84. Значение ξ можно также определять по формуле (161) этих норм, при этом в расчет следует вводить высоту сечения за вычетом зоны x' .

Результаты, полученные по формулам (1)–(5), хорошо согласуются с экспериментальными. Предельное состояние стыковых сопряжений наступает при достижении в растянутых металлических связях предела текучести, а в бетоне сжатой зоны стыка — временного сопротивления сжатию. Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента выполняются в соответствии с нормами.

Выполнение разработанных рекомендаций по определению усилий в стенах звездчатых емкостей с учетом места их расположения в силосном корпусе позволит уменьшить размеры сечений стыков и добиться экономии материальных и трудовых ресурсов.

Конструктивные системы панельных зданий, применяемых в отечественном домостроении, не всегда отвечают современным функциональным и эстетическим требованиям, а также экономичности и индустриальности строительства.

В КИСИ совместно с КиевЗНИИЭПом были проведены исследования прочности и деформативности комбинированных тонкостенных панелей новой конструктивной системы крупнопанельных зданий*. Панели являются несущими, их длина соответствует ширине здания и составляет 7,2...9 м. Отличительной особенностью таких панелей является наличие в угловых зонах вертикальных ребер жесткости и выступа из нижней грани для соединения с нижележащим элементом (рис. 1). Вертикальные нагрузки передаются на фундамент здания через ребра жесткости из высокопрочного бетона. Средняя часть панели, выполняемая из легкого бетона средней прочности, служит опорой для перекрытия от одного этажа здания. Такое распределение нагрузок позволяет рационально зонировать прочностные характеристики материалов, применяемых в комбинированных стеновых панелях.

* См.: А. с. 1514885 А1, 4Е 04В 1/02. Многоэтажное крупнопанельное здание / Г. Д. Макаров, М. М. Акуленко, Ю. П. Кириченко и др. (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1989. — № 38.

Распределение деформаций и напряжений, характер разрушения, образование и развитие трещин изучали при экспериментально-теоретическом исследовании опытных образцов, представляющих собой модели балок-стенок в масштабе 1:4. Их изготавливали из бетона двух видов: вертикальные ребра жесткости — из тяжелого бетона класса В25, а среднюю часть панели — из керамзитобетона класса В15. При этом ребра жесткости и средней части панели бетонировали одновременно.

Армирование моделей выполняли с учетом масштабного фактора в соответствии с армированием натуральных элементов, предварительно рассчитанных по программному комплексу ВК ЛИРА. Вертикальные ребра жесткости армировали тремя продольными стержнями диаметром 10 мм из стали класса А-III, а среднюю часть панели — сеткой из проволок диаметром 5 мм из стали класса Вр-I (см. рис. 1).

Прочностные характеристики применяемых бетонов, определяемые испытанием кубов и призм, в среднем составили соответственно для тяжелого бетона и керамзитобетона: $\bar{R}_m^c = 37,1$; $\bar{R}_m^r = 24,9$ МПа и $\bar{R}_m^c = 18,7$; $\bar{R}_m^r = 16,4$ МПа.

Испытания панелей проводили на специальном стенде, позволяющем реализовать схему загрузки, соответствующую характеру

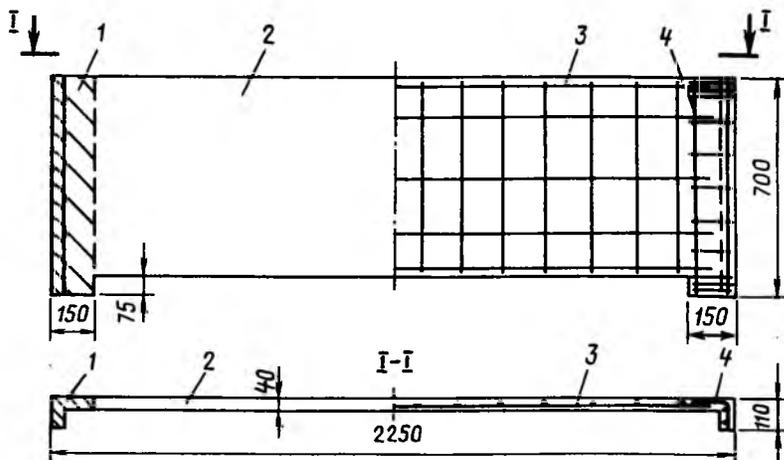


Рис. 1. Модель комбинированной стеновой панели

1 — ребро жесткости из тяжелого бетона; 2 — средняя часть из керамзитобетона; 3 — сетка; 4 — арматурный каркас

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Конструкции и расчет элеваторов / Б. А. Скориков, А. Н. Простосердов, В. И. Карев, Ф. А. Иссерс. — М.: ВО Агропромиздат, 1987. — 230 с.
2. Аврамиди Д. Г. Распределение усилий в системе железобетонных колец при различных схемах их закрепления // Совершенствование технологии изготовления изделий, объемно-планировочных решений, элеваторов и зерноперерабатывающих предприятий. — Тр. ЦНИИЭП-сельхоза. — М., 1988. — С. 4—12.

М. А. ЯНКЕЛЕВИЧ, д-р техн. наук, Л. П. ГЕЛЬМАН, О. М. РУБАЧ, кандидаты техн. наук, С. И. ЗАВГОРОДНИЙ, инж. (НИИСК); А. В. ШАПИРО, канд. техн. наук (ПИ-1)

Исследования подстропильных балок с подрезкой на опорах

В НИИСКе проведены исследования подстропильных балок пролетом 12 м, предназначенных для опирания плит «на пролет» размерами 3×18 и 3×24 м и стропильных ферм пролетом 18 и 24 м. Отличительной особенностью исследуемой конструкции балки является уменьшение высоты на опорах по сравнению с высотой в пролете, позволяющее унифицировать ее с подстропильными конструкциями других типов, а также смешанное армирование, позволяющее снизить расход стали, энерго- и трудозатраты на натяжение рабочей арматуры.

Испытания опытных образцов проводили с целью отработки конструкции для проектирования балок серии 1.462.1—21, предназначенных к массовому применению. Разработано три типоразмера балок по опалубке, отличающихся толщиной стенки и высотой поясов.

В ЭКБ НИИСКа испытывали три опытных образца балок: две рядовые балки типоразмера 2 (образцы 1 и 2) и одну балку типоразмера 3, располагаемую у температурного шва (образец 3) (рис. 1). Образцы выполняли со смешанным армированием нижнего пояса в середине

пролета (см. рис. 1). Продольная напрягаемая арматура диаметрами 32 и 36 мм из стали класса А-III располагается в два или три ряда, ненапрягаемая продольная арматура из стали класса А-III входит в состав двух каркасов, армирующих стенку балки. При назначении соотношений между ненапрягаемой и напрягаемой арматурой использовали результаты работы [1].

Консольную часть подрезки (образец 1) армировали горизонтальной арматурой диаметрами 28, 20, 10 мм из стали класса А-III и вертикальной диаметром 10 мм из стали класса А-III с шагом 100 мм. В качестве поперечной арматуры, сосредоточенной в стенке балки, применяющей к подрезке, использовали стержни диаметрами 28 и 10 мм из стали класса А-III. По мере испытания опытных образцов армирование зоны подрезки и пролетных сечений совершенствовали с учетом полученных результатов.

Целью испытаний являлась проверка прочности, жесткости и ширины раскрытия трещин в нормальных и наклонных сечениях балки при действии сосредоточенных нагрузок.

Опытные образцы испытывали в

три-четыре этапа.

На 1-м этапе проверяли работу конструкции (образцы 1 и 2) при совместном действии крутящих моментов и вертикальной нагрузки, возникающих при примыкании к балке стропильных конструкций разных пролетов. Для создания крутящего момента вертикальную нагрузку прикладывали к верхнему поясу со смещением от оси балки. На 1-м этапе исследовали характер трещинообразования в зонах подрезки при нормативных нагрузках.

На 2-м этапе проверяли прочность, жесткость и ширину раскрытия трещин при максимальной эксплуатационной нагрузке, приложенной в местах опирания плит на пролет (образцы 1...3), либо в местах опирания стропильных ферм (образец 3, 1-й этап) с доведением конструкции до исчерпания несущей способности.

Испытания 3-го и 4-го этапов предназначались для проверки прочности и определения характера разрушения зон подрезок путем загрузения сосредоточенной нагрузкой при уменьшенном пролете балки.

На всех этапах нагрузку прикладывали ступенями, на каждой из

№ образцов	Проверяемое сечение	Прочность сечений балки (кНм, кН)							Ширина раскрытия трещин, мм			Прогиб балки, см	$\frac{l}{l}$	
		несущая способность M	опытное значение		расчетное значение		$\frac{M}{M_0}$	$\frac{M_0}{M_p}$	$\frac{Q_0}{Q_p}$	нормальных	наклонных			при кручении
			M ₀	Q ₀	M _p	Q _p								
1	Нормальное в середине пролета	3922	4586	—	3638	—	0,86	1,26	—	0,25	0,20	—	3,2/4,1	$\frac{1}{375}$
	Наклонное в зоне подрезки 1	—	—	1559	—	944	—	—	1,65	—	0,25	0,16	—	—
	Наклонное в зоне подрезки 2	—	—	1624	—	944	—	—	1,72	—	0,40	0,36	—	—
2	Нормальное в середине пролета	4393	4733	—	3560	—	0,93	1,33	—	0,15	0,25	—	3,15/3,18	$\frac{1}{380}$
	То же в зонах подрезки 1, 2	—	—	1589	—	932	—	—	1,70	—	0,65	0,10	—	—
3	Нормальное в середине пролета	4364	4864	—	3893	—	0,89	1,25	—	0,10	0,25	—	2,75/3,04	$\frac{1}{430}$
	Наклонное в зоне подрезки со стороны короткой консоли	—	—	1736	—	1040	—	—	1,67	—	0,10	—	—	—
	То же со стороны длинной консоли	—	—	1620	—	1040	—	—	1,56	—	0,15	—	—	—

Примечание. Перед чертой — опытный, после черты — расчетный.

которых измеряли прогибы балки в середине и четвертях пролета, осадку опор, перемещения и углы поворота опорных сечений при действии крутящих моментов, деформации бетона нижнего и верхнего поясов балки, деформации бетона в местах ожидаемого появления наклонных трещин в зоне подрезки. Кроме того, проверяли надежность анкеровки напрягаемой, а также поперечной арматуры в зоне подрезки (об-

разец 1). Деформации арматуры для образцов 1 и 2 измеряли тензорезисторами.

Основные результаты испытания балок (см. таблицу) показали, что все опытные образцы соответствуют требованиям ГОСТ 8829—85 по прочности нормальных сечений.

Прочность нормального сечения балки (образцы 1 и 3) оказалась на 11...14 %, а образца 2 на 7 % выше вычисленной с учетом фактического

предела текучести напрягаемой и ненапрягаемой арматуры и прочности бетона, определенной испытаниями образцов. Это объясняется тем, что при смешанном армировании балки арматурой из стали классов А-IIIв и А-III к моменту текучести ненапрягаемой арматуры напрягаемая работает в зоне упрочнения, что подтверждается данными о деформациях арматуры к моменту исчерпания несущей способности балки, полученными с помощью тензометрии.

В образце 1 исчерпание несущей способности наклонных сечений балки в месте обрыва ненапрягаемой арматуры наступило одновременно с разрушением среднего се-

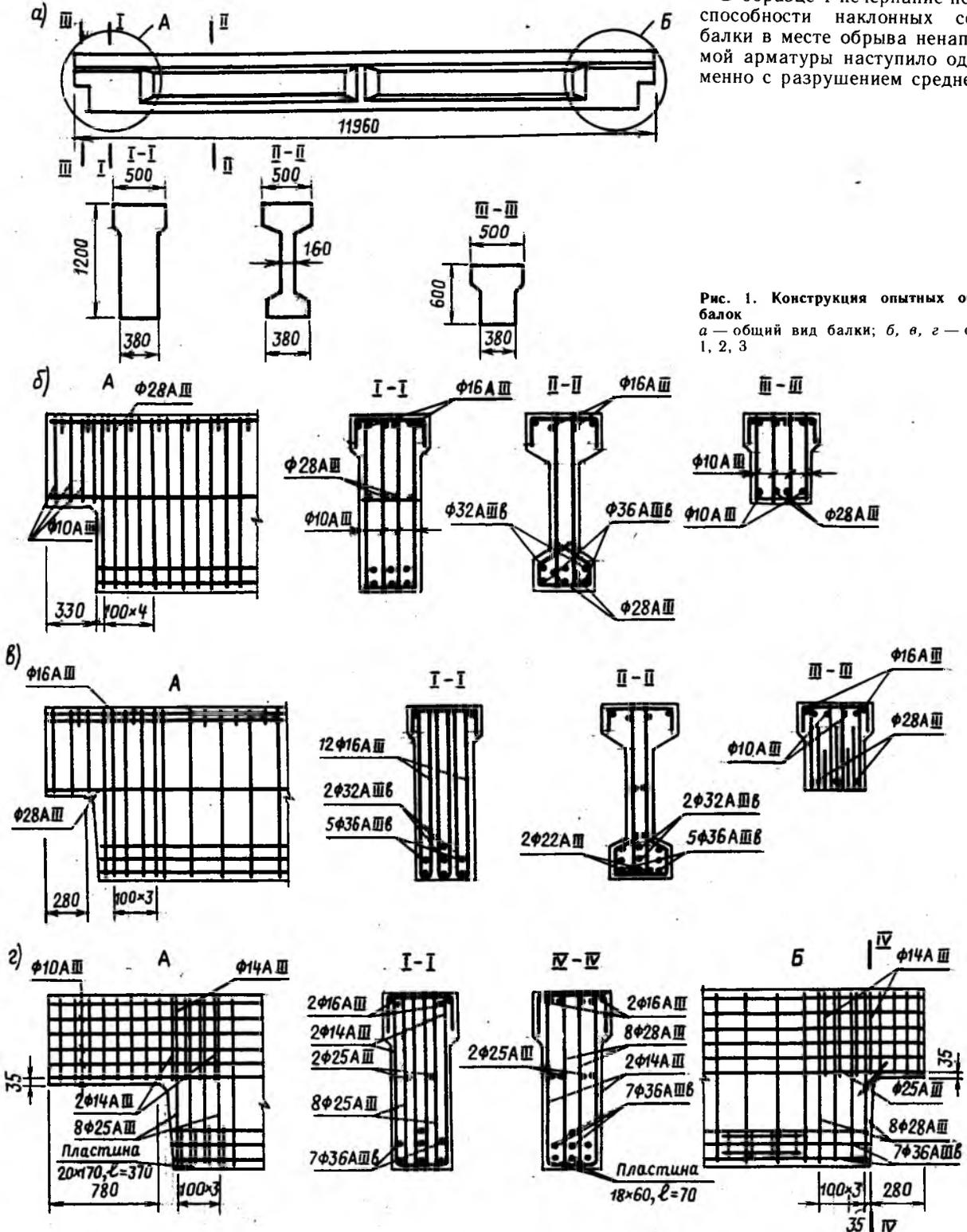


Рис. 1. Конструкция опытных образцов балок
а — общий вид балки; б, в, г — образцы 1, 2, 3

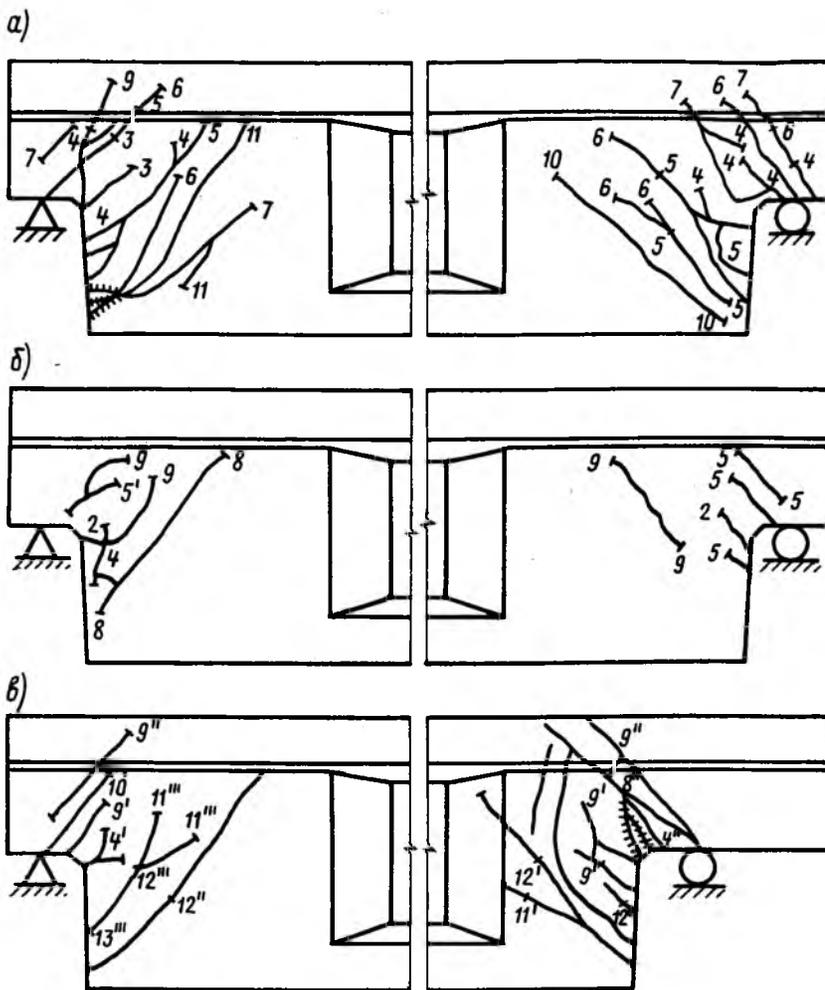


Рис. 2. Характер трещинообразования и разрушения в зоне подрезки
а, б, в — образцы 1, 2, 3

чения балки. Отношение разрушающего момента к расчетному составило 1,25...1,26, что меньше допускаемой ГОСТ 8829—85 величины $S=1,4$, для случая разрушения вследствие текучести арматуры в наклонных сечениях.

Увеличение несущей способности наклонного сечения рассматриваемой балки по сравнению с нормальным за счет поперечной арматуры невелико и составляет около 1%, поэтому при проектировании в соответствии со СНиП 2.03.01—84 балок, воспринимающих сосредоточенные нагрузки с обеспечением равнопрочности балки по нормальным и наклонным сечениям, требуемый ГОСТ 8829—85 запас прочности по наклонным сечениям не обеспечивается. Очевидно, при доработке стандарта на испытание конструкций следует принять допустимый коэффициент запаса одинаковым для случаев разрушения вследствие текучести арматуры по нормальным и наклонным сечениям.

В образце 2 для повышения надежности работы балки по наклонным сечениям соотношение между сечениями с ненапрягаемой и на-

прягаемой арматурой уменьшено, а длина зоны анкеровки ненапрягаемой арматуры увеличена (см. рис. 1, в). Исчерпание несущей способности балки произошло вследствие текучести арматуры в среднем сечении при $S=1,33 (>1,25)$.

До загрузки балки эксплуатационной нагрузкой в образцах 1 и 2 исследовали характер трещинообразования в зонах подрезки при действии крутящих моментов. Так как испытание на кручение влияло на образование и раскрытие трещин на последующих этапах, то при загрузке балки уровень нагрузки не превышал нормативного значения крутящего момента.

В образце 1 максимальная ширина раскрытия наклонных трещин при нормативной нагрузке составила 0,36 мм, т. е. принятое армирование зон подрезки не удовлетворяло требованиям ГОСТ 8829—85. В связи с этим в образце 2 сечение поперечной арматуры у наружных граней подрезки было увеличено, а анкеровка арматуры — улучшена, в результате чего ширина раскрытия наклонных трещин в зонах подрезки образца 2 составила

0,1 мм и не превышала при испытаниях на кручение нормируемое значение.

Однако, несмотря на то, что увеличение сечения поперечной арматуры у наружных граней улучшило работу балки на кручение, ее трещиностойкость при действии поперечной силы и момента в наклонном сечении, входящем в зону подрезки, недостаточна. Напряжения в поперечных стержнях, примыкающих к зоне подрезки, достигли при нормативной нагрузке предела текучести, а раскрытие трещин в зоне подрезки — 0,65 мм. На рис. 2 представлен характер трещинообразования в зоне подрезки образцов.

Тензометрические измерения деформаций арматуры, расположенной в зонах подрезки образцов 1 и 2, показали, что при надежной анкеровке вертикальная арматура в большей степени вовлекается в работу, чем горизонтальная.

Для расчетной оценки напряженно-деформированного состояния приопорной зоны балок с подрезкой в условиях воздействия внешних нагрузок и преднапряжения продольной арматуры был разработан программный комплекс «БАЛКА», в основу которого положены основные предпосылки работы [2]. Система дифференциальных уравнений плоского напряженного состояния решалась методом конечных элементов в перемещениях с использованием математического аппарата, реализуемого в [3].

Для расчета конструкции разбивали на конечные элементы, толщина которых была равна опалубочным размерам. Горизонтальные размеры конечных элементов в зоне подрезки соответствовали расстоянию δ между хомутами (рис. 3), вертикальные были приняты аналогично. В связи с этим в расчетах получали напряжение, возникающие в каждом ряду арматуры.

В процессе расчета учитывали различные сочетания внешних воздействий (P_0 , $P_{св}$ и P) в упругой стадии и с учетом трещинообразования. Усилие от преднапряжения совпадало с экспериментальными данными и распределялось в узлах конечных элементов аналогично эпюре передачи P_0 (см. рис. 3). При этом усилие в узле равнялось ординате эпюры.

Расчет проводили итерационным методом с шагом нагрузки ΔP , соответствующим ступеням нагружения при испытаниях. Первая ступень соответствовала нагрузкам от собственного веса $P_{св}$ и усилиям предварительного обжатия P_0 , последняя — расчетной нагрузке. В результате расчетов на каждом шаге нагрузки получили траектории главных площадок и трещин, рас-

пределение погонных усилий N_x , N_y , N_{xy} , N_{mt} , N_{mc} , перемещения узлов.

Оценку напряженного состояния приопорной зоны производили по распределению главных растягивающих и сжимающих погонных усилий. При этом условия проверки прочности наклонных сечений по арматуре принимали в виде

$$\sigma_{sx} \leq R_s; \sigma_{sy} \leq R_s, \quad (1)$$

где

$$\sigma_{si} = N_{mi} \lambda_i / f_{si}, \quad i = x, y \quad (2)$$

N_{mi} — максимальное растягивающее усилие в центре тяжести конечных элементов; λ_i — коэффициенты, учитывающие сдвигающие усилия; f_{si} — параметры армирования [4].

Анализ изолиний главных растягивающих усилий в приопорной зоне балки показывает, что концентрация растягивающих усилий происходит в угловой зоне подрезки. Уже при действии собственного веса и усилий преднапряжения в угловой зоне образуются трещины, что согласуется с экспериментом (см. рис. 2). Характер развития трещин, полученных в процессе расчета, показан на рис. 3.

На основании приведенного анализа предложены зависимости для определения сечения поперечной и продольной арматуры в зоне подрезки [5] и подтверждена целесообразность максимального сосредоточения сечения поперечной арматуры в рядах, непосредственно примыкающих к подрезке. Если армирование образцов 1, 2 выполняли на основании расчетов по СНиП 2.03.01—84, то в образце 3 сечение арматуры подбирали с использованием расчета по программе «БАЛКА». При этом по сравнению с образцом 2 сечение горизонтальной арматуры уменьшено, поперечной — увеличено. Поперечное армирование сосредоточено в четырех рядах поперечных стержней, установленных в зоне, примыкающей непосредственно к подрезке (см. рис. 1, 2). Изменение армирования значительно уменьшило ширину раскрытия трещин при испытаниях образца 3 (см. таблицу).

На 3-м и 4-м этапах исследовали прочность балок в зонах подрезки на действие поперечной силы. В образце 1 при нагрузке, равной 1490 кН, произошло разрушение стенки балки со стороны подрезки 1 в результате нарушения анкеровки сосредоточенной поперечной арматуры в нижнем поясе балки (3-й этап). Разрушение подрезки 2 произошло при нагрузке $P_{разр} = 1824$ кН после нарушения анкеровки вертикальной арматуры в верхней части балки (4-й этап).

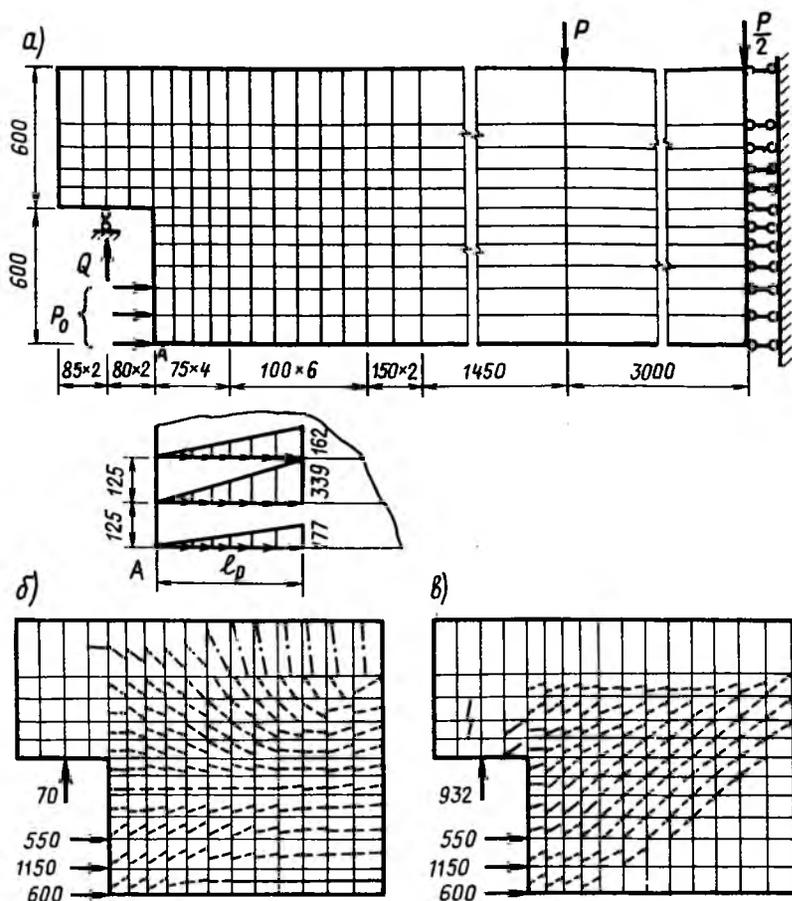


Рис. 3. К расчету по программе «Балка»

а — расчетная схема и эпюры передачи P_0 ; б — траектории главных площадок и трещин при действии $P_{св} + P_0$; в — то же при действии $P_{св} + P_0 + P_{расч}$; — — — трещины; — — — главные площадки растягивающих усилий

Отношение разрушающей поперечной силы к расчетной составило соответственно 1,65...1,72 (см. таблицу). В образце 2 разрушение приопорных сечений в зонах подрезки произошло при нагрузке, превышающей расчетную в 1,7 раза, вследствие текучести поперечной арматуры диаметром 16 мм из стали класса А-III. Образец 3 на 3-м этапе был доведен до суммарной максимальной нагрузки 3057 кН, что соответствовало коэффициенту запаса $C = 1,67$ для короткой консоли. На 4-м этапе при нагрузке $P_{max} = 1804$ кН произошло разрушение в зоне подрезки длинной консоли вследствие текучести вертикальной арматуры.

Выводы

При проектировании балок с подрезкой на опорах в соответствии со СНиП 2.03.01—84 прочность наклонных сечений в зоне подрезки по данным проведенных испытаний обеспечена.

Для удовлетворения ограничений по ширине раскрытия трещин в зоне подрезки поперечную арматуру следует сосредотачивать в зоне, непосредственно примыкающей к подрезке. Подбор сечения арматуры в зоне подрезки рекомендуется выполнять на основе расчета по

программе «БАЛКА».

Проведенные испытания опытных образцов подстропильных балок с подрезкой позволили отработать армирование конструкций применительно к серии 1.462.1—21 и рекомендовать их к внедрению.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Янкевич М. А., Козлов И. А., Филатов А. Д. Оптимальное проектирование изгибаемых железобетонных элементов со смешанным армированием // Исследование типовых и экспериментальных конструкций зданий и сооружений. — Киев: НИИСК, 1989. — С. 32—40.
2. Кардовский Ю. Н., Гельман Л. П. Уравнения плоского напряженного состояния железобетона при кратковременном и длительном действии внешней нагрузки // Строительные конструкции. — Киев: Будівельник, 1983. — Вып. 36. — С. 83—90.
3. Семенова О. П. Полубезмоментный конечный элемент для расчета коробчатых настилов / Расчет и испытания строительных конструкций. — Деп. во ВНИИС сб. науч. статей № 3884—83. — Киев: НИИСК, 1983. — Ч. 3. — С. 139—148.
4. Карпенко Н. И. Теория деформирования железобетона с трещинами. — М.: Стройиздат, 1976. — 208 с.
5. Гельман Л. П., Мазур С. Я., Клетров Е. В. К расчету приопорной зоны балок с подрезкой // Исследование типовых и экспериментальных конструкций зданий и сооружений. — Киев: НИИСК, 1989. — С. 26—32.

УДК 624.012.81

И. П. НИСАЕВ, д-р техн. наук, проф., В. И. ГРУДИНСКИЙ, инж.
(Военно-инженерная академия им. В. В. Куйбышева)

Подбор оптимальных составов грунтобетонных смесей

Современным строительством накоплен значительный опыт производства грунтобетона, а исследования в данной области определили основные факторы влияния на его свойства, которые подразделяются на три группы: I — зависящая от состава и свойства грунтов: генезиса, гранулометрического состава, содержания глинистых частиц, химико-минералогического состава, структурно-текстуального состава, емкости поглощения и состава обменных катионов; II — зависящая от количества, состава и свойства цемента: химико-минералогического состава, тонкости помола, активности, наличия различных добавок; III — зависящая от технологии производства материалов и конструкций из грунтобетона, характера и значения нагрузок уплотнения, режимов твердения.

Для учета основных факторов при приготовлении грунтобетона и подбора оптимальных составов грунтобетонных смесей по основным критериям на стадии проектирования эффективен метод математического планирования экспериментов, облегчающий исследования и принятие обоснованных решений.

Для градации глинистых грунтов по существующей классификации [1] в лабораторных исследованиях использовали искусственные смеси грунтов, выполненные на основе песка средней крупности и каолиновой глины. Основные характеристики компонентов соответствуют грунтам на 55 % территории нашей страны. В качестве вяжущего был принят портландцемент марки 500, соответствующий по физико-механическим свойствам цементам из клинкеров разных заводов.

Применение факторного планирования эксперимента позволило получить комплекс полиномиальных математических моделей по плану на многомерном кубе Бокса, представляющем собой комбинацию полнофакторного эксперимента (или его полуреплик и точек в центре граней многомерного куба) [2]. Условия планирования эксперимента и интервала варьирования приведены в таблице. Уровни

Факторы	Уровень варьирования		
	-1	0	+1
Количество цемента x_1 , % массы сухого грунта	10	20	30
Содержание в грунте глинистых частиц x_2 , % массы грунта	3	23	43
Количество пластифицирующих добавок x_3 , % массы сухого грунта	0	0,5	1

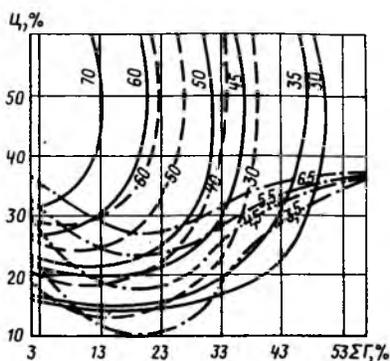
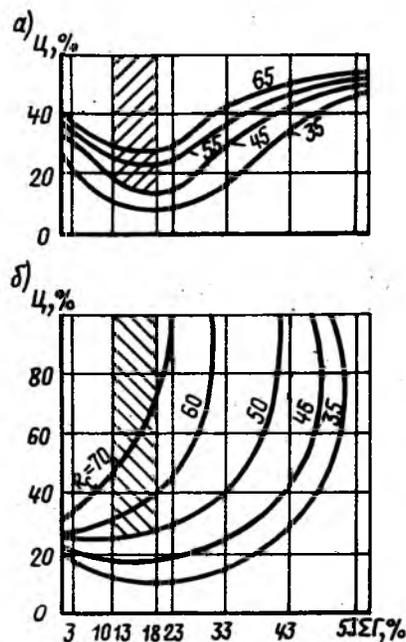


Рис. 1. Изолинии прочности и морозостойкости для грунтов с ПЦ-500
— предел прочности грунтобетона на сжатие R_c ; ---- число циклов замораживания-оттаивания N ; - · - · - · - предел прочности грунтобетона на изгиб R_n



варьирования факторов выбирали так, чтобы можно было учесть и проследить влияние основных факторов для грунтов, начиная от песка до жирных глин.

Для достижения одинаковой подвижности грунтобетонных смесей для всех навесок грунтов было рассчитано количество воды, удовлетворяющее требуемой осадке стандартного конуса как для изготовления монолитных конструкций, и принято равным 50...80 мм [3]. Для повышения физико-механических и деформативных характеристик грунтобетона, улучшения подвижности и снижения водопотребности использовали химическую добавку С-4, полученную на основе отходов нафталина.

Проведенные экспериментальные исследования показывают, что грунтобетон набирает 70 % прочности в возрасте 90 сут. В связи с этим прочность грунтобетона определяли не в 28, а в 90 сут. В результате статистической обработки экспериментальных данных по разработанной программе обработки полнофакторных экспериментов на ЭВМ, методом последовательного регрессивного анализа получены уравнения регрессии, адекватно описывающие основные зависимости грунтобетона

$$y_c = 50 + 19,4x_1 - 11,14x_2 + 4,95x_3 - 5,1x_2^2 - 2,5x_3^2 - 5,13x_1x_2; \quad (1)$$

$$y_n = 6,0 + 1,2x_1 - 0,6x_2 + 0,81x_3 + 0,48x_1^2 - 1,9x_2^2 - 0,61x_3^2; \quad (2)$$

$$y_F = 43,8 + 14,7x_1 - 15x_2 - 3,8x_1^2 - 8,3x_2^2 - 5,3x_3^2 - 10x_1x_2; \quad (3)$$

где y_c — прочность грунтобетона при сжатии; y_n — то же при изгибе; y_F — морозостойкость.

Переход к натуральным значениям осуществляли с помощью формулы преобразования

$$x_i = x_0 + J_{x_i} \quad (4)$$

где x_i — натуральное значение фактора; x_0 — натуральное значение

Рис. 2. Определение оптимальной области для приготовления грунтобетона требуемой предельной прочности

а — на изгибе; б — на сжатие

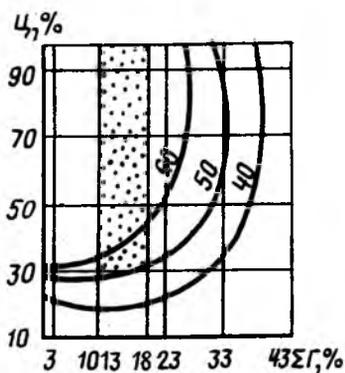


Рис. 3. Определение оптимальной области для приготовления грунтобетона требуемой марки по морозостойкости

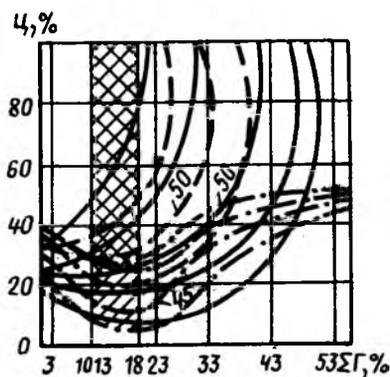


Рис. 4. Совмещение критериальных изолиний и определение оптимального состава. Условные обозначения см. рис. 1. Штриховкой показан оптимальный состав

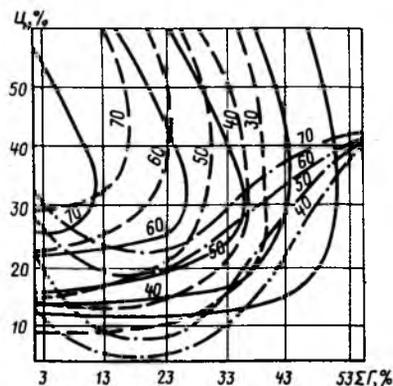


Рис. 5. Изолинии прочности, морозостойкости для грунтов с ПЦ-500 при использовании 1 % пластифицирующих добавок по массе грунта. Условные обозначения см. рис. 1

фактора на нулевом уровне; J — интервал варьирования; x_i — кодированное значение фактора.

Используя полученные уравнения, построены графики, отражающие зависимость «состав — свойство грунтобетона».

Изучение влияния используемых характеристик по основным критериям позволило определять количество составляющих ингредиентов для приготовления грунтобетонной смеси на стадии проектирования.

Подбор состава смесей для приготовления грунтобетона с требуемыми характеристиками по основным критериям качества производится по совмещенным изолиниям прочности при сжатии, изгибе, морозостойкости и т. д.

Выбор оптимального состава осуществляется поэтапно, число этапов соответствует точности требований к материалу и числу требуемых критериальных оценок, увеличенных на этап совмещения изолиний и принятия решения, удовлетворяющего многокритериальной задаче.

Например, для получения грунтобетона, удовлетворяющего требованиям по прочности на изгиб $R_{и} = 4,5$ МПа, на сжатие $R_{с} = 50$ МПа, проектной марки по морозостойкости F50, при использовании ПЦ-500, требуется суглинок с содержанием глинистых частиц 10...18 %.

Имея полученные в результате экспериментальных исследований изолинии предельной прочности грунтобетона при сжатии, изгибе, морозостойкости для грунтов с ПЦ-500 (рис. 1), оптимальный состав выбирают в четыре этапа по требуемым критериям задаваемых характеристик. На первом этапе определяют оптимальную область для выбора составляющих, из которых приготовление грунтобетона удовлетворяет критерию предельной прочности при изгибе, на втором — критерию предельной прочности

при сжатии (рис. 2). На третьем этапе определяют оптимальную область для выбора составляющих, из которых приготовление грунтобетона будет соответствовать требуемой марке по морозостойкости (рис. 3), и на четвертом — оптимальный состав грунтобетонной смеси, удовлетворяющий требованиям многокритериальной задачи (рис. 4).

При использовании дополнительных факторов влияния, например пластифицирующих добавок, оптимальный состав подбирают по критериальным изолиниям (рис. 5).

Таким образом, изолинейный метод подбора оптимальных составов, в отличие от применяемых ранее, позволяет не только подобрать наиболее пригодный грунт по granulометрическому составу, но и на

основе существующих в районе строительства грунтов определить необходимое количество компонентов для получения требуемых физико-механических свойств грунтобетона с проектированием материала еще на стадии приготовления.

Использование данного метода возможно как по трем, так и более критериям оценок.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бабков В. Ф., Безрук В. М. Основы грунтоведения и механики грунтов. — М.: Высшая школа, 1986. — 239 с.
2. Вознесенский В. А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях. — М.: Финансы и статистика, 1981. — 236 с.
3. Лабораторный контроль в строительстве. — М.: Стройиздат, 1967. — 461 с.

Вниманию специалистов!

Организация примет на работу предпринимателя (с рекомендациями) для внешнеэкономической и коммерческой деятельности.

Предоставит помещение, факсимильную и телексную связь,

имеет валютный счет и право внешнеэкономической деятельности.

Тел. 176-78-01, 176-29-98.

УДК 666.97.035.503.5

В. В. БУБЕЛО, д-р техн. наук, проф. В. М. ТИМОФЕЕВ, Н. В. ПАРШИНЦЕВ, В. П. КУМΠΑИ, В. Д. ДЕЙГРАФ, инженеры (Целиноградский инженерно-строительный ин-т)

Разработка и внедрение многомерного управления ТВО бетона

Анализ накопленных в технологии бетона научных данных [1, 2] свидетельствует о том, что протекающие в бетоне процессы являются многомерными и управление при тепловлажностной обработке (ТВО) необходимо осуществлять системами многомерного управления [3]. Однако эта особенность процессов твердения практически не учитывается при разработке систем автоматизированного управления ТВО бетона. Они создаются на ос-

нове одномерного управления [4], поэтому несмотря на разработку систем управления ТВО с использованием современной элементной базы и микропроцессорной техники их реальная эффективность в стабилизации отпускного качества изделий незначительна.

Кроме того, в реальных системах управления ТВО, построенных на одномерном принципе, не учитываются регулирующие возможности, которыми обладает передел

ТВО, поэтому они работают без увязки с локальными системами управления и не способны согласовывать их работу на достижение единой целевой функции [3].

Исследования реальных процессов ускоренной ТВО бетона, дополненные моделированием на ЭВМ, позволили доказать, что многомерное управление рассматриваемым переделом возможно через согласованное во времени со стадиями гидратации регулирование трех параметров паровоздушной среды: температуры t_{cp} , относительной влажности φ_{cp} и скорости движения V_{cp} [4].

Вместе с тем при конвейерном способе производства важна периодичность поступления заформованных изделий в шелевую камеру (ритм подачи), оказывающая возмущающее воздействие на термодинамические параметры паровоздушной среды, а следовательно, и на процессы тепломассопереноса и структурообразования в бетоне.

Впервые удалось показать, что повышение скорости движения среды и изменение ее относительной влажности позволяют прогревать бетон при более низкой температуре среды и пониженном уровне деформаций расширения. Разработанная на принципах многомерного управления технология ТВО и тепловые агрегаты, оснащенные контурами рециркуляции, внедрены на многих предприятиях стройиндустрии*.

На рис. 1 представлена блок-схема автоматизированной системы многомерного управления ТВО, разработанная и внедренная на некоторых заводах ЖБК совместно с новой технологией и тепловыми агрегатами. В реконструированной камере непрерывного действия, разделенной контурами подогрева и рециркуляции среды на зоны, непрерывно контролируют температуру и относительную влажность среды. Эти данные совместно с информацией о ритме подачи изделий, качестве смеси и степени ее уплотнения подают на вход подсистемы информационного обеспечения. Используя блоки расчета коррекции заданий по t_{cp} и φ_{cp} , блоки автоматической смены заданий через блоки сравнения (БС) и блоки логического принятия решений, формируют команды на блок регуляторов температуры и относительной влажности среды в зонах

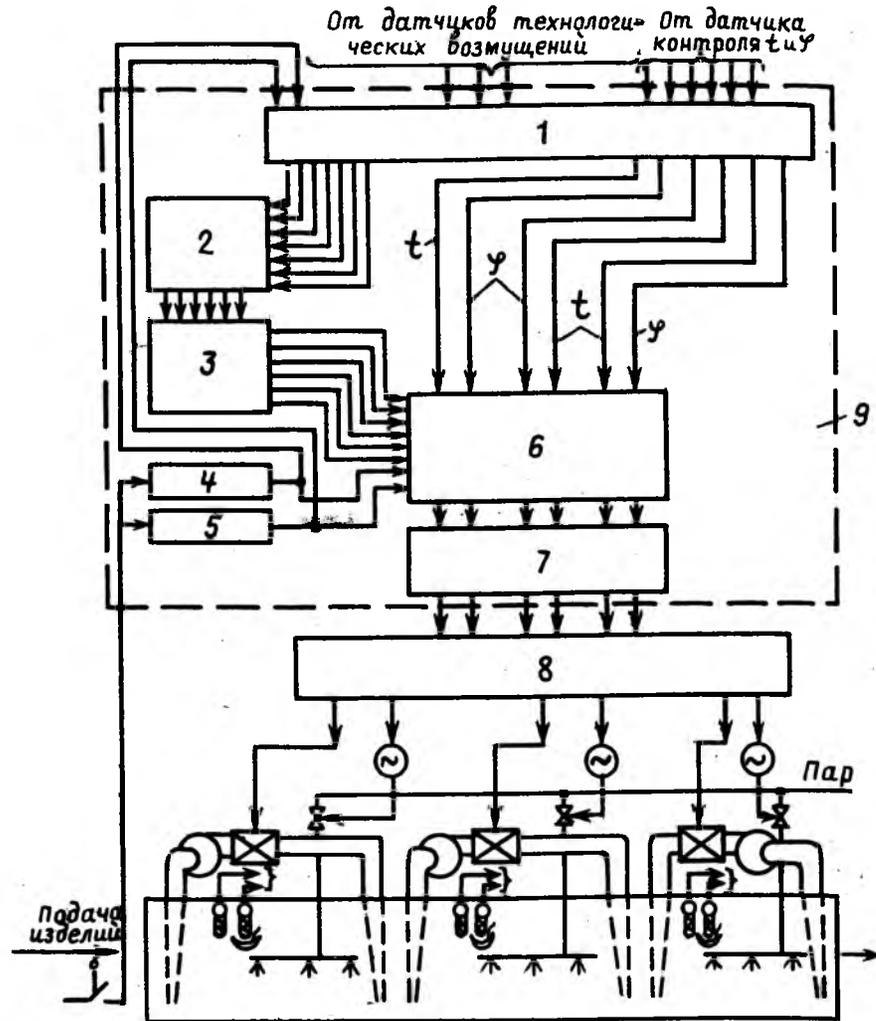


Рис. 1. Блок-схема автоматизированной системы многомерного управления ТВО бетона в камерах непрерывного действия
1 — подсистема информационного обеспечения; 2 — блок расчета коррекции t и φ ; 3 — блок автоматической смены заданий; 4 — таймер; 5 — счетчик; 6 — блок сравнений; 7 — блок логического принятия решений; 8 — блок регуляторов t_{cp} и φ_{cp} ; 9 — вычислительное устройство

* Технология ТВО и тепловые агрегаты защищены патентами США, Франции, ФРГ, Канады, Швеции, Японии.

Предприятия	Изделия	Класс бетона	О. К. смеси, см	Прочность, МПа, после			Коэффициент вариации, %	Длительность ТВО, ч	Удельные затраты	
				ТВО	ТВО+28 сут	естественного хранения			электроэнергии, кВт·ч	пара, кг
Целиноградский комбинат ЖБИ	Плиты пустотные ПТК	В15	20*	13,6	17,8	21,0	15,0	15—16	80	150
				14,4	20,1	20,5	9,2	8—10	35,3	50—60
То же	Плиты ПГ	В22,5	1—3	18,1	28,3	31,2	16,5	16—17	93,0	158
				20,1	29,5	30,8	11,6	10—12	38,1	70—80
Целиноградский ДСК	Плиты П5	В20	3—5	12,2	22,3	26,2	16,5	17—18	—	250
				18,1	27,8	26,1	10,8	11—13	15—20	90
Карагандинский ДСК	Наружные стеновые панели НС	В5	0	7,0	10,8	11,5	18,0	15—18	95—100	—
				7,5	10,1	9,2	12,5	12—14	65	20

* Жесткость в секундах.

Над чертой — одномерное управление, под чертой — многомерное.



Рис. 2. Производственные испытания по стабилизации температурно-влажностных условий твердения бетона в камерах непрерывного действия

камеры непрерывного действия.

Согласно модели формирования нерегулярной составляющей прочности $\Delta R_{б. \text{пер}} = f(\Delta y_1, \Delta y_2, \Delta t, \dots)$ с учетом регулирующих свойств передела разработан алгоритм коррекции температуры «сухого» и «мокрого» термометров в каждой из зон камеры при обеспечении постоянной психрометрической разности $\psi = \text{const}$.

Испытания системы многомерно-го управления переделом в условиях производства продемонстрировали ее гибкость, достаточное быстродействие, точность поддержки температуры и относительной влажности среды.

Результаты длительной производственной эксплуатации автоматизированной системы многомерно-го управления технологией ТВО бетона в подвижной паровоздушной среде по продолжительности и однородности условий твердения показали (рис. 2), что перепада температуры в различных точках зон уменьшены, прогрев бетона ускорен, температура среды на стадии изотермического выдерживания в среднем снижена на 10...15 °C.

О повышении качества управления твердением бетона можно судить по рис. 3. Из него следует, что разработанная автоматизированная система обеспечивает достаточно высокую стабильность отпусковой прочности ($C_{VR_6} = 11\%$).

При снижении энергозатрат на 25...40 % по сравнению с нормативными внедрение автоматизированной системы, технологии и тепловых агрегатов позволило довести цикл твердения до 7...11 ч при уменьшении коэффициента вариации прочности до 9,2...12,5 % (см. таблицу). Лабораторные и производственные эксперименты свидетельствуют о том, что, автоматически создавая благоприятные термодинамические параметры среды и учитывая ритм подачи изделий, система обеспечивает ускоренное твердение бетона без проявления пересушки и других деструктивных явлений [5]. В связи с этим опасения по ухудшению качества бетона, высказанные по поводу применения подвижной среды с регулируемой на уровне менее 90 % относительной влажностью [6] в условиях надежного регулирования уровней трех термодинамических параметров среды, не подтверждаются.

Внедрение данной работы на Целиноградском комбинате ЖБИ и Карагандинском ДСК позволило получить экономический эффект, превышающий 600 тыс. р.

Таким образом, разработка многомерно-го управления ТВО бетона более полно, чем одномерного, учи-

тывающего сложный характер твердения бетона, позволяет повысить эффективность автоматизированного технологического комплекса ТВО и обеспечить его меньшую энергоемкость.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крылов Б. А., Ли А. Н. Вопросы теории форсированного разогрева бетона и перспективы применения его в строительстве // Технология и повышение долговечности железобетонных конструкций (Материалы VII Всесоюзной конференции по бетону и железобетону). — М., 1972. — С. 19—23.
2. Малинина Л. А. Тепловлажностная обработка бетона. — М.: Стройиздат, 1977. — 135 с.
3. Бубело В. В. Разработка методов и автоматизированной системы стабилизации прочности бетона на основе управления параметрами паровоздушной среды в процессе термообработки: Автореф. дис... д-ра техн. наук. — М., 1989. — 24 с.
4. Вершинин А. Е., Тетенькин В. А. Блок автоматического управления процессом тепловлажностной обработки // Бетон и железобетон. — 1984. — № 1. — С. 30—31.
5. Тепловая обработка железобетона в паровоздушной среде / В. В. Бубело, В. М. Тимофеев, Р. М. Фрозе и др. // Бетон и железобетон. — 1987. — № 3. — С. 10—11.
6. Гордон С. С., Ленский С. Е. О тепловлажностной обработке железобетона в подвижной паровоздушной среде // Бетон и железобетон. — 1988. — № 10. — С. 43—44.

Замкнутые монтажные петли для подъема железобетонных изделий

Одним из путей технического перевооружения строительного производства и широкого применения материалосберегающих технологий является внедрение на заводах замкнутых монтажных петель для подъема железобетонных изделий серии 3.400—7. Их преимущество заключается в том, что при одинаковой с петлями традиционной формы несущей способности они имеют меньшую глубину заделки в бетон (10...12 диаметров стержней вместо 30...40), что обеспечивает равномерность петли и призмы и уменьшает длину заготовки.

Петли рекомендованы к применению в изделиях из тяжелых и

ством применения петель серии 3.400—7 является возможность их унификации, т. е. сведение многообразия традиционных петель к одному типоразмеру (рис. 1). Это позволяет установить единую длину заготовок 75 см, меняя только их диаметр с 10 до 14 мм. Замкнутые монтажные петли имеют треугольную форму со сварным соединением в середине основания треугольника. Однако такое расположение стыка создает определенные трудности их выполнения.

Для совершенствования технологии КТБ Стройиндустрия разработана петля с угловым сварным соединением (рис. 2). Конструкция замкнутых монтажных петель со

Свердловским филиалом ППТЦ разработан, изготовлен и внедрен универсальный станок для гнутья унифицированных монтажных петель замкнутого контура и с угловым сварным соединением. Его главным преимуществом является изготовление петель из горячекатаной арматурной стали диаметром 6...20 мм при длине заготовки 580...1200 мм. Переналадка станка на любую длину заготовки занимает не более 5...10 мин, разборка и сборка — 1...2 ч. Станок прост в ремонте.

На унифицированные замкнутые монтажные петли для подъема железобетонных изделий разработаны техническая документация и рекомендации по их применению. В рабочих чертежах даны замкнутые петли с привязкой к конкретным изделиям и конструкциям из легкого и тяжелого бетонов. Замкнутые монтажные петли устанавливают в изделиях аналогично типовым монтажным петлям.

Свердловский филиал ППТЦ мо-

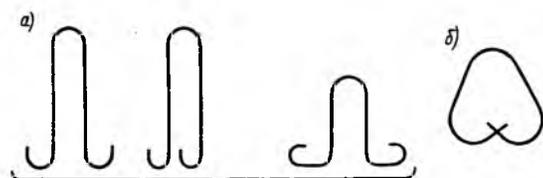


Рис. 1. Монтажные петли
а — традиционной формы; б — замкнутого контура

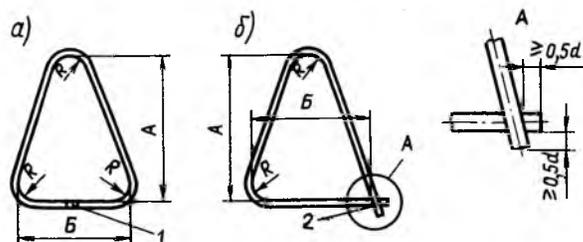


Рис. 2. Замкнутые монтажные петли
а — Ленинградского ПИ-1; б — с угловым сварным соединением;
1 — контактная точечная или стыковая сварка; 2 — контактная точечная сварка

Станок	Разработчик	Производительность, шт/ч	Габариты, мм	Расчетное давление сжатого воздуха, МПа	Длина заготовки, мм	Диаметр заготовки, мм	Масса, кг
Для изготовления замкнутых монтажных петель	Псковский филиал РППТЦ	1000	1550×1100×2050	0,4—0,6	750	10—14	540
Для гнутья петлей с угловым сварным соединением	КТБ Стройиндустрия	200—400	1430×1100×1350	0,3—0,6	550—880	6—16	420
Универсальный станок для гнутья унифицированных монтажных петель замкнутого контура	Свердловский филиал ППТЦ	1200	1200×900×1000	0,45—0,6	550—1200	6—20	250

* Производительность шт/смену

легких бетонов. Эффективность их использования определяется экономией металла и трудозатрат до 20...45%. В масштабах всей страны такую экономию можно обеспечить при наличии простых, надежных и производительных станков для изготовления петель.

Псковским филиалом РППТЦ разработан и внедрен автоматический станок для изготовления замкнутых монтажных петель (см. таблицу). Основным преимуще-

ством сваркой в углу более технологична в изготовлении по сравнению со сваркой в центре основания, так как образуется двумя перегибами вместо трех. Концы петлей соединяются крестообразно с помощью точечной сварки на любой контактно-сварочной машине. Станок для гнутья петель с угловым сварным соединением прост в изготовлении, длина заготовок 550...880 мм (см. таблицу).

жет изготовить станок, внедрить его по месту эксплуатации, разработать технологию применения замкнутых монтажных петель и привязать ее к изделиям, выпускаемым на заводах ЖБИ, а также провести испытания изделий в заводских условиях.

За справками обращаться по адресу: 620063, Свердловск, ул. Степана Разина, 31. Свердловский филиал ППТЦ.

Надежность изгибаемых железобетонных элементов таврового сечения

В НИИЖБе исследовали надежность железобетонных изгибаемых элементов таврового сечения по аналогии с образцами прямоугольного сечения [1]. Расчеты проводили по программе «Надежность» [2]. Случайными величинами являлись прочностные материалы с теми же параметрами распределения. В ходе расчетов определяли коэффициент сочетания свойств материалов

$$K_c = \frac{M_0}{M_c} \quad (1)$$

где M_0 — момент с обеспеченностью 0,9986; M_c — момент, определенный при расчетных сопротивлениях бетона и арматуры, приведенных в СНиП 2.03.01—84*.

Всего установили более 300 значений K_c при различных сочетаниях размеров сечения и высоты сжатой зоны, классах бетона В10...В30, армированных сталью классов А-II и А-III. Результаты расчетов для бетона класса В25 и арматуры класса А-III представлены на рис. 1, где приведены зависимости коэффициента K_c от отношений высоты сжатой полки к полной высоте сечения h'_i/h , ширины полки к ширине ребра b'_i/b и высоты сжатой зоны бетона к рабочей высоте сечения $\xi = x/h_0$. Для всех сечений $h = 1,1 h_0$.

ξ фиксировали для детерминированного расчета, проводимого при указанных в СНиПе расчетных сопротивлениях материалов. Затем определяли процент армирования. В вероятностных расчетах он оставался постоянным, а ξ изменяли в зависимости от сочетания случайных реализаций прочностей материалов.

При увеличении ширины полки, т. е. при возрастании b'_i/b и сохранении в детерминированном расчете ξ (см. рис. 1), повышается процент армирования. В вероятностном расчете высота сжатой зоны тем значительно отличается от значения в детерминированном расчете, чем больше b'_i/b . Это означает, что увеличивается разброс (коэффициент вариации) высоты сжатой зоны, что ведет к росту коэффициента вариации момента, воспринимаемого сечением. Поэтому при увеличении b'_i/b надежность элемента снижается.

При повышении h'_i/h с 0 до ξ

(см. рис. 1) увеличивается процент армирования, что приводит к возрастанию коэффициента вариации момента, воспринимаемого сечением, и уменьшению надежности. При дальнейшем увеличении h'_i/h с ξ до 1 процент армирования не меняется, но возрастает число случаев, когда при различных реализациях прочностей материалов нейтральная ось проходит в полке. Это приводит к уменьшению высо-

ты сжатой зоны, возрастанию плеча внутренней пары, увеличению момента, воспринимаемого сечением, и, как следствие, к росту надежности. Таким образом, надежность таврового сечения тем меньше, чем больше его форма отличается от прямоугольной.

Как в элементах прямоугольного сечения [1], с ростом ξ надежность сначала возрастает, а затем снижается. Это объясняется тем, что при

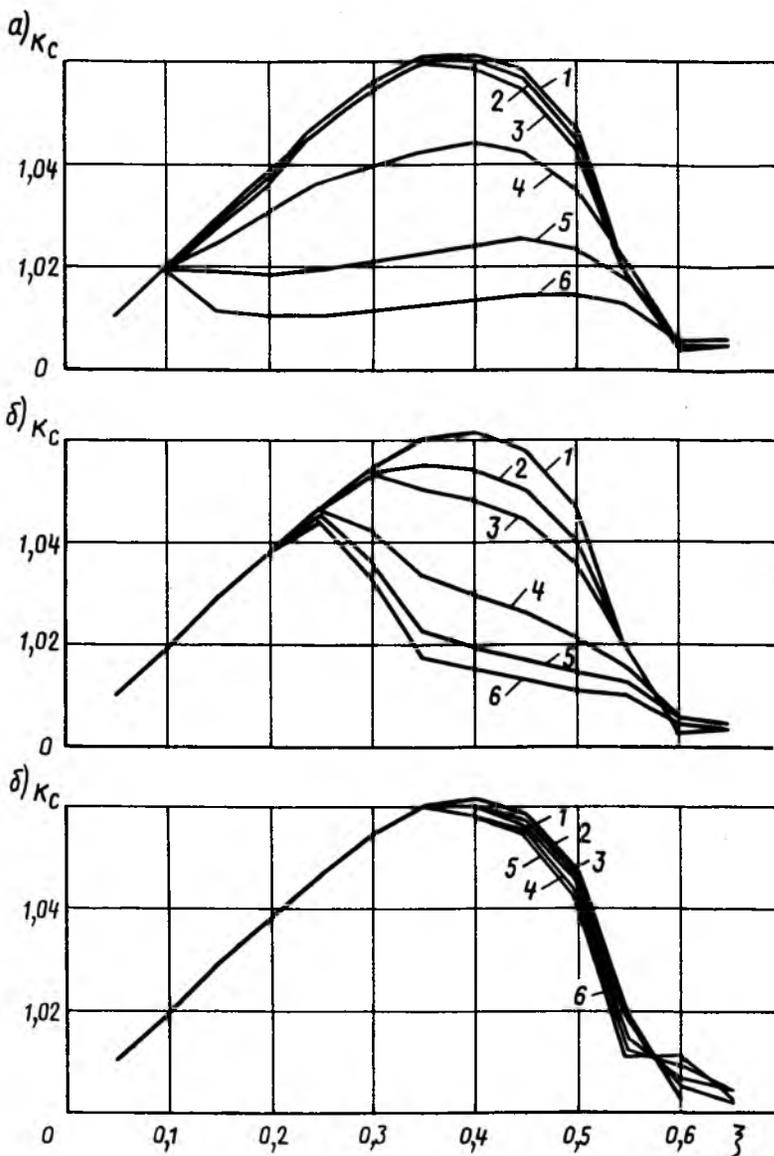


Рис. 1. K_c для изгибаемого железобетонного элемента таврового сечения с одиночным армированием

а — $h'_i/h=0,1$; б — $h'_i/h=0,3$; в — $h'_i/h=0,5$; 1...6 — $b'_i/b=1; 1,5; 2; 5; 10$ и 15

малых ξ (малых процентах армирования) прочность элемента определяется в основном прочностью арматуры. При средних ξ в работе элемента участвуют бетон и сталь. При больших ξ прочность элемента характеризуется прочностью бетона. Специфика работы таврового элемента сказывается тем заметнее, чем больше форма его сечения отличается от прямоугольной (см. рис. 1). В этих случаях с ростом ξ при переходе нейтральной оси из полки в ребро надежность элемента снижается из-за уменьшения плеча внутренней пары сил.

Выполненные исследования позволяют дать практические рекомендации, при которых оказываются примерно равнонадежными элементы таврового сечения, изготовленные из бетонов классов В10... В30, армированные арматурой классов А-II и А-III. Несущую способность нормальных сечений элементов можно увеличивать на 5%, если выполняются следующие условия. Относительная высота сжатой

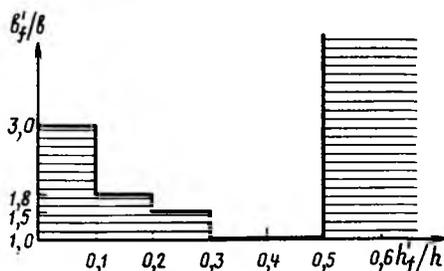


Рис. 2. Геометрические размеры таврового сечения, при которых допускается увеличение его несущей способности на 5%

зоны бетона находится в пределах Условия (3)...(5) представлены на рис. 2.

$$0,3 \leq \xi \leq 0,45 \quad (2)$$

и, кроме того,

$$\text{при любом } b_f/b, \text{ если } h_f/h \geq 0,5; \quad (3)$$

$$h_f/h \leq 1,5, \text{ если } 0,2 < b_f/b \leq 0,3; \quad (4)$$

$$h_f/h \leq 1,8, \text{ если } 0,1 < b_f/b \leq 0,2; \quad (5)$$

$$h_f/h \leq 3,0, \text{ если } b_f/b \leq 0,1. \quad (6)$$

УДК 624.073:624.012:624.92

А. П. ВАСИЛЬЕВ, д-р техн. наук, В. М. ГОРШКОВА, канд. техн. наук (НИИЖБ); Д. Н. ЛАЗОВСКИЙ, канд. техн. наук (Новополоцкий политехнический ин-т)

Работа профилированного настила в нормальном сечении монолитных плит с комбинированным армированием

Применение стального профилированного настила в качестве неизвлекаемой опалубки монолитных плит перекрытий позволяет снизить трудозатраты, повысить индустриальность и сократить сроки строительства, особенно в случаях значительных нагрузок. В настоящее время промышленность выпускает стальные профилированные настилы с выштампованными рифами Н80А—674—1,0(0,9) по ТУ 67-452—82 из стали марки СтЗкп, предназначенные для использования в качестве рабочей арматуры монолитных плит перекрытий (рис. 1). Однако для эффективной работы настила как арматуры кроме анкерующих рифов необходимы анкеры, закрепляющие его на опорах [1, 2]. В качестве опорных анкеров применяют отрезки арматуры периодического профиля, привариваемые с помощью пистолета ТЗ-1 конструкции НИИЖБа или полуавтоматического сварного устройства системы КТБ НИИЖБа через настил к металлической балке или закладной детали железобетонного элемента [3].

При значительных нагрузках, превышающих 50 кН/м^2 , одним из способов повышения эффективности монолитных перекрытий с профилированным настилом является комбинированное армирование.

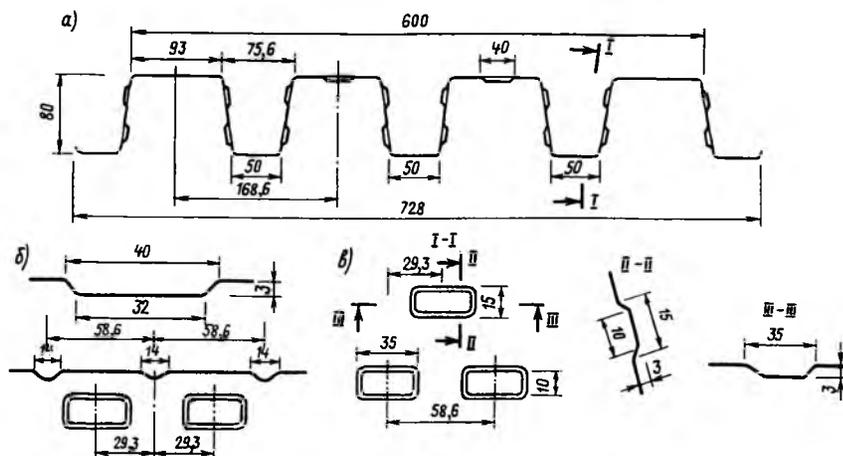


Рис. 1. Стальной профилированный настил с анкерующими рифами Н80А-674-1,0 (0,9) а — поперечное сечение настила; б — рифы на верхней полке настила; в — рифы на вертикальных стенках гофра

Выводы

Надежность изгибаемых элементов таврового сечения тем ниже, чем больше форма поперечного сечения отличается от прямоугольной.

Увеличение несущей способности изгибаемых элементов на 5% при выполнении условия (2) и одного

из условий (3)...(5) позволит сделать элементы примерно равнонадежными и добиться экономии материалов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гуша Ю. П., Краковский М. Б., Долганов А. И. Надежность изгибаемых элементов прямоугольного сечения. // Бетон и железобетон.— 1988.— № 8.— С. 20—21.
2. Краковский М. Б. Определение надежности конструкций методами статистического моделирования. // Строительная механика и расчет сооружений.— 1982.— № 2.— С. 10—13.

Гибкую арматуру устанавливают понизу, в гофрах профилированного настила, для усиления плиты в пролете поверху над настилом для восприятия опорного момента в неразрезной конструкции. При этом возникла необходимость изучения работы профилированного настила с выштампованными рифами в нормальном сечении в пролете и на средних опорах (в том числе в совместной работе с гибкой арматурой) при расположении настила со стороны растянутой и сжатой зоны плиты.

Для этого испытали однопролет-

ные (серия I), а также двухпротлетные и консольные (серия II) плиты с комбинированным армированием. Для сопоставления часть плит армировали только профилированным настилом или гибкой арматурой. Изменением толщины бетона над верхней полкой профилированного настила (60...140 мм) и площади сечения дополнительной гибкой арматуры варьировали несущую способность плит в диапазоне нагрузок 50...150 кН/м². Все плиты были армированы таким образом, что $\xi < \xi_R$.

Для обеспечения надежной анкеровки стального профилированного настила с помощью пистолета приваривали концевые анкера у опор по два в каждом гофре из арматуры $\varnothing 16$ мм А-III к пластинам, имитирующим верхнюю полку балки. Гибкая арматура располагалась в каждом гофре по одному стержню $\varnothing 8...16$ мм А-III (серия I). В качестве надопорной рабочей арматуры применяли стержневую арматуру $\varnothing 14...16$ мм А-III, а также противосадочную сетку $\varnothing 4$ ВрI (серия II).

В результате установлено, что плиты серии I разрушились по нормальному сечению в зоне действия максимального изгибающего момента вследствие текучести стального профилированного настила по всей высоте и текучести гибкой арматуры. Прочность принятой анкеровки настила и гибкой арматуры обеспечила эту возможность.

Анализ экспериментальных данных показал, что анкерующие рифы, выштампованные на стенках и полках настила, ослабляют его сечение. Тензорезисторы, наклеенные на поверхность анкерующих рифов, фиксировали деформации растяжения, значительно меньшие деформаций текучести, несмотря на то, что верхняя и нижняя полки, а также стенка между рядами рифов достигали предела текучести (рис. 2).

Для оценки влияния анкерующих рифов на работу стального профилированного настила на растяжение в нормальном сечении в предельном состоянии для всех плит вычисляли коэффициент γ_{rif} в зависимости от средних напряжений в настиле на уровне анкерующих рифов.

Следует отметить отличие γ_{rif} от принимаемого до настоящего времени коэффициента условий работы профилированного листа $\gamma_n = 0,8$, который учитывает трапециевидный характер эпюры напряжений по высоте настила. При обеспечении надежной анкеровки профилированного настила она имела прямоугольное очертание ($\gamma_n = 1$) для всех опытных плит серии I.

Расчет несущей способности

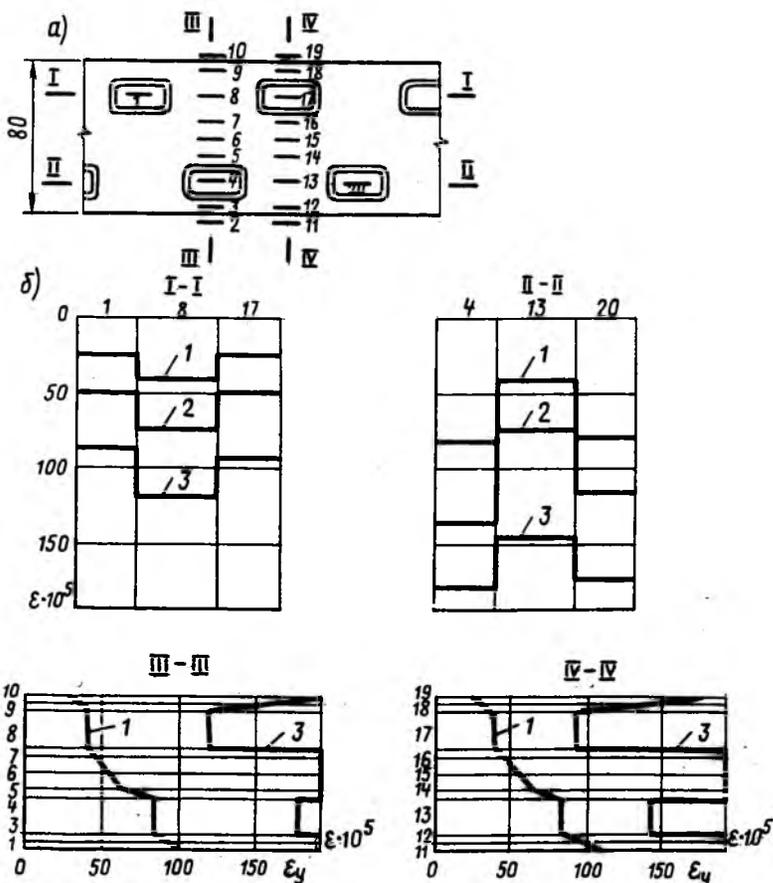


Рис. 2. Схема наклейки тензорезисторов (а) и распределение деформаций (б) по высоте стального профилированного настила с анкерующими рифами плиты с комбинированным армированием

1 — 0,48 M_{exp} ; 2 — 0,84 M_{exp} ; 3 — 0,98 M_{exp}

плит, армированных профилированным настилом с анкерующими рифами и гибкой арматурой, по методике СНиП 2.03.01—84 дает удовлетворительное совпадение с опытными данными.

Плиты серии II разрушились по нормальному сечению у моментных опор в результате текучести надопорной арматуры с последующим раздроблением бетона сжатой зоны. У плиты с надопорной арматурой в виде конструктивной сетки из проволоки Вр-I при нагрузке, составляющей около 35 % разрушающей, произошел разрыв арматуры, и далее плита работала как разрезная конструкция.

Распределение усилий в профилированном настиле в различных сечениях по длине плит серии II показывает, что до нагрузки 30...50 % разрушающей, профилированный настил работает совместно с бетоном благодаря выштампованным рифам и адгезии к бетону (рис. 3). Фактическое распределение усилий в настиле по длине плит совпадает с эпюрой моментов. При увеличении нагрузки настил у средней опоры, расположенный со стороны сжатой грани, испытывает растяжение. В

ле растягивающие усилия в связи с нарушением его сцепления с бетоном, распространяются за нулевые точки эпюры моментов. Весь настил становится растянутым. Это объясняется тем, что в пределах участка одного знака прочности анкеровки настила выштампованными рифами недостаточно для передачи растягивающих усилий на бетон. Поэтому растягивающие усилия в настиле заходят за нулевую точку эпюры моментов на участок момента другого знака, где профилированный настил должен быть сжат.

Анализ полученных результатов позволяет установить схему расчета прочности плит перекрытий по нормальному сечению при расположении стального профилированного настила со стороны сжатой грани сечения у средней опоры.

Растянутый профилированный настил в сжатой зоне на средней опоре может увеличивать или уменьшать (рис. 4) несущую способность опорного сечения в зависимости от взаимного расположения центров тяжести сжатой зоны бетона и растянутого настила

$$M = R_s A_s z_s \pm T'_n z_n,$$

где T'_n — растягивающее усилие,

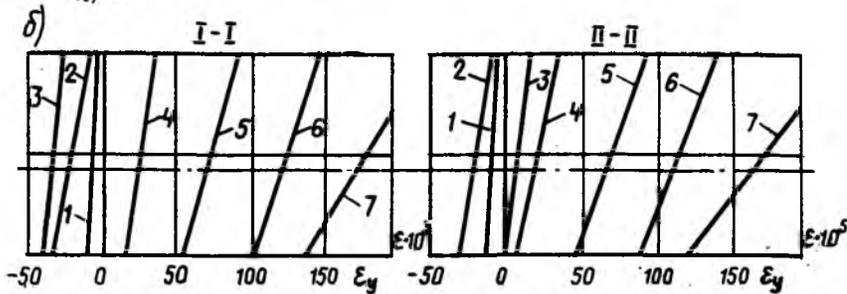
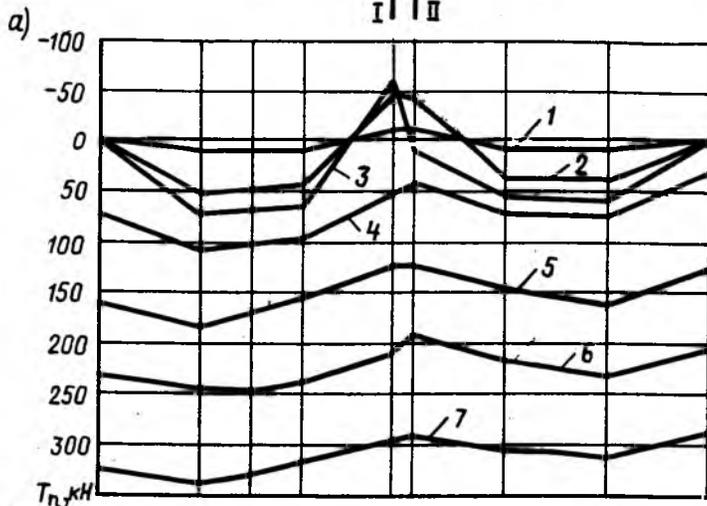
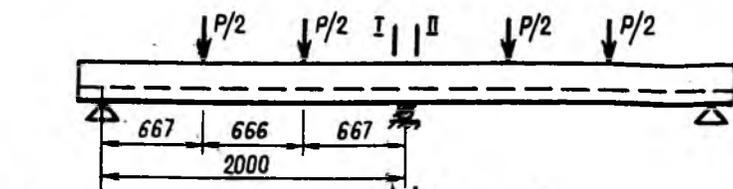


Рис. 3. Распределение усилий в профилированном настиле по длине плиты (а) и деформаций по высоте профилированного настила в сечениях у средней опоры плиты (б) 1 — 0,1 P_{exp} ; 2 — 0,25 P_{exp} ; 3 — 0,3 P_{exp} ; 4 — 0,4 P_{exp} ; 5 — 0,6 P_{exp} ; 6 — 0,8 P_{exp} ; 7 — 0,98 P_{exp}

воспринимаемое стальным профилированным настилом у средней опоры

$$T'_n = T_n - T'_{rif};$$

T'_{rif} — сопротивление сдвигу анкерирующих рифов, расположенных на участке от средней опоры до бли-

жайшей к ней сосредоточенной силы (в случае равномерно распределенной нагрузки, на длине, равной четверти пролета плиты); T_n — растягивающее усилие в профилированном настиле в пролете, которое определяется прочностью настила на растяжение или проч-

ностью его анкеровки на участке со стороны крайних опор

$$T_n = \gamma_{rif} R_n A_n = T_{an} + T_{rif};$$

T_{an} , T_{rif} подсчитывают согласно источнику [2].

Положение нейтральной оси устанавливается из условия:

$$R_b b x - T'_n - R_s A_s = 0;$$

если граница проходит в ребре

$$R_b [b_f x - (b_f - b)(h - h_f)] - T_n - R_s A_s = 0.$$

Результаты испытания и расчета прочности опытных плит по нормальному сечению на средней опоре по предлагаемой методике имеют удовлетворительное совпадение.

Выводы

Проведенными исследованиями выявлена возможность полного использования прочности дополнительной гибкой арматуры и стального профилированного настила, совместно работающих на растяжение, при обеспечении их надежной анкеровки по концам.

Прочность по нормальному сечению рекомендуется рассчитывать по СНиП 2.03.01-84, считая профилированный настил как арматуру, расположенную в его центре тяжести, и вводя к его расчетной площади коэффициент γ_{rif} .

Установлена особенность напряженного состояния профилированного настила в плитах перекрытий с двузначной эпюрой моментов. Растягивающие усилия в стальном профилированном настиле в связи с нарушением сцепления распространяются за нулевые точки эпюры моментов. Профилированный настил на средней опоре, расположенный в сжатой зоне, испытывает растяжение. Расчет прочности опорного сечения с учетом работы растянутого настила в сжатой зоне дает удовлетворительное совпадение с опытными данными.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Васильев А. П., Горшкова В. М. Конструкция и расчет монолитных перекрытий, возводимых по стальному профилированному настилу // Перекрытия по стальному профилированному настилу. — М.: НИИЖБ, 1983. — С. 3—11.
2. Лазовский Д. Н. Комбинированная анкерка стального профилированного настила в бетоне монолитных плит // Вопросы строительства и архитектуры. — Вып. 17. — Минск, 1989. — С. 24—28.
3. Игнатьев В. И., Потапов Н. А., Павлов Р. А. Технология и оборудование для монтажной сварки под флюсом стержней и оцинкованного настила к стальным конструкциям // Перекрытия по стальному профилированному настилу. — М.: НИИЖБ, 1983. — С. 26—35.

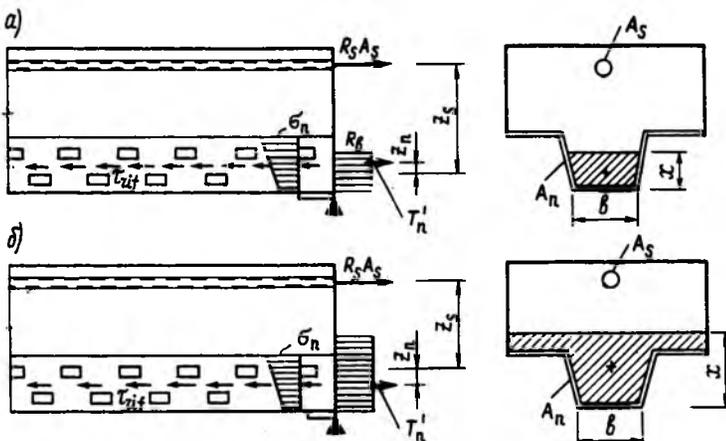


Рис. 4. Схема расчета прочности нормального сечения плит перекрытий на средней опоре при распределении профилированного настила со стороны сжатых волокон а — центр тяжести сжатой зоны бетона расположен ниже центра тяжести настила; б — то же выше центра тяжести настила

Реализация диаграмм деформирования бетона при однородном и неоднородном напряженных состояниях

Расчет железобетонных элементов на всех стадиях работы связан с уточнением параметров диаграмм деформирования бетона при однородном напряженном состоянии, разработкой и использованием методики перехода к диаграммам при неоднородном напряженном состоянии. При этом учитывают влияние на диаграммы бетона градиентов напряжений и деформаций [1], скорости деформирования, деформаций ползучести [2], масштабного фактора и др.

Нелинейные диаграммы деформирования обычного бетона в источнике [2] представлены в виде

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b \hat{\nu}_b}, \quad (1)$$

где ν_b — коэффициент упругости бетона, устанавливаемый по диаграммам осевого сжатия (рис. 1); $\hat{\nu}_b$ — коэффициент ν_b в вершине диаграммы

$$\hat{\nu}_b = \frac{\hat{\sigma}_b}{E_b \hat{\varepsilon}_b};$$

$\hat{\sigma}_b$ — максимальное напряжение в бетоне в вершине диаграммы: $\hat{\sigma}_b = R_b$ при обработке экспериментов, $\hat{\sigma}_b = R_{b,ser}$ при расчете по предельным состояниям второй группы, $\hat{\sigma}_b = R_b$ при расчете по предельным состояниям первой группы; $\hat{\varepsilon}_b$ — относительные деформации в вершине диаграммы осевого сжатия бетона:

$$\hat{\varepsilon}_b = \bar{\varepsilon}_R;$$

$$\hat{\varepsilon}_{b,ser} = \bar{\varepsilon}_R - \frac{0,28 R_{b,ser}}{E_b};$$

$$\hat{\varepsilon}_b = \bar{\varepsilon}_R - \frac{1,28 R_{b,ser} - R_b}{E_b};$$

$\bar{\varepsilon}_R$ — средние деформации при осевом сжатии бетона: по СНиП 2.03.01—84 $\bar{\varepsilon}_R = 2^{\circ}/\infty$; ε_k — деформации сжатия на нисходящей ветви (при $\sigma_b/R_{b,ser} = 0,85$): $\varepsilon_k = 2,7...3,6^{\circ}/\infty$ [3].

Коэффициенты упругости бетона на восходящей ветви

$$\nu_{b,ser} = \hat{\nu}_b + (\nu_b^{(1)} - \hat{\nu}_b) \times \sqrt{1 - e_1^{(1)} \eta - e_2^{(1)} \eta^2}, \quad (2)$$

где $\nu_b^{(1)} = 1$; $e_1^{(1)} = 1,4 - 0,175 \frac{R_{b,ser}}{R_0} \leq 2$;

$$e_2^{(1)} = 1 - e_1^{(1)}; R_0 = 10 \text{ МПа};$$

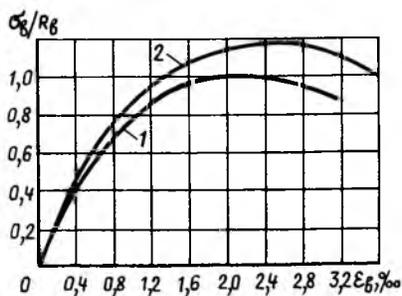


Рис. 1. Диаграммы деформирования бетона при однородном (1) и неоднородном (2) напряженном состоянии

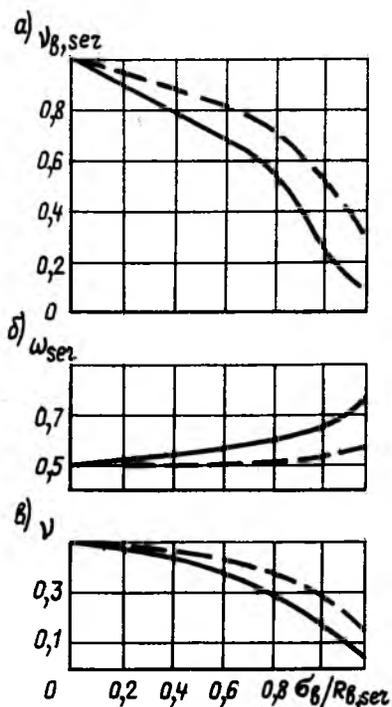


Рис. 2. Зависимости коэффициентов упругости $\nu_{b,ser}$ (а), полноты эпюры напряжений ω_{ser} (б) и упругопластичности ν (в) от $\sigma_b/R_{b,ser}$ для бетонов классов Б15 (—) и Б60 (---)

на нисходящей ветви

$$\nu_{b,ser} = \hat{\nu}_b - (\nu_b^{(2)} - \hat{\nu}_b) \times \sqrt{1 - e_1^{(2)} \eta - e_2^{(2)} \eta^2}, \quad (2')$$

где $\nu_b^{(2)} = 2,05 \hat{\nu}_b$; $e_1^{(2)} = 0,2 + 0,188 \times$

$$\times \frac{R_{b,ser}}{R_0} \leq 2; e_2^{(2)} = 1 - e_1^{(2)}.$$

Расчетные и экспериментальные значения коэффициентов $\nu_{b,ser}$ в зависимости от $\sigma_b/R_{b,ser}$ для бетонов классов В15...В60 приведены на рис. 2.

Коэффициенты полноты эпюры напряжения ω_{ser} определяли по формуле трапеций

$$\int_0^x y dx = \frac{h}{2} (y_0 + 2y_1 + 2y_2 + \dots + 2y_n), \quad (3)$$

где y_0, y_1, \dots, y_n — значения интегрируемых функций:

на восходящей ветви

$$y_1 = \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} \left[2 \frac{\varepsilon_b}{\hat{\varepsilon}_{b,ser}} - \left(\frac{\varepsilon_b}{\hat{\varepsilon}_{b,ser}} \right)^2 \right],$$

на нисходящей ветви

$$y_2 = 1 - 0,15 \frac{\varepsilon_b - \hat{\varepsilon}_{b,ser}}{\varepsilon_k - \hat{\varepsilon}_{b,ser}}.$$

Высоту сжатой зоны разбивали на 10...15 равных частей ($h = x/10$). Например, при $\varepsilon_b/\hat{\varepsilon}_{b,ser} = 0,1$ для бетона класса В15 $\omega_{ser} = 0,51$, а В60 — $\omega_{ser} = 0,5$.

При $\varepsilon_b/\hat{\varepsilon}_{b,ser} = 0,5$ коэффициенты ω_{ser} равны 0,55 и 0,52.

Коэффициенты $\omega_{ser} = 0,85 - 0,005 R_{b,ser}$ близки к ω_{ser} , определенным по формуле (3) для бетона В15 составляют 0,79, а для бетона класса В60 — 0,59. Значения ω_{ser} , подсчитанные по зависимости (3) выше расчетных по выражениям (2), (2') на 6...11 % (см. рис. 2).

Произведения коэффициентов $\nu_{b,ser}, \omega_{ser}$, равные коэффициентам упругопластичности ν , приведены на рис. 2. Значения ν на восходящей ветви уменьшаются для бетона класса В60 с 0,5 до 0,29, и на нисходящей ветви с 0,29 до 0,18. Для бетона класса В15 на восходящей ветви $\nu = 0,5...0,16$, на нисходящей $\nu = 0,16...0,07$. При $\sigma_b/R_{b,ser} = 1...0,85$ для других классов $\nu = 0,29...0,07$. В конструкциях коэффициенты ν зависят от реализуемой длины нисходящей ветви диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$, деформаций $\hat{\varepsilon}_b, \varepsilon_k$, классов бетона и арматуры, ее содержания и др. В изгибаемых элементах [4] с низкой прочностью бетона и высокими коэффициентами армирования рано проявляются неупругие деформации бетона и задолго до предельного состояния ν уменьшается до 0,2. В элементах с прочностью бетона 40...20 МПа $\mu = 0,79...0,9\%$ и $R_s = 575...842$ МПа при $\sigma_b/R_{b,ser} = 1, \nu_{ser} = 0,32...0,28$. Из сравнения видно, что в изгибаемых и внецентренно сжатых элементах и признаком отмечаются близкие коэффициенты ν_{ser} [5]. При максимальном изгибающем моменте M_{max} бетон работает на разном уровне нисходящей ветви или до вершины диаграммы. Неоднородное напряженно-деформированное

состояние изгибаемых и внецентренно сжатых элементов (разные высоты сжатой зоны x , повышенные деформации на сжатой грани и др.) позволяют предположить, что в них реализуются диаграммы сжатия бетона с другими параметрическими точками $\hat{\epsilon}_b, \epsilon_k, \hat{\sigma}_b^H$.

При испытании образцов с перемычками [1] получены диаграммы деформирования бетона при неоднородном напряженном состоянии (при разных градиентах деформаций, получаемых при изменении углов наклона граней и длин перемычек). Диаграммы при неоднородном напряженном состоянии отличаются от диаграмм при однородном напряженном состоянии напряжениями $\hat{\sigma}_b^H = \kappa_\sigma R_b$ и деформациями $\hat{\epsilon}_b^H = \hat{\epsilon}_b \kappa_\sigma^2$ (κ_σ — переменный коэффициент повышения призмной прочности: $\kappa_\sigma = 1,2944 + 0,2352 \ln \frac{\hat{\epsilon}_b^H}{\epsilon_b} \leq 1,2$; $\hat{\epsilon}_b^H$ определяют на вершине экспериментальных диаграмм $Ne - \epsilon_b, M - \epsilon_b$ или принимают равными ϵ_k [3]; x — средняя высота сжатой зоны изгибаемых элементов).

Конфигурацию и длину восходящих и нисходящих ветвей $\hat{\epsilon}_b^H, \hat{\sigma}_b^H, \epsilon_k$ корректируют, например коэффициентом k [3]

$$\frac{\hat{\sigma}_b^H}{\kappa_\sigma R_b} = \frac{k \frac{\hat{\epsilon}_b^H}{\hat{\epsilon}_b} - \left(\frac{\hat{\epsilon}_b^H}{\hat{\epsilon}_b}\right)^2}{1 + (k-2) \frac{\hat{\epsilon}_b^H}{\hat{\epsilon}_b}}, \quad (4)$$

$$\text{где } k = \frac{\hat{\sigma}_b^H}{E_b \hat{\epsilon}_b^H}$$

Величины ϵ_k (см. рис. 1), принимаемые по результатам испытания изгибаемых или внецентренно сжатых элементов, требуют статистической оценки. Диаграммы $\sigma_b - \epsilon_b$ и $\hat{\sigma}_b^H - \hat{\epsilon}_b^H$ (см. рис. 1) подобны, коэффициенты полноты эпюры напряжений ω_{ser} близки, так как соотношения деформаций $\epsilon_b / \hat{\epsilon}_b^H$ и $\hat{\sigma}_b^H / \hat{\epsilon}_b^H$ аналогичны. Напряжения на вершине диаграммы $\hat{\sigma}_b^H - \hat{\epsilon}_b^H$ ($\hat{\sigma}_b^H = (1,05...1,2) R_b$ и соответствующие им деформации $\hat{\epsilon}_b^H \leq (1...1,3) \hat{\epsilon}_R$ отличаются. Различия величин $\omega_{ser}, \hat{\sigma}_b^H$ и длины реализуемых нисходящих ветвей объясняется разными классами бетона и арматуры, их сочетанием, процентами армирования, эксцентриситетами приложения нагрузки, разной гибкостью и др. При классах бетона В10...В30, $\mu < \mu_R$ в сжатой зоне изгибаемых элементов реализуется нисходящая ветвь, $\kappa_\sigma = 1,05...1,2$ [5]. В высокопрочных бетонах классов В35...В50 при $\mu < \mu_R$ коэффициент полноты эпюры напряжений не превышает 0,66, нисходящая ветвь реализуется частично из-за преждевременной текучести арматуры, уменьшения высоты сжатой зоны и разрушения бетона. В этих же бетонах, но при

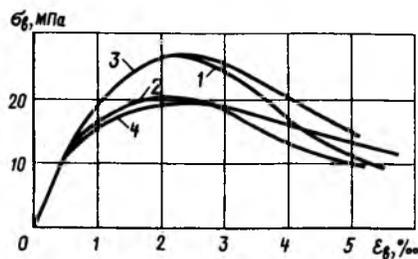


Рис. 3. Влияние скорости деформирования на параметрические точки диаграмм $\sigma_b - \epsilon_b$
1 — при скорости деформирования $1^\circ/00/4$ (опыты автора); 2 — то же $1^\circ/00/30$ мин; 3 — то же $1^\circ/00/10$ ч (опыты автора); 4 — то же $1^\circ/00/15$ ч

$\mu > \mu_R$ $\kappa_\sigma = 1,05...1,2$ нисходящая ветвь реализуется благодаря упругой работе арматуры при значительной высоте сжатой зоны ($\xi > 0,52$). Было также установлено, что реализация нисходящей ветви до деформаций $\epsilon_k = 2,6^\circ/00$ увеличивает сжимающее усилие, удлинение ее до 3,5% снижает $[N_b]$ на 4,2...8%. При высоких градиентах деформаций ϵ_{R1} могут достигать $1,4 \epsilon_R$. При больших высотах сжатой зоны ($x > 15$ см), низких градиентах деформаций одновременно влияет и масштабный фактор $\hat{\epsilon}_b^H \rightarrow \hat{\epsilon}_b$.

Использование диаграмм $\hat{\sigma}_b^H - \hat{\epsilon}_b^H$ позволяет уточнить параметры эпюр напряжений $\omega, \beta_x, \sigma_b, \kappa_b$ плечо внутренней пары z_b и достоверно характеризовать напряженно-деформированное состояние на всех стадиях работы элементов. Использование диаграмм $\hat{\sigma}_b^H - \hat{\epsilon}_b^H$ снижает до 5...16%, что согласуется с известным соотношением

$$\left(\frac{\hat{\sigma}_b^H}{\sigma_b}\right)^2 \approx \frac{\hat{\epsilon}_b^H}{\epsilon_b} \quad (5)$$

В работе [6] коэффициенты упругопластичности

$$\nu = 0,5 - 0,25 \left(\frac{\sigma_b}{R_b} - 0,3 \right) \quad (6)$$

а также предпосылки и допущения при их выводе неточны: коэффициенты $\omega = 0,5...0,643$ ниже полученных по формуле для определения ω_{ser} в начале нагружения (при $\sigma_b / R_b, ser \leq 0,3$) коэффициенты $\nu \neq 1$, что не соответствует рис. 2; произведение неточных коэффициентов $\nu_b \omega$ дает завышение ν ($0,5...0,321$).

Проанализировали влияние скорости деформирования, отличные от принятых в испытании. По экспериментальным данным $R_{асч}, C_{hr}$, приведенным в источнике [2], при уменьшении скорости деформирования в 30 раз ϵ_R возросла с 2,1 до $2,7^\circ/00$ прочность на вершине диаграммы снизилась на 9%. В опытах автора при уменьшении скорости деформирования в 10 раз ϵ_R возросла с 2 до $2,4^\circ/00$ при сохра-

нении первоначальной прочности (рис. 3). Более пологая нисходящая ветвь приводит к большей конечной деформации на каждом уровне напряжений, что увеличивает ω , зависящую от ϵ_k / ϵ_b . Коэффициенты упругости уменьшаются и на вершине диаграммы составляют $(0,9...0,65) \nu_b$ при эталонном режиме деформирования. Однако на нисходящей ветви его снижение замедляется (см. рис. 3). Параметрические точки ϵ_R, ϵ_k и коэффициенты ν_b, ω, ν , зависящие от скорости деформирования и других факторов, переменны. Их значения могут быть получены по источнику [2].

Выводы

Полученные диаграммы деформирования бетона при неоднородном напряженном состоянии $\hat{\sigma}_b^H - \hat{\epsilon}_b^H$ позволяют рассчитывать изгибаемые и внецентренно сжатые конструкции по I и II группам предельных состояний.

Характеристики параметрических точек диаграмм переменны, их предлагается определять в зависимости от градиентов деформаций.

Методика перехода от диаграмм при однородном напряженном состоянии к диаграммам при неоднородном напряженном состоянии включает нахождение коэффициентов по диаграмм ν_b, κ_σ , характеристик эпюр напряжений ω, β_x .

Трансформирование диаграмм производят с помощью коэффициента K зависимости ЕКБ — ФИП.

Приведенные примеры показывают неоднозначную связь длины реализованных нисходящих ветвей с высотой сжатой зоны x , коэффициентами армирования μ , классами бетона и арматуры, эксцентриситетами e и др.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Узун И. А. Градиенты деформаций и напряжений в сжатой зоне бетона // Изв. вузов. Сер.: Стр-во и архитектура. — 1989. — № 4. — С. 1—5.
2. Карпенко Н. И., Мухамедиев Т. А., Петров А. Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1986. — С. 7—25.
3. Кодекс-образец ЕКБ — ФИП / Для норм по ЖБК. — Т. 11. — Евро-международный комитет по бетону. — М.: 1984. — С. 263.
4. Коквин О. А. Деформации изгибаемых и внецентренно сжатых элементов при кратковременной действующей нагрузке в стадиях, близких к разрушению // Прочность и жесткость железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1968. — С. 107—125.
5. Узун И. А. Напряжения в сжатой зоне бетона // Изв. вузов. Сер.: Стр-во и архитектура. — 1987. — № 3. — С. 8—15.
6. Осипов В. К., Акопов В. Г. Определение коэффициента упругопластичности бетона сжатой зоны // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 36—37.

П. И. КРИВОШЕЕВ, Л. Ф. ВОЗНЕСЕНСКИЙ, В. И. КРЕТОВ, кандидаты техн. наук,
А. В. ЧЕМЕР, О. А. КОЗОДОЙ, инженеры (НИИСК)

Влияние температурных климатических воздействий на трещиностойкость коробчатых настилов воздуховодов

Конструкции коробчатых настилов с крупногабаритными пустотами все более широко применяют при строительстве одно- и многоэтажных зданий промышленного и гражданского назначения. Эффективность коробчатых настилов обусловлена прежде всего их использованием в качестве воздуховодов с размещением в толще перекрытий систем инженерного обеспечения.

Такие решения были проверены при строительстве производственных зданий с коробчатыми настилами размерами $3 \times 0,9 \times 18$ и $2 \times 0,9 \times 18$ м (рис. 1). Общая площадь объектов, построенных с применением 18-метровых коробчатых настилов, составила свыше 500 тыс. м².

Как показал опыт, при проектировании зданий с коробчатыми настилами-воздуховодами необходимо учитывать влияние климатических температурных воздействий, особенно в монтажной стадии строительства. Эти вопросы были проанализированы на примере строительства двухэтажного здания Производственно-коврового объединения в Бресте (рис. 2). Размер здания в плане 54×218 м (4 температурных блока по 54 м каждый), сетка колонн первого этажа 9×6 , второго — 18×6 м.

При обследовании этого объекта после строительно-монтажных работ были обнаружены сквозные трещины в крайних стенках и нижней полке коробчатых настилов покрытия, состыкованных на ригелях средних рам каркаса по осям В и Д. Трещины располагались в зоне опорных закладных деталей, приваренных к закладным деталям ригелей (рис. 3). Длина вертикальных трещин в стенках настилов составила в среднем 50...60 см, ширина их раскрытия в нижней зоне достигала 3 мм. В средних стенках настилов, не приваренных к ригелям, трещины не обнаружены.



Рис. 1. Строительство двухэтажного производственного здания с 18-метровыми коробчатыми настилами-воздуховодами (Брест)

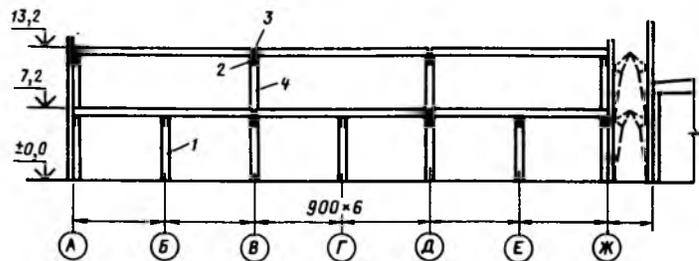
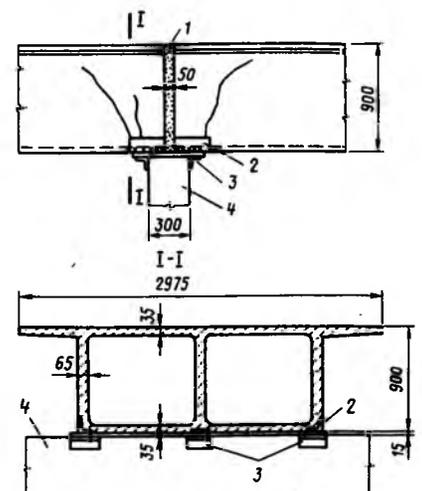


Рис. 2. Конструктивная схема здания с 18-метровыми коробчатыми настилами-воздуховодами

1 — промежуточная колонна; 2 — ригель пролетом 6 м; 3 — стык настилов-воздуховодов; 4 — двухэтажная колонна

Рис. 3. Картина образования нормальных трещин в опорной зоне настилов, состыкованных над средними ригелями

1 — стык замоноличивания; 2 — стальная подкладка с уголками усиления; 3 — закладная опорная деталь; 4 — ригель



В ходе обследования было установлено, что основной причиной образования трещин являются усилия от температурных климатических воздействий. Эти усилия возникали при максимальных летних температурах после интенсивного нагрева верхней поверхности настилов покрытия, не защищенных кровлей от воздействия солнечной радиации.

* Буракас А. И., Кривошеев П. И., Чемер А. В. Эффективные конструкции многоэтажных зданий. — Киев: Будівельник, 1985. — 87 с.

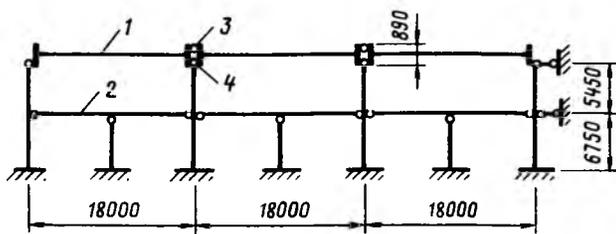


Рис. 4 Расчетная схема поперечной рамы каркаса на температурные климатические воздействия

1 — настил покрытия; 2 — то же перекрытия; 3 — упругая связь, имитирующая шов замоноличивания; 4 — то же стальную опорную пластину

Для уточнения характера работы конструкций каркаса и покрытия в данных условиях проанализировали воздействия двух основных температурных факторов: разности сезонных температур Δt^T и перепада температуры ν по сечению коробчатых настилов. Расчетная схема поперечника здания была принята в виде рамно-стержневой системы с шарнирным присоединением межколонных настилов (ригелей) к колоннам (рис. 4). При этом конструктивные особенности настилов покрытия, образующих систему трехпролетных воздухопроводов с замоноличенными стыками были учтены введением двойных шарнирных связей по осям В и Д, расположенных в уровне верхней полки и опорной закладной детали.

Жесткостные характеристики стоек и ригелей каркаса подсчитывали применительно к элементам условно выделенной полосы здания шириной 3 м, т. е. по габариту верхней полки одного настила. Шарнирные связи между настилами покрытия учитывали одновременно жесткостными характеристиками, при помощи которых имитировалась деформативность швов замоноличивания и стальных опорных пластин.

Раму рассчитывали на температурные воздействия, соответствующие расчетным температурам для Бреста, в период строительства по СНиП 2.01.07—85 с помощью автоматизированной программы методом конечного элемента. В качестве температурного перепада принимали разность температуры нагрева на освещенной солнцем поверхности и температуры в тени. При этом нормативные значения перепада температур уточняли в соответствии с данными календарного графика замоноличивания стыков настила в температурных блоках I...IV корпуса Производственно-коврового объединения.

По данным метеосводки максимальные температуры в Бресте были зафиксированы в июне: температура на освещенной солнцем поверхности достигала 50, в тени 25 °С, т. е. максимальный температурный перепад достигал 25 °С. В расчете температурный перепад принимали уменьшенным на величину начального температурного перепада в период замоноличивания стыков настила. Эта величина

оказалась равной: для температурных блоков I...II около 15, а для блоков III...IV — 3...8 °С. Таким образом, расчетные значения температурных перепадов ν , которые задавались в качестве нагрузки температурного воздействия, составили для настилов, расположенных в I...II блоках 10, а в III...IV 17...22 °С. Максимальное значение сезонного изменения температуры по отношению к начальной температуре замыкания стыков настилов составило 47 °С.

Расчеты поперечника здания на эти два вида температурных климатических воздействий свидетельствуют о том, что именно воздействие температурного перепада приводит к появлению в опорных сечениях настилов покрытия значительных изгибающих моментов (до 430 кН·м), на порядок превышающих усилия от изменения сезонных температур. Это обусловлено конструктивными особенностями настилов, которые можно рассматривать как трехслойные конструкции, поскольку верхняя и нижняя полки разделены воздушной прослойкой. Последняя в определенной мере выполняет функции теплоизолятора, поэтому при кратковременном интенсивном нагреве верхней поверхности настила нижняя потолочная поверхность практически не нагревалась, из-за чего перепад температур между верхней и нижней полками был значительным. Именно при таких условиях наблюдается температурный изгиб конструкций, который в стесненных условиях неразрезной многопролетной системы настилов-воздуховодов сопровождается развитием значительных усилий, достигающих 430 кН·м.

В то же время момент трещиностойкости настилов покрытия в сечениях по граням опирания на средние ригели составил 245 кН·м. При этом учитывали такие факторы, как наличие технологического отверстия в нижней полке, усилие предварительного обжатия в сечении с трещиной, фактические прочностные характеристики бетона и др.

Из сопоставления моментов, воспринимаемых опорными сечениями настилов, и моментов от температурных воздействий следует, что наиболее вероятной зоной образования трещин в настилах покры-

тия являются температурные блоки III...IV, в пределах которых температурные перепады вызывают появление опорных моментов, превышающих трещиностойкость расчетных сечений в 1,2...1,6 раза. Действительно, при обследовании конструкций покрытия здания объединения было установлено, что большинство настилов в III...IV блоках имели трещины в сечениях по граням средних опор. Таким образом, выполненные расчеты подтвердили температурный характер образования нормальных трещин на опорах с замоноличенными стыками.

Для предотвращения таких явлений были разработаны рекомендации по монтажу коробчатых настилов и замоноличиванию стыков, которые необходимо предусматривать в проектах производства работ при строительстве объектов с аналогичными конструкциями. При монтаже настилы следует приваривать к ригелям только с одной стороны, с другой настилы опираются свободно. Затем выполняются работы по замоноличиванию стыков и устройству кровли с утеплителем и в последнюю очередь — приварку настилов к ригелям со стороны свободно опертых торцов, где таковая отсутствует.

Выводы

Обследование здания Производственно-коврового объединения в Бресте с покрытием из 18-метровых коробчатых настилов-воздуховодов и анализ их напряженно-деформированного состояния при температурных климатических воздействиях показали, что температурные усилия, возникающие в настилах, не защищенных от солнечной радиации или других тепловых факторов, в некоторых случаях могут привести к образованию нормальных трещин в опорных сечениях настилов. Для предотвращения таких явлений при строительстве аналогичных объектов с применением коробчатых настилов рекомендуются мероприятия, предусматривающие определенную последовательность выполнения строительных работ при замоноличивании стыков настилов, устройстве кровли и других работах.

УДК 666.97.033.17

П. А. БЕРГ, инж. (Нижнетагильский завод ЖБИ № 2); Т. Г. ЯНЦЕН, канд. техн. наук (филиал Уральского политехнического ин-та)

Уплотнение бетонной смеси центрифугированием

Технология центробежного формирования бетонных и железобетонных изделий кольцевого сечения известна давно и довольно широко применяется на практике. Однако теоретических исследований и научных разработок в этой области явно недостаточно.

В отличие от известных работ [1, 2] за основу расчетов уплотнительных оборотов принято не давление, а центробежное ускорение, введены понятие интенсивности уплотнения — скорости отжатия части воды затворения, а также новый параметр режима центрифугирования — разгон центрифуги.

Центробежному уплотнению в бетонной смеси поддается только цементное тесто, из которого при центрифугировании отжимают часть излишней воды затворения. При этом подразумевается отсутствие каких-либо пустот (раковин). В результате отжатия части излишней воды затворения отмечается значительный прирост прочности по сравнению с виброуплотненным, учитываемый обычно коэффициентом центрифугирования, который на практике обычно принимают равным 1,3...1,4. При снижении водоцементного отношения резко повышается водонепроницаемость.

Теория центробежного уплотнения бетонной смеси фактически сводится к изучению закономерностей снижения V/C цементного теста. В результате исследования этой закономерности построили графики (рис. 1), отличающиеся водопотребностью цемента (коэффициентом нормальной густоты) [1]. При изменении $V/C_{нач}$ от $K_{н.г.}$ до $1,65 K_{н.г.}$, $V/C_{ост}$ меняется в пределах $(0,95...1,12) K_{н.г.}$. В случае дальнейшего увеличения $V/C_{нач}$ $V/C_{ост}$ остается неизменным $(1,12 K_{н.г.})$. Это объясняется тем, что при $V/C_{нач} > 1,65 K_{н.г.}$ система «вода — цемент» представляет суспензию, в которой отсутствуют структурные связи между твердыми частицами, и отжатие воды происходит по законам осаждения.

После появления структурных связей между твердыми частицами

($V/C_{нач} \leq 1,65 K_{н.г.}$) отжатие воды подчиняется законам фильтрации, оставляя капиллярные радиальные фильтрационные промоины, имеющие по теоретическим предположениям коническую форму с расширением сечения к внутренней поверхности уплотняемого слоя. После окончания уплотнения эти радиальные промоины заполнены водой и только слегка закупорены осадками шлама. Оставшаяся в промоинах вода ухудшает общий показатель $V/C_{ост}$ и, следовательно, снижает прочность и водонепроницаемость. Теоретически предполагаемая коническая форма фильтрационных промоин подтверждается также тем, что качество центробежного уплотнения зависит от толщины уплотняемого слоя (эффект многослойного центрифугирования) [1]. Общий относительный объем промоин при прочих равных условиях связан с сечением конической промоины в основании. А он зависит как от общего относительного количества воды, отжатой через эти промоины (см. рис. 1), так и от интенсивности этого отжатия. Графики, приведенные на рис. 1, были получены при

неизменных параметрах центрифугирования. Учитывая возможность их вариации, зависимость $V/C_{ост}$ от $V/C_{нач}$ (при $K_{н.г.} = const$) можно изобразить в виде пучка ломаных линий (рис. 2). Следовательно, для достижения максимальной эффективности уплотнения не следует ограничивать интенсивность центрифугирования, а лимитировать интенсивность разгона.

Интенсивность центрифугирования характеризуется центробежным ускорением [3]

$$a_n = \omega^2 R, \quad (1)$$

где ω — угловая скорость; R — радиус центрифугирования. Иногда это ускорение называют напряжением центробежного силового поля. Интенсивность центрифугирования можно выразить и числом оборотов в 1 мин n , но при этом следует обязательно указывать радиус центрифугирования. Если угловую скорость выразить через число оборотов, формула примет вид

$$a_n = \frac{\pi^2 R n^2}{900} \approx \frac{1,1 R n^2}{100}. \quad (2)$$

В производственных условиях удобнее использовать внутренний радиус формуемого изделия, а при лабораторных расчетах — средний. Интенсивность уплотнения бетонной смеси характеризуется скоростью отжатия излишней воды затворения и зависит от многих факторов, которые необходимо учитывать при определении уплотнительных чисел оборотов и особенно тщательно при установлении продолжительности уплотнения. Интенсивность изменяется от максимума в начале уплотнения до значения, близкого к нулю, в конце процесса. Но именно в момент максимальной скорости отжатия воды практически формируется сечение промоин (рис. 3). Следовательно, для снижения относительного объема промоин при неизменном относительном количестве отжимаемой воды необходимо обеспечить более равномерную скорость отжатия воды в течение всего процесса. Практически этого достигают снижением интенсивности разгона центрифуги.

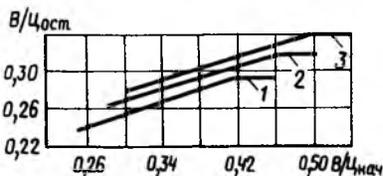


Рис. 1. Зависимость $V/C_{ост}$ от $V/C_{нач}$ при различных режимах центрифугирования и $K_{н.г.} = 1,65$: 1 — P_H , $\Gamma = 0,25$; 2 — K_H , $\Gamma = 0,28$; 3 — K_H , $\Gamma = 0,3$

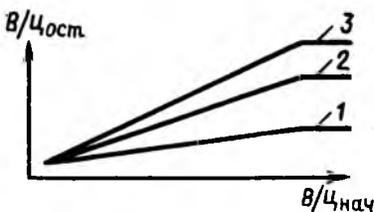


Рис. 2. Зависимость $V/C_{ост}$ от $V/C_{нач}$ при различных режимах центрифугирования и $K_{н.г.} = 1,65$: 1 — Γ_1 ; 2 — P_2 ; 3 — P_3

При прочих равных условиях интенсивность уплотнения прямо пропорциональна интенсивности центрифугирования. В производственных условиях установлено, что интенсивность уплотнения обратно пропорциональна толщине уплотняемого слоя в степени 1,6. При уплотнении любой смеси отстойным центрифугированием важным является наличие разности плотностей твердых и жидкой составляющих. Интенсивность уплотнения прямо пропорциональна этой разности. Усредненная плотность твердых составляющих бетонной смеси

$$\gamma_r = (\text{Ц} + \text{Щ} + \text{П}) : \left(\frac{\text{Ц}}{\gamma_{\text{ц}}} + \frac{\text{Щ}}{\gamma_{\text{ш}}} + \frac{\text{П}}{\gamma_{\text{п}}} \right), \quad (3)$$

где Ц, Щ, П — расход цемента, щебня, песка на 1 м³ смеси; $\gamma_{\text{ц}}$, $\gamma_{\text{ш}}$, $\gamma_{\text{п}}$ — плотность цемента, щебня и песка.

Разность твердых и жидкой составляющих бетонной смеси $\gamma_r - 1$. Для применяемых в центробежной технологии тяжелых бетонных смесей эта разность более или менее постоянная — 1,72...1,75 кг/л. В производственных условиях удобнее пользоваться плотностью виброуплотненных контрольных образцов исходной смеси, так как она является функцией этой разности.

Несложные математические расчеты показали, что

$$\gamma_r - 1 = 0,58 \gamma_b^{1,7}, \quad (4)$$

где γ_b — плотность виброуплотненных образцов.

При загрузке смеси во вращающуюся форму очень важно точно рассчитать минимально допустимые загрузочные обороты, так как при завышенных оборотах наблюдается получение слоеной структуры центрифугированного бетона с резким снижением качественных показателей. Теоретическим условием для определения минимально допустимых загрузочных оборотов, исключающим обрушение, является обязательное соблюдение неравенства $a_n > g$. Но при загрузке очередной порции масса смеси не мгновенно вовлекается в процесс вращения, да и сама вращающаяся система испытывает некоторое торможение ввиду преодоления инерции массы порции. Эти явления зависят от пластичности массы, степени армирования изделия, толщины его стенки, а также относительной массы загружаемой порции. Загрузочные обороты предлагается определять по эмпирической формуле

$$n_1 = \frac{40h^{0,1} S^{0,2}}{R^{0,5} m^{0,2} \gamma_r^{1,1}}, \quad (5)$$

где h — толщина стенки изделия;

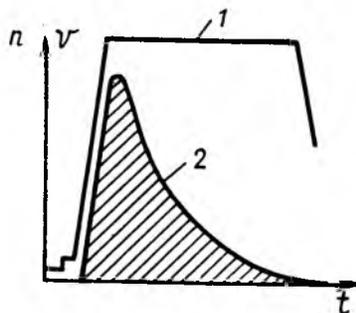


Рис. 3. Схема числа оборотов и интенсивности уплотнения во время процесса центрифугирования при обычных режимах 1 — число оборотов; 2 — интенсивность отжатия воды; заштриховано количество отжатой воды

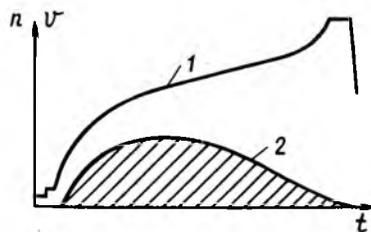


Рис. 4. Схема числа оборотов и интенсивности уплотнения при режиме с замедленным разгоном центрифуги. Условные обозначения см. рис. 3

S — пластичность смеси по осадке стандартного конуса; R — внутренний радиус изделия; m — число загружаемых порций на изделие; i — степень армирования; $i=1$ (один каркас), $i=2$ (двойной).

Время между загрузками очередных порций следует ограничить до 2...3 мин. По возможности рекомендуется ускорить общий процесс загрузки во избежание начала схватывания бетона до окончания уплотнения. Для обеспечения равномерного распределения смеси по форме необходимо 2...3 мин после окончания загрузки вращать форму на распределительных оборотах

$$n_2 = \frac{60}{R^{0,5}}, \quad (6)$$

Весьма эффективно во время распределения смеси по форме кратковременное подключение источника вибрации к вращающейся системе, что позволяет применять более жесткие смеси.

Уплотнительные числа оборотов форм

$$n_3 \geq \frac{9,6 a_n^{0,5}}{R^{0,5}} \approx 10 \left(\frac{a_n}{R} \right)^{0,5}, \quad (7)$$

где a_n — оптимальная интенсивность центрифугирования.

Минимальное значение интенсивности центрифугирования

$$a_n \geq \frac{560}{\gamma_r - 1} = \frac{965}{\gamma_b^{1,7}}, \quad (8)$$

На свободнорольковых центрифугах интенсивность центрифугирования, как правило, определяется качеством динамической балансировки форм. Для ременных центрифуг ее можно увеличить на 40...50%. Если плотность виброуплотненных образцов из исходной смеси принять 2,4 кг/л, то $a_n \geq 320$ м/с², а формула упростится

$$n_3 \geq \frac{180}{R^{0,5}}, \quad (9)$$

Положительное воздействие на качество уплотнения оказывает кратковременное подключение источника вибрации к вращающейся системе во время уплотнения, разрушающее образовавшиеся фильтрационные промоины. Продолжительность уплотнения рекомендуется определять по эмпирической формуле, учитывающей влияние основных факторов на интенсивность уплотнения,

$$t_3 \geq \frac{100 B h^{1,6}}{R n_{\Phi}^2 \gamma_b^{1,7} K_{\text{НГ}}}, \quad (10)$$

где B — расход воды на 1 м³ смеси; n_{Φ} — фактические уплотнительные обороты.

Интенсивность разгона центрифуги, производная от интенсивного центрифугирования, до последнего времени совершенно не учитывали. Но оказывается, именно от нее зависят сечение и относительный объем фильтрационных промоин и, следовательно, эффект центробежного уплотнения. На рис. 3 показана схема параметров центрифугирования при общепринятом режиме, а на рис. 4 — та же схема при замедленном разгоне. Наглядно видно резкое снижение максимальной скорости отжатия воды при сохранении или даже некотором увеличении общего относительного количества отжатой воды. При общепринятом режиме на типовых центрифугах интенсивность разгона на 10...20 м/с³. Для достижения ощутимого эффекта ее следует снизить до 0,5 м/с³. Поскольку для осуществления этого замедления потребуется некоторая реконструкция центрифуги (один из способов — снижение мощности привода), то для его частичной имитации служит ступенчатое увеличение числа оборотов форм от распределительных до уплотнительных (рис. 5). Снижение интенсивности разгона центрифуги позволит также избежать расслоения центрифугированного бетона и резко сократить выделение шлама.

Прочность центрифугированного бетона обычно контролируют по пределу прочности на сжатие виброуплотненных контрольных образцов из исходной смеси с применением коэффициента центрифугирования, равного в зависимости от

местных условий 1,3...1,4. На практике его величина чаще всего значительно выше, но его проверка довольно сложна и поэтому ее производят редко. Несколько упрощается эта проверка по объемной массе центрифугированного бетона [4]. Относительное объемное уплотнение

$$\Delta \epsilon = \frac{\gamma_u - \gamma_n}{\gamma_n - 1} 100\%, \quad (11)$$

где γ_u — плотность центрифугированного бетона.

Прирост прочности по относительному объемному уплотнению

$$\Delta \sigma = 17 \Delta \epsilon^{0,6}. \quad (12)$$

Этот способ при отработке простого метода нахождения плотности центрифугированного бетона позволит без риска принять повышенное значение коэффициента центрифугирования при систематическом его контроле. Но самым надежным и универсальным является контроль по лабораторным

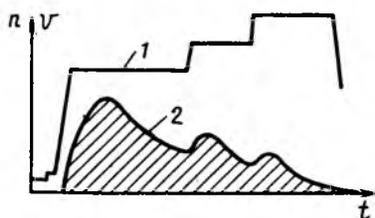


Рис. 5. Схема числа оборотов и интенсивности уплотнения при режиме со ступенчатым разгоном центрифуги.

Условные обозначения см. рис. 3.

кольцевым образцам. Для этой цели предназначена специальная кольцевая форма. Для определения оборотов лабораторной формовки можно пользоваться формулой

$$n_i = n_{\phi} \left(\frac{R_{cp}}{r_{cp}} \right)^{0,5}. \quad (13)$$

Прочность бетона изделия при этом

$$\sigma_{изд} = \sigma_d \left(\frac{h_d}{h} \right)^{0,15}, \quad (14)$$

где σ_d — прочность лабораторных образцов; h_d — толщина стенки образца.

Лабораторную форму в комплексе с центрифугой можно весьма эффективно использовать для проведения экспериментальных и научных исследований с целью дальнейшего совершенствования теории центробежного уплотнения бетонной смеси.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ахвердов И. Н. Железобетонные напорные центрифугированные трубы. — М.: Стройиздат, 1967. — 164 с.
2. Михельсон Е. Э. Опоры из центрифугированного бетона электрических воздушных линий. — Тбилиси: ЦОДНА, 1958. — 210 с.
3. Берг П. А. Определение режимов центрифугирования при формировании труб на свободнороторных центрифугах — М.: МСПТИ. — Сер. 4. — Вып. 12. Усовершенствование базы строительства, 1981. — С. 5—7.
4. Берг П. А., Березин Н. Н. Контроль прочности центрифугированного бетона // Бетон и железобетон. — 1974. — № 2. — С. 28—29.

ПОМОЖЕМ ЗАВЕРШИТЬ НЕЗАВЕРШЕННОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

НИИЖБ и КТБ НИИЖБ проводят обследования состояния железобетонных конструкций законсервированных строительных объектов при продолжении строительства или реконструкции.

При обследованиях используются современные приборы неразрушающего контроля качества: малогабаритные бетатроны, магнитные, ультразвуковые и механические приборы. Выполняются проекты усилений. Проводится экспертиза материалов обследований и проектов, разработанных другими организациями. Работа выполняется высококвалифицированными специалистами.

Обращаться

по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6. НИИЖБ, лаборатория железобетонных конструкций и контроля качества или в отдел инженерных обследований КТБ НИИЖБ.
Телефоны: 174-86-29, 174-89-60, 174-89-57, 174-86-41, 171-67-00.

«Предсо-90»

В мае 1990 г. в Усть-Нарве (Эстония) состоялось Всесоюзное научно-техническое совещание «Расчетные предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений» («Предсо-90»). В его работе приняли участие 192 специалиста из 41 проектной, строительной, учебной, научно-исследовательской организаций и их отделений.

На совещании были рассмотрены следующие вопросы: исследование предельных состояний бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений; обобщение опыта проектирования бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений в соответствии с требованиями глав СНиП II.03.01—84, СНиП 2.06.08—87, СНиП 2.06.06—85 и других нормативных документов; совершенствование методов статических расчетов бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям.

В соответствии с программой совещания было заслушано 15 генеральных докладов по наиболее актуальным проблемам, были проведены стендовые обсуждения и дискуссии по ним.

Доклад о перспективах развития гидроэнергетики в СССР был представлен А. К. Вахромеевым (Гидропроект). В нем отмечены важная роль гидроэнергетики в развитии народного хозяйства страны, ее значение в энергоснабжении страны: при установленной мощности ГЭС 20 % и выработке электроэнергии 13 % Минэнерго СССР дает 1/3 всей прибыли от общей гидроэнергетики. Объединением Гидропроект разработана программа развития гидроэнергетики СССР до 2005 г., предусматривающая ввод в течение 15 лет высокоэффективных и экологически безопасных ГЭС.

Обеспечение надежной и безопасной работы бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений требует оценки их долговечности с учетом срока эксплуатации. На совещании был заслушан доклад д-ра техн. наук, проф. Е. А. Гузеева, канд. техн. наук Л. А. Сейланова (НИИЖБ) по прогнозированию долговечности бетона на основе определения энергии материала по полным диаграммам деформирования бетона и арматуры.

В связи с требованиями повышения надежности работы конструкций АЭС особую актуальность приобретают проектирование и создание защитных оболочек, подверженных различного рода статическим и динамическим воздействиям. История этого вопроса и принципы расчета защитных оболочек на эти воздействия были освещены в докладе д-ра техн. наук, проф. А. А. Храпкина (ВНИИГ).

Канд. техн. наук В. В. Руденко (ЛВВИСУ) на основе анализа развития теории и метода предельных состояний сформулирована необходимость учета последствий разрушения элементов конструкций на принципе сбалансированного показателя степени риска. Концепция проектирования по методу предельного состояния с учетом последствий разрушения позволяет перейти к более фундаментальной концепции — защите зданий и сооружений от разрушений и обеспечению безопасности людей.

Для бетона большинства конструкций энергетических сооружений характерны нелинейные зависимости между компонентами напряжений и деформаций. Особенности учета этого фактора и создание нелинейной теории стержневых железобетонных конструкций были освещены в докладе д-ра техн. наук, проф. Р. С. Санжаровского (ЛИСИ).

Материал конструкций энергетических сооружений работает, как правило, в сложном напряженном состоянии. Однако это не учитывается при расчете конструкций, практически не нашло отражения в нормативных документах. Обзор и анализ работ по учету неодноосных напряженных состояний при расчете конструкций энергетических сооружений и созданию расчетной методики по определению критериев деформирования и прочности бетона были сделаны в докладе д-ра техн. наук, проф. Н. И. Карпенко (НИИЖБ).

Канд. техн. наук В. Б. Судаковым (ВНИИГ) был затронут вопрос о необходимости комплексного решения задачи. Большинство исследователей и проектировщиков, занимающихся разработкой и обоснованием того или иного вида конструкции, не учитывают реальные условия технологии производства работ.

Несколько докладов было посвящено практике использования нормативных документов и путям их совершенствования. Нормативы представляют собой исходную базу массового индустриального строительства и обеспечивают необходимый уровень надежности, эксплуатационной пригодности строительных конструкций, а также оптимальный уровень расхода материала. С другой стороны, это главный путь реализации научных разработок и достижений в практике проектирования и строительства.

Канд. техн. наук А. П. Пак (ВНИИГ) в докладе обосновал необходимость совершенствования системы нормативных документов по проектированию гидротехнических сооружений и взаимосвязи гидротехнических норм с промышленными.

Д-р техн. наук, проф. А. С. Залесов (НИИЖБ) показал, что система действующих нормативных документов, включающая многочисленный набор разнородных по статусу и назначению документов, обладает крупными недостатками как по структуре, так и по содержанию. Несмотря на взаимосвязь этих документов, многие области железобетона остаются за пределами норм, отсутствует равновзвешенный подход по всем моментам проектирования. В частности, нормы сосредоточивают главное внимание на расчете сечений железобетонных элементов, но практически отсутствуют конкретные рекомендации по расчету зданий и сооружений в целом. Докладчик предложил качественно новую организационную структуру для разработки новой системы нормативных документов.

Д-р техн. наук С. А. Фрид (Ленгидропроект) сообщил об опыте проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений с учетом температурных и влажностных воздействий по СНиП 2.06.06—85 и СНиП 2.06.08—87. Им отмечены недостатки норм и отсутствие в них рекомендаций по учету набухания бетона при оценке его напряженно-деформированного состояния.

В докладе д-ра техн. наук, проф. И. Б. Соколова (ЛТУ) затронуты вопросы учета температурных воздействий при расчетах прочности железобетонных конструкций. В су-

существующих нормах необходимость учета температурных воздействий при расчетах, например арматуры, не обоснована, так как площадь ее сечения определяют по стадии предельного равновесия. По мнению докладчика, температурно-влажностные воздействия следует учитывать, главным образом, по второй группе предельного состояния. Исключение, по-видимому, представляют перearмированные и бетонные конструкции, несущая способность которых определяется прочностью сжатой зоны.

В ходе состоявшейся дискуссии была отмечена необходимость организации и финансирования научных исследований и разработки программы научных исследований в соответствии с концепцией развития энергетики. В области совершенствования норм проектирования следует увязать нормативные документы различных ведомств в соответствии с международными нормами, продолжить обоснование структуры нормативных документов; необходимо разработать нормы автоматизированного проектирования железобетонных конструкций на основе компьютеризации; проанализировать положения расчета конструкций энергетических

сооружений, в том числе на динамические и температурно-влажностные воздействия; углубить анализ работы конструкций в существующих сооружениях с целью их реконструкции, ремонта и восстановления; скорректировать указания СНиП 2.06.08—87 по оценке прочности и трещиностойкости массивных конструкций с учетом температурно-влажностных воздействий.

Участники совещания считают, что для совершенствования методов расчета конструкций по предельным состояниям следует привлекать вероятностные представления конкретизации внешней среды и силовых факторов. При этом особое внимание необходимо уделять надежности и долговечности конструкций и сооружений с учетом экологических аспектов.

Для развития и совершенствования методов расчета и повышения их точности с учетом полных диаграмм деформирования бетона и арматуры необходимо объединить творческие усилия коллективов исследователей НИИЖБа, МИСИ, ВНИИГа, ЛТУ, ЦНИИСКа и др. для создания специальных автоматических установок, оснащенных датчиками перемещений, давлений, тензорезисторами с автоматиче-

ской записью показателей при статических и динамических воздействиях.

Для определения критериев прочности бетона и железобетона при динамических воздействиях, испытаний кернов бетона, выбуренных из плотин, возведенных в сейсмически опасных районах, необходимо создание современного отечественного прессового оборудования и соответствующей измерительной аппаратуры.

Рекомендовано проводить всесоюзные совещания «Предсо» регулярно раз в четыре года в промежутках между всесоюзными конференциями по железобетону. Для текущей работы необходимо возобновить работу Межведомственного координационного совета по предельным состояниям железобетонных конструкций энергетических сооружений.

И. Б. СОКОЛОВ,
д-р техн. наук, проф,
председатель совещания
«Предсо-90»;
Е. А. ГУЗЕЕВ,
д-р техн. наук, проф.,
член оргкомитета;
В. А. ЛОГУНОВА,
канд. техн. наук

Вниманию читателей!

ВНТО строителей с привлечением Московской школы менеджмента и бизнеса организует интенсивное обучение английскому и немецкому языкам.

ЦИКЛ ОБУЧЕНИЯ ВКЛЮЧАЕТ 3 КУРСА:

- **Начинающие** (нулевой курс)
бытовая лексика, диалоги, восприятие на слух
- **Продолжающие** (продвинутый курс)
чтение, грамматика, разговорная речь, работа с иностранной прессой
- **Совершенствующиеся** (бизнес-курс)
ведение переговоров, составление контрактов, дискуссии

Срок обучения на одном курсе для жителей Москвы — 3 недели по 5 занятий. Продолжительность одного занятия — 5 ч.

Циклы обучения начинаются 1 числа каждого месяца.

Для активизации восприятия и памяти в процессе обучения на каждом занятии проводится психологическая коррекция.

Выдержавшим экзамен по итогам обучения будет предоставлена стажировка в зарубежных организациях с целью прохождения курса западного менеджмента и бизнеса и для совершенствования знаний иностранных языков.

Школа организует деловые переговоры, оказывает помощь в подготовке контрактов.

Стоимость одного курса обучения — 1700 р., для членов ВНТО строителей — 1500 р.

Справки по телефону: 297-43-18.

УДК 728.691.327:666.973.2

ДУН ЦЗИНЬ-ДАО (Шанхайский научно-исследовательский ин-т по строительству)

Крупнопористый керамзитобетон, используемый в строительстве многоэтажных жилых домов

Беспесчаный крупнопористый керамзитобетон, обладающий преимуществами по сравнению с плотным бетоном, нашел широкое применение в строительстве жилых домов в городах и селах КНР. В крупнопористой структуре бетона в точках касания возникает концентрация напряжений, снижающая прочность. Основными свойствами таких бетонов являются прочность сцепления цементного камня с керамзитом, количество цементного теста (расход цемента), водоцементное отношение, прочность керамзита, условия твердения, способ уплотнения и т. п.

Керамзит Шанхайского завода имеет зерновой состав: 5 мм — 0,1; 5...10 мм — 10,3; 10...15 мм — 30,6; 15...20 мм — 41,7; 20...25 мм — 11,7; 25 мм — 6,7%; насыпная плотность 800 кг/м³; водопоглощение 8,53%; прочность при сдавливании в цилиндре 4,48 МПа; пористость 45,8%. Между прочностью крупнопористого керамзитобетона и расходом цемента существует функциональная зависимость:

$$R_6 = 0,0322 \dots 0,33$$

для ПЦ марки 425;

$$R_6 = 0,031 \dots 0,866$$

для ПЦ марки 525.

Оптимальным водоцементным отношением считается такое, при котором цементное тесто равномерно обволакивает поверхность керамзита и не вызывает текучести теста:

$$V/C = 0,3 \dots 0,37$$

для ПЦ марки 525;

$$V/C = 0,34 \dots 0,42$$

для ПЦ марки 425.

В результате экспериментов Шанхайского НИИСа установлено соотношение между призменной и кубиковой прочностью крупнопористого керамзитобетона

$$\frac{R_{пр}}{R_k} = 0,75.$$

Модуль упругости крупнопористого бетона зависит от объемной массы в сухом состоянии и предела прочности при сжатии

$$E = 10,36 \gamma_{сух} \sqrt{R_{сж}}.$$

Таблица 1

Крупнопористый бетон	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·К)	Объемная масса в сухом состоянии, кг/м ³	Огнеупорность	Звукоизоляционные характеристики при $\delta = 21$ см
Щебеночный	1,064	1640	Хорошая	50,0
Керамзитобетон	0,393	937	Отличная	0,51

Усадка крупнопористого керамзитобетона ϵ зависит от продолжительности выдерживания до начала испытания. Конечная усадка меньше, чем плотного легкого бетона, а в ранние сроки несколько больше

$$\epsilon = 0,209 \lg t - 0,004,$$

где $t < 180$ сут.

Сравнение технических характеристик стены из крупнопористого щебеночного и керамзитового бетонов приведено в табл. 1.

В 1983 г. из крупнопористого керамзитобетона построено 13-этажное жилое здание площадью

10 300 м². Собственная масса его верхней части от нулевой отметки 925 кг/м², т. е. на 20% легче, по сравнению с плотным бетоном. В 1987 г. построено два 14-этажных жилых дома площадью 10 742 м². Такая конструктивная система очень эффективна.

Известно, что с увеличением количества добавки золы прочность тяжелого и легкого бетона снижается, особенно в ранние сроки. В связи с этим возникла необходимость замены цемента и песка избыточным количеством золы по массе, что должно было бы привести к увеличению объема теста, уменьшению тепловыделения и повышению трещиностойкости.

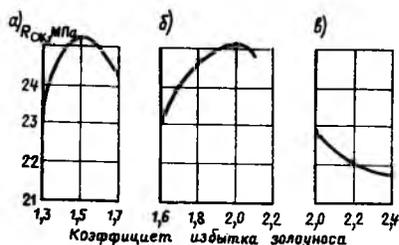
Экспериментами установлено, что при равной удобоукладываемости и прочности при сжатии в возрасте 28 сут оптимальное количество избыточной золы при замене цемента в легком бетоне составляет 10...15%, а коэффициент избытка золы $K = 1,5 \dots 2$. При замене же 20% цемента золой количество клинкерных минералов и продуктов их гидратации уменьшается, и расход песка постепенно сокращается,

Характеристики	Керамзитобетон			
	Обычный T_0	С добавкой лигно-сульфонатов T_1	С добавкой лигно-сульфонатов и золы T_2	С добавкой лигно-сульфонатов и золы T_3
Экономия цемента, %	—	6,1	10	15
Коэффициент избытка золы k	—	0	1,5	2,0
Расход цемента на 1 м ³ бетона, кг/м ³	330	311	297	280,5
О. К., см	6,9	6,6	7,3	7,4
V/C	0,57	0,55	0,52	0,49
R_{28} , МПа	27,4	28,2	29,0	29,9
R_{180} , МПа	37,1	36,7	40,4	38,5
Объемная масса бетона в сухом состоянии, кг/м ³	1765	1750	1758	1763
Предел прочности при растяжении, МПа	2,73	2,78	2,72	2,82
Предел прочности при изломе, МПа	4,81	5,10	4,82	5,17
Призменная прочность, МПа	28,0	27,7	28,9	28,1
Модуль упругости, $\cdot 10^4$, МПа	2004	2016	2021	2073
Усадка, мм/м, через, сут:				
28	0,193	0,215	0,212	0,238
180	0,489	0,492	0,483	0,510
Потеря прочности при испытании на морозостойкость M_{15}	23,3	15,0	12,5	18,2
Коэффициент теплопроводности W , Вт/(м·К)	0,684	0,719	0,764	0,728
Глубина естественной карбонизации за 180 сут, мм	3,4	3,3	3,6	4,4

что обусловит снижение прочности бетона (см. рисунок).

Влияние добавки золы на некоторые характеристики керамзитобетона приведены в табл. 2, из которой видно, что процент увеличения прочности керамзитобетона с добавкой золы при равной удобоукладываемости и прочности при сжатии в последующие сроки выше, чем керамзитобетона без добавки золы (в возрасте 180 сут на 4...10 %).

Основные физико-механические характеристики керамзитобетона с добавкой лигносульфоната золы (прочность при растяжении, модуль упругости, усадка, коэффициент теплопроводности, потеря арматуры по массе, морозостойкость и т. п.) приблизительно со-



Зависимость предела прочности при сжатии крупнопористого керамзитобетона от коэффициента избытка золоуноса
а — экономия цемента 10; б — то же 15; в — то же 20 %
ответствуют керамзитобетону без добавки золы.

С учетом уменьшения расхода цемента в связи с повышением ко-

личества золы количество свободной $\text{Ca}(\text{OH})_2$ уменьшается, что снижает атмосферостойкость вследствие замедления карбонизации.

В Шанхае в 1987 г. построены три 20-этажных жилых дома из керамзитобетона и 18-этажный дом из обычного тяжелого бетона по одному и тому же проекту. Себестоимость здания из легкого бетона на 4 % ниже, а строительная площадь на 10 % больше, т. е. на 2 этажа. При этом осадка здания уменьшилась на 32,5 %.

Результаты подтверждены опытами и практикой строительства. Однако следует иметь в виду, что добавка золы должна строго регламентироваться установленными пределами.

АЛЬБОМ СХЕМ ПРОГРЕССИВНЫХ ТЕХНИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ТЕХНОЛОГИИ

предлагает Вам Тамбовское научно-практическое агентство «Информпрактик» (объем 124 листа).

До 4...7 кг металла на 1 м³ изделий и до 17 % бетонной смеси Вы можете сэкономить,

внедрив разработки по 16 нашим изобретениям последних лет. Так, например, только на одной 8-пустотной панели экономия металла составляет 4,2 кг. В составе разработок — беспетлевые конструкции стеновой и многопустотной панелей, фундаментных блоков, пустотообразователей и грузозахватов для беспетлевых изделий, новый способ изготовления и монтажа ЖБИ. Включены конструкции и описан опыт внедрения переналаживаемых стендов, позволяющих выпускать на одном стенде несколько типов изделий (ферм, балок, свай и др.) с различным типом армирования, что позволяет повысить их производительность на 40...50 %.

Для получения альбома необходимо перечислить 395 р. на р/с 00608220 в Центральном филиале коммерческого банка социального развития г. Тамбова и выслать письмо-заказ с указанием почтового адреса получателя. Возможна высылка наложенным платежом по гарантийному письму.

Предлагаем техдокументацию на беспетлевые фундаментные блоки и многопустотную панель, крановые захваты для них, пустотообразователи под крановые захваты.

Можем разработать и изготовить приборы для неразрушающего измерения теплопроводности готовых строительных изделий.

Наш адрес: 392032, Тамбов, ул. Мичуринская, 112 «Д», к. 160, агентство «Информпрактик», тел. 3-49-96.

ВНИМАНИЮ

РУКОВОДИТЕЛЕЙ ПРЕДПРИЯТИЙ, ОРГАНИЗАЦИЙ, КООПЕРАТИВОВ, СЛУЖБ СНАБЖЕНИЯ И СБЫТА!

ЕСЛИ ВАМ НЕОБХОДИМО

КУПИТЬ ИЛИ ПРОДАТЬ

продукцию, оборудование, сырье, материалы, полуфабрикаты, отходы и т. п. ресурсы;

РЕАЛИЗОВАТЬ

результаты законченных научно-исследовательских, опытно-конструкторских или проектных работ;

ИЗВЕСТИТЬ О ПРОДАЖЕ ИЛИ ПОКУПКЕ

новой техники или технологии, оборудования, сырьевых материалов и пр.;

НАЙТИ

партнеров для совместных научных, конструкторских, проектных разработок или их внедрения в производство;

ПРИГЛАСИТЬ

для работы специалистов;

СООБЩИТЬ

о предлагаемых Вами или необходимых Вам услугах различного рода;

СДЕЛАТЬ ОБЪЯВЛЕНИЕ

о конкурсах, симпозиумах, конференциях, совещаниях, приглашении на учебу, приеме в аспирантуру, об аренде или покупке (сдаче внаем или продаже) помещений или зданий и о других мероприятиях

К ВАМ ВСЕГДА ПРИДЕТ НА ПОМОЩЬ ЖУРНАЛ «БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН»

В номерах журнала публикуются торгово-промышленные и рекламные объявления различного характера, рассчитанные на внутренний и зарубежный рынки.

Заказы на публикацию рекламных объявлений, оформленные в виде гарантийного письма за подписью распорядителя кредитов и главного бухгалтера, должны быть скреплены гербовой печатью.

Оплата по договоренности (возможна предоплата по выставлении счета редакцией). Срок публикации рекламы 2,5—3 месяца со дня получения текста редакцией.

С предложениями обращаться по адресу:
101442, ГСП, К-6, Каляевская, 23а, редакция журнала «Бетон и железобетон».
Тел. 292-41-34, 292-62-05.

СТЕРЖНЕВЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПУСТОТНОГО СЕЧЕНИЯ

Магнитогорским горно-металлургическим институтом совместно с Научно-исследовательским институтом бетона и железобетона разработан пустотный вариант стержневых железобетонных элементов, применительно к возведению каркасов одно- и многоэтажных промышленных и сельскохозяйственных зданий, опор ЛЭП, осветительных и контактных сетей, а также для изготовления свай, бортовых камней, перемычек и т. п.

Изготовление таких изделий можно осуществлять как по традиционной технологии с некоторой конструктивной доработкой опалубки, применяемой при изготовлении аналогичных изделий сплошного сечения, так и методом прессования, при котором давление на бетонную смесь создается за счет пустотообразователя.

Внедрение данной разработки позволяет на 50 % сократить расход бетона, на 30 % — расход арматурной стали, в 2 раза повысить морозостойкость и сопротивляемость изделия к агрессии, снизить затраты электроэнергии, сократить технологический цикл и соответственно повысить оборачиваемость форм.

Формы сотрудничества:

- заключение договоров на передачу разработки, в том числе технической документации;
- оказание технической помощи при внедрении разработки, в том числе по конструктивной доработке опалубки.

Обращаться в НИИЖБ по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6.
Тел.: 174-83-42, 174-85-71.

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.078:725.36

Иссерс Ф. А. Аврамиди Д. Г., Молотков И. А. Стыковые сопряжения сборных цилиндрических силосов // Бетон и железобетон.— 1991.— № 8.— С. 2—4

Разработаны рекомендации по определению усилий в стенах звездчатых емкостей с учетом места их расположения в силосном корпусе. Предложена методика расчета сечений стыковых сопряжений по прочности и деформативности.— Ил. 4.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.072.2.001.5

Исследования подстропильных балок с подрезкой на опорах / М. А. Янкевич, Л. П. Гельман, О. М. Рубач и др. // Бетон и железобетон.— 1991.— № 8.— С. 6—9

Проведены исследования подстропильных балок пролетом 12 м с подрезкой на опорах для опирания плит «на пролет» размерами 3×18 и 3×24 м и стропильных ферм пролетом 18 и 24 м. Результаты экспериментальных исследований и расчетных данных использованы при проектировании конструкций.— Ил. 3, табл. 1. Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.012.81

Нисаев И. П., Грудинский В. И. Подбор оптимальных составов грунтобетонных смесей // Бетон и железобетон.— 1991.— № 8.— С. 10—11

Содержится методический материал подбора оптимальных составов грунтобетонных смесей на стадии приготовления и проектирования.— Ил. 5, табл. 1.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 666.97.035.503.5

Разработка и внедрение многомерного управления ТВО бетона / В. В. Бубело, В. М. Тимофеев, Н. В. Паршинцев и др. // Бетон и железобетон.— 1991.— № 8.— С. 12—13

На основе учета многомерного характера процесса твердения и регулирующих свойств передела ТВО бетона разработана автоматизированная система многомерного управления этим переделом посредством регулирования трех параметров паровоздушной среды с соответствующих зонах камеры. Система, учитывая внешние технологические возмущения (ритм подачи изделий, качество бетонной смеси, степень уплотнения), обеспечивает получение бетона стабильного качества.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 6 назв.

УДК 691.327:62-771

Хасанов М. Ю., Фролова Л. В. Замкнутые монтажные петли для подъема железобетонных изделий // Бетон и железобетон.— 1991.— № 8.— С. 14

Изложены преимущества замкнутых монтажных петель для подъема железобетонных изделий с угловым сварным соединением и универсального станка для гнутья этих петель.— Ил. 2, табл. 1.

УДК 624.012.35:624.046.5

Краковский М. Б., Якубович А. Н. Надежность изгибаемых железобетонных элементов таврового сечения // Бетон и железобетон.— 1991.— № 8.— С. 15—16

Приведены результаты определения надежности железобетонных предварительно напряженных изгибаемых элементов таврового профиля методом статистического моделирования. Проанализирована зависимость надежности от формы поперечного сечения. Даны рекомендации для увеличения несущей способности тавровых изгибаемых элементов по сравнению с расчетом по существующим нормам.— Ил. 2.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.073:624.012:624.92

Васильев А. П.; Горшкова В. М., Лазовский Д. Н. Работа профилированного настила в нормальном сечении монолитных плит с комбинированным армированием // Бетон и железобетон.— 1991.— № 8.— С. 16—18

Рассмотрены особенности работы стального профилированного настила в сочетании с гибкой арматурой в монолитных плитах перекрытий. На основании анализа экспериментальных данных предложены формулы для расчета нормальных сечений как однопролетных, так и многопролетных плит. Ил. 4.— Библиогр.: 3 назв.

Берг П. А., Яцен Т. Г. Уплотнение бетонной смеси центрифугированием // Бетон и железобетон.— 1991.— № 8.— С. 23—25

Предложены усовершенствованные теории центробежного формирования бетонных и железобетонных изделий, новые теоретические выводы и практические формулы для определения параметров центрифугирования.— Ил. 5.— Библиогр.: 4 назв.

Issers Ph. A., Avramidi D. G., Molotkov I. A. Congugated joints of precast cylindrical silos
Yankelevitch M. A., Gelman L. P., Roubatch O. M., Zavgorodnyj S. I., Shapiro A. V. Investigations of undertrusses beams with cutting on supports
Barashikov A. Ya., Asadov S. B. Strength and deformability of largepanel combined walls
Nissaeu I. P., Grudinskyj V. I. Choice of optimum compositions of soils-concretes mixes
Bubelo V. V., Timopheev V. M., Parshintsev N. V., Kumpan V. P., Dejgraf V. D. Development and application of multi-measured control of thermal-humid treatment of concrete
Khasanov M. Yu., Phrolova L. V. Closed nooses for lifting of reinforced concrete articles during mounting
Krakovskij M. B., Yakubovitch A. N. Safety of bending reinforced concrete elements with T-section
Vasiljev A. P., *Gorshkova V. M., Lazovskij A. N.* Service of profiled flooring in normal section of monolith slabs with combined reinforcement
Uzun I. A. Realization of diagrams of concrete deformability under uniform and non-uniform stressed states
Krivosheev P. I., Voznesenskij L. Ph., Kretov V. I., Tchemer A. V., Kozodoj O. A. Influence of climatic temperatures actions on crackresistance of box-floorings of air-conduits
Berg P. A. Condensation of concrete mix by centrifuging

Issers Ph. A., Avramidi D. G., Molotkov I. A. Les joints conjugués des silos cylindriques préfabriqués
Yankelevitch M. A., Ghelman L. P., Roubatch O. M., Zavgorodny S. I., Chapiro A. V. Les études des poutres sous arbalétriers avec la coupe sur les appuis
Barachikov A. Ya., Assadov S. B. La résistance et la déformabilité des murs combinés en gros panneaux
Nissaeu I. P., Groudinsky V. I. Le choix des compositions optimales des mélanges des sols-bétons
Bubelo V. V., Timopheev V. M., Pouchintsev N. V., Koumpan V. P., Dejgraf V. D. L'élaboration et l'application de contrôle du traitement du béton par le chauffage dans la vapeur
Khasanov M. Yu., Phrolova L. V. Les boucles fermées pour la montée des produits en béton armé pendant le montage
Krakovskij M. B., Yakubovitch A. N. La fiabilité des éléments en béton armé sollicités en flexion avec une section en T
Vassiljev A. P., *Gorshkova V. M., Lazovskij A. N.* Le service de platelage profilé dans la section normale des dalles monolithes avec le renforcement combiné
Ouzoun I. A. La réalisation des diagrammes de la déformation du béton dans les états contraints homogène et non-homogène
Krivocheev P. I., Voznessenskiy L. Ph., Kretov V. I., Tchemer A. V., Kozodoj O. A. L'influence des actions des températures du climat sur la résistance à la fissuration des platelages en forme de boîte des conduits d'air dustriels dans le milieu contenant le chlore
Berg P. A. Le compactage du béton frais par la centrifugation

Issers F. A., Awramidi D. G., Molotkow I. A. Stossverbindungen von zylindrischen Bunkern aus Fertigteilen
Jankelewitsch M. A., Geljman L. P., Rubatsch O. M., Sawgorodnij S. I., Schapiro A. W. Untersuchungen von ausgeklinkten Dachsparrenträgern auf Stützen
Baraschikow A. Ja., Assadow S. B. Festigkeit und Verformbarkeit von kombinierten Grossplattenwänden
Nissajew I. P., Grudinskij W. I. Abstimmung der optimalen Verhältnisse für Erdbetonmischungen
Bubelo W. W., Timofejew W. M., Parschinzew N. W., Kumpan W. P., Dejgraf W. D. Ausarbeitung und Einführung mehrdimensionaler Steuerung für Warmfeuchtbehandlung des Betons
Chassanow M. Ju., Frolowa L. W. Geschlossene Montageösen für Heben der Stahlbetonerzeugnisse
Krakovskij M. B., Jakubowitsch A. N. Sicherheit von auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbauelementen mit T-Querschnitt
Wassiljewa A. P., *Gorschkova W. M., Lasowskij A. N.* Verhalten des profilierten Belages im Normalquerschnitt von monolithischen Platten mit kombiniertem Bewehren
Usun I. A. Realisierung von Diagrammen für Betonverformbarkeit unter gleichartigem und ungleichartigem Spannungszuständen
Krivoschejew P. I., Woznessenskij L. F., Kretow W. I., Tschamer A. W., Kozodoj O. A. Einfluss von klimatischen Temperatureinwirkungen auf Rissfestigkeit von kastenförmigen Deckenplatten für Luftleitungen
Berg P. A. Verdichtung der Btonmischung durch Zentrifugieren.

Редакционная коллегия: В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Маилян, 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. Шлыкков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*. Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 07.06.91. Подписано в печать 23.07.91. Формат 60×88 1/8. Печать офсетная.

Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92

Уч.-изд. л. 4,76 Тираж 10 186 Заказ 5923

Цена для индивидуальных подписчиков 80 к., цена для организаций — 1 р. 40 к.

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП,

Каляевская, 23а

Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Государственного комитета СССР по печати 142300, г. Чехов, Московской обл.

Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика» Государственного комитета СССР по печати 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25.

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

БЕСКРОВЕЛЬНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КРЫШИ

Разработан бескровельный вариант железобетонной крыши для жилых, общественных и производственных зданий, в котором несущие конструкции одновременно выполняют и ограждающую функцию.

Бескровельная крыша в течение всего нормативного срока службы не нуждается в ремонте. Отпадает необходимость в кровельных материалах. Экономический эффект на 1 м² крыши в зависимости от технического решения составляет 3,6...18 р.

С учетом новейших отечественных и зарубежных достижений на хоздоговорной основе предлагаются услуги по разработке:

- конструктивного решения крыши и ее элементов
- технологии изготовления конструкций или производству работ в монолитном варианте (в том числе составы бетона)
- проектной, конструкторской, технологической и другой необходимой документации

Даются платные консультации на базе обширного информационного материала об отечественном и зарубежном опыте.

Стоимость услуг и консультаций — в зависимости от объема работ.

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР (109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6, тел. 174-85-58, 174-89-95), Кузбасский ПИ Госкомобразования.

Научно-исследовательский институт дисперсных материалов «Рapid»

7—9 апреля 1992 г.

проводит Международную научно-практическую
конференцию

«ДИСПЕРСНЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ»

На секциях:

- физико-химические исследования
- экспрессный контроль качества
- управление качеством с использованием ЭВМ

будут рассмотрены способы и устройства для определения свойств минеральных вяжущих (цемента, гипса, извести, глины и др.), дисперсных отходов промышленных производств (шлака, золы и пр.), искусственных композиционных материалов (бетона, арболита, ЦСП и аналогичных), а также пути управления качеством изготовления искусственных строительных материалов (рекомендации программы).

К конференции будет выпущен сборник статей, соответствующих требованиям журнальных публикаций, объемом до 6 страниц каждая.

Взнос за участие в конференции в сумме 486 р. (проживание, питание, экскурсионное обслуживание и услуги) перечислять на расчетный счет НИИ «Рapid» № 000609544 в коммерческом банке «Центральный» Новосибирска; код МФО 22497.



Заявки с платежными поручениями и статьи направлять до 15 декабря 1991 г. по адресу: 630008, Новосибирск, а/я 47, НИИ «Рapid». Контактный телефон (8 383 2) 66-16-64.