

ЕЖЕМЕСЯЧНЫЙ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ
И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ
ЖУРНАЛ

ИЗДАЕТСЯ

с апреля 1955 г.

11

(248)
НОЯБРЬ
1975



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

Москва

© СТРОИИЗДАТ, 1975

Пролетарии всех стран, соединяйтесь!

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА
СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

СОДЕРЖАНИЕ

Гусев В. А. Совершенствовать качество железобетонных конструкций	2
Печенов А. Н., Дехтяр С. Б. Опыт разработки и внедрения каталога унифицированных изделий для Киева	5
Медведев М. И., Хакало Б. П., Киришнер Б. М., Санников И. В. Железобетонные конструкции жилых и гражданских зданий	8
Медер В. А., Скатынский В. И., Чикота Е. И. Конструкции силикатобетонных блок-комнат и опытный дом из них	10
Дризо В. Я., Будиловский М. П., Дзюба В. Б., Кривобок С. А. Конструкции покрытия магазина «Универсам» в Киеве	12
Нацевский Ю. Д., Вержбицкая М. Г., Загико В. М., Червяков Ю. Н., Бондарев В. А., Рубач О. М., Маркус Я. И. Производственное здание из керамзитобетонных конструкций	15
Переяславец Н. А., Атамасенко Г. Н., Лившиц Л. С. Составные фундаменты главного корпуса Ставропольской ГРЭС	17
Панов И. П., Лысяк В. А. Сборный железобетон на объектах Киевского метроостроя	17
Вайнкоф Я. Ф., Македон Н. Л., Иваненко В. А., Брегада В. Д. Ударно-вибрационное формование изделий по стендовой технологии	19
Буракас А. И. Неразрушающие испытания и контроль качества железобетонных изделий и конструкций	21
Костюченко А. Ф., Лецинский М. Ю., Цельковский Г. А., Александров В. И., Лушкарев Ю. В., Солякин В. П. Установка АУ-40 для испытания плоских панелей перекрытия	23
Смолянинов Ю. М. Исследования прочности и деформаций железобетонных балок при различных скоростях нагружения	24
Трибуна соревнующихся	
Об итогах Всесоюзного социалистического соревнования организаций системы Госстроя СССР за первое полугодие 1975 г.	27
Навстречу XXV съезду КПСС	
Передовые строители	28
Вскрываем резервы производства	
Мухин А. Н. Опыт внедрения ударной технологии изготовления железобетонных конструкций	29
Строительное производство	
Бондарь Я. П., Остринский Ю. С. Взаимодействие скользящей опалубки с бетонной смесью	30
Вопросы качества	
Никольский В. В., Хрусталева М. И. Опыт эксплуатации установок, выпускающих обогащенный песок для бетона	32
Конструкции	
Шишов И. И., Соломин В. И., Климов М. И. Оптимальное армирование круглых и кольцевых фундаментов	34
Казарновский Р. Н. Использование эффективных сечений и рациональных схем в создании архитектурных композиций	36
В помощь проектировщику	
Литвинов Л. Н. Прочность стыка на цементном растворе при раннем нагружении	39
Информация	
Михайлов К. В., Трамбовецкий В. П. Поведение конструкций из железобетона при эксплуатации	41
Патуров В. В., Матков Н. Г., Михайлов Г. А. Международный конгресс по полимербетонам	43
Хроника	
К 60-летию О. Я. Берга	44
Критика и библиография	
Оатул А. А. О книге «Стержневая арматура железобетонных конструкций»	45
По страницам зарубежных журналов	46
Патенты и изобретения	47

Редакция журнала продолжает освещать передовой опыт ведущих научно-исследовательских, проектных и учебных институтов, а также производственных организаций крупнейших центров нашей страны.

Предлагаем вниманию читателей тематическую подборку статей, посвященных годовую-герою Киеву.

В. А. ГУСЕВ, председатель Киевского горисполкома

УДК 624.012.45.002.237

Совершенствовать качество железобетонных конструкций

Вместе со всеми трудящимися Киева строители и работники строительной индустрии заканчивают выполнение заданий завершающего года девятой пятилетки. В 1975 г. объем строительно-монтажных работ составит 429 млн. р., а всего за девятую пятилетку — 2258 млн. р.

В выполнении этих работ, в повышении индустриальности строительства, снижении его стоимости и улучшении качества существенную роль играют бетон и железобетон — основные материалы современного строительства. В 1975 г. в Киеве будет изготовлено более 1700 тыс. м³ сборных бетонных и железобетонных изделий и конструкций. Только Главкиевгорстроем, крупнейшей строительной организацией города, будет произведено и смонтировано около 1 млн. м³ сборных бетонных и железобетонных изделий. Возрастает объем применения монолитных конструкций. Поэтому все вопросы, связанные с дальнейшим совершенствованием производства и применения железобетонных конструкций, имеют для городского строительства первостепенное значение.

Ведущую роль играет сборный железобетон в жилищном строительстве Киева. Главкиевгорстроем в 1975 г. будет введено более 1150 тыс. м² полезной площади, из них около 73% за счет крупнопанельного домостроения. В десятой пятилетке объем крупнопанельного строительства составит более 77%, а общая площадь — свыше 5 млн. м².

В текущей пятилетке крупнопанельное домостроение в основном осуществлялось за счет строительства домов серий I-464A и I-КГ-480, изготавливаемых на заводах ЖБК домостроительных комбинатов (ДСК) № 1 и № 3 Главкиевгорстроя. Панели наружных стен этих домов — трехслойные из тяжелого бетона или керамзитобетона (рис. 1).

В нынешнем году ДСК осуществляют переход на выпуск крупнопанельных жилых домов с улучшенной планировкой серий 134, 96 и КТ-12 высотой 9—16 эта-

жей (по проектам Киевпроекта и КиевЗНИИЭП). Конструктивная схема таких зданий — жесткая с поперечными несущими железобетонными стенами из панелей толщиной 140—160 мм. Перекрытия — сплошные железобетонные плиты толщиной 160 мм. Наружные стеновые панели из легкого бетона или трехслойные с утеплителем из минеральной плиты на синтетической связке. Кроме того, ведется строительство 16-этажных крупнопанельных жилых домов из изделий, изготавливаемых на стане БПС-6.

Расход бетона и стали на 1 м² общей площади железобетонных конструкций домов новых серий характеризуется следующими показателями:

Наименование серии	Расход	
	бетона, м ³	стали, кг
134	0,78	29,5
96	0,805	36,3
КТ-12	0,705	35,2
Из изделий на стане БПС-6	0,995	32

Несколько возросший расход бетона на 1 м² конструкций связан с увеличением толщины внутренних стеновых панелей и плит перекрытий для обеспечения необходимой звукоизоляции.

В составе новых серий разработаны жилые блоки, из которых можно получить дома различной этажности, протяженности и конфигурации. Квартиры (от одно- и до пятикомнатной) отличаются повышенной степенью комфорта. Можно получать различное соотношение квартир в доме. Многообразие вариантов входов, ограждений, лоджий, балконов и т. п. представляет градостроителям возможность создать индивидуальную застройку и обеспечивает долговечность серий, исключая необходимость частой реконструкции заводов ДСК. Строительство этих жилых домов во все возрастающих объемах будет осуществляться в десятой пятилетке.

Для обеспечения сборным железобето-

ном развивающегося жилищного и гражданского строительства проводится большая работа по усовершенствованию, реконструкции и строительству производственной базы. В текущей пятилетке только в Главкиевгорстроем введен в действие завод сборного железобетона мощностью 155 тыс. м³ изделий в год и первая очередь завода ЖБИ № 2 ДСК-3 общей мощностью 220 тыс. м² полезной площади. Для производства легких бетонов на пористых заполнителях построен завод керамзитового гравия мощностью 200 тыс. м³ в год. Осуществляется реконструкция действующих заводов ЖБИ ДСК-1 и ДСК-3.

Совершенствование технологии производства сборного железобетона и повышение его качества является одним из определяющих направлений повышения производительности труда, улучшения качества возводимых зданий и сокращения расхода материалов.

За последние годы большая работа по повышению качества продукции и совершенствованию методов контроля на заводах ЖБИ была проведена ЦНИЛ Главкиевгорстроя. Во все возрастающих объемах применяется статистический контроль прочности бетона. На ряде предприятий он сочетается с использованием неразрушающих методов для определения прочности бетона непосредственно в изделиях и конструкциях. В Главкиевгорстроем успешно применяются механические, ультразвуковые, радиоизотопные и электромагнитные методы контроля качества. Их применение внесло существенный вклад в работу строителей по экономии основных строительных материалов. Так, использование на заводах ЖБИ Главкиевгорстроя статистических методов контроля позволило обеспечить в 1974 г. экономию 8 тыс. т цемента.

ЦНИЛ Главкиевгорстроя были проведены экспериментальные исследования по определению необходимой опускной прочности бетона сборных изделий с учетом последующего твердения в различ-

ное время года. Внедрение дифференциальных значений отпускной прочности позволило наряду с гарантированным обеспечением проектной марки бетона снизить расход цемента на 15 тыс. т.

Большое значение в условиях массового типового строительства приобретает качество наружной отделки домов. Наряду с широким применением керамической облицовки осуществлялось строительство панельных зданий с бетонной рельефной отделкой, получаемой в процессе формования панелей; используются также нанесение стеклянной крошки, окраска и другие виды отделки.

Совершенствуется работа строительных организаций по сокращению сроков и улучшению качества монтажа сборных железобетонных конструкций. Большой успех, достигнутый бригадами, возглавляемыми Героями Социалистического Труда И. И. Бушмой, Г. С. Донцом, заслуженными строителями УССР В. С. Артеменко, А. С. Коханцем и другими, является примером для всех строительных бригад Главкиевгорстроя.

Совершенствуются не только методы труда, технология изготовления и монтажа железобетонных и бетонных изделий, применяются новые конструктивные решения, особенно для строительства общественных и промышленных зданий.

В последние годы в Киеве построено несколько зданий с висячими покрытиями. Вантовые покрытия широко используются для строительства крытых рынков.

Покрытие здания рынка на ул. Горького на 486 торговых мест имеет в плане размер 42×42 м и состоит из четырех гиперболических параболоидов. Основной несущей конструкцией является преднапряженная вантовая ортогональная сеть с ячейкой $1,1 \times 1,1$ м, закрепленная на жестком железобетонном опорном контуре, по которой уложены железобетонные сборные плиты. Приведенная толщина бетона покрытия $5,6$ см/м², расход стали 15 кг/м².

Покрытие здания рынка на ул. Кудряшова (см. рисунок на 2-й стр. обложки) на 410 торговых мест диаметром в плане $52,46$ м выполнено в виде обратного купола. По радиально расположенным вантам уложены сборные ребристые железобетонные плиты. Приведенная толщина бетона покрытия — $10,2$ см/м², расход стали — 15 кг/м². Для повышения жесткости вантовой оболочке придано преднапряжение путем пригрузки в период замоноличивания швов нагрузкой, эквивалентной массе конструкции кровли и снега.

Стеновое ограждение зала представляет собой сетчатую оболочку двойной кривизны с поверхностью тора, состав-

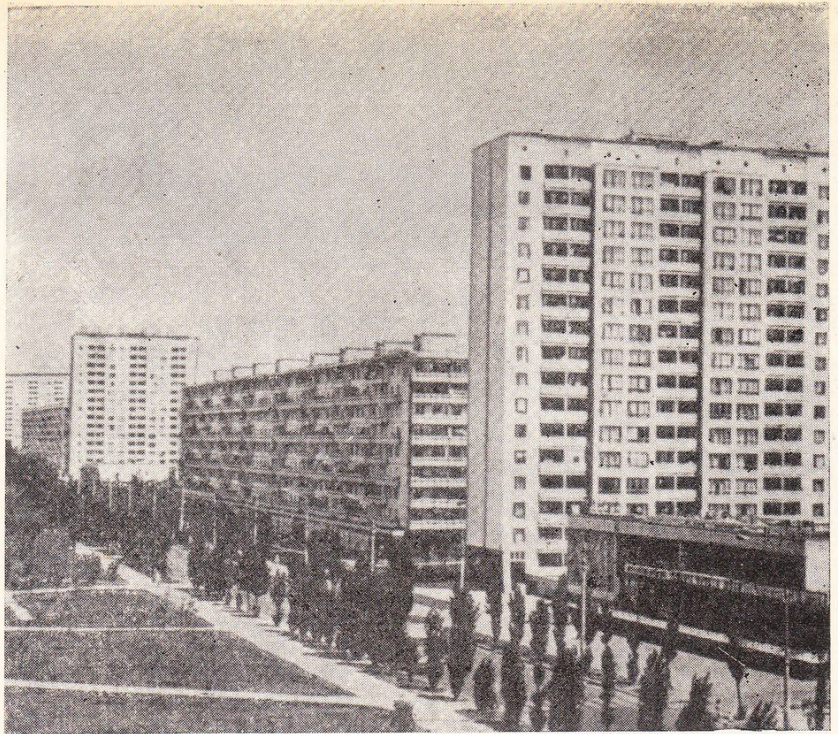


Рис. 1. Жилой массив Березняки, проспект Воссоединения

ленную из сборных железобетонных сквозных блоков одного типоразмера. Оно является одновременно несущей конструкцией и солнцезащитным устройством.

Строящееся здание рынка по ул. Нижний Вал на 1350 торговых мест имеет в плане размер 102×52 м. По расположенным параллельно короткой стороне вантам будут уложены ребристые железобетонные плиты. Приведенная толщина бетона покрытия $7,5$ см/м², расход стали $27,6$ кг/м².

Вантовые покрытия использованы также в зданиях автопарков, построенных в городе в последние годы.

НИИСК Госстроя СССР, Киевский Промстройпроект и Минпромстрой УССР разработали и внедрили в практику

строительства сборно-монолитные пространственные покрытия для зданий с сеткой колонн 24×12 и 18×12 м. Короткие цилиндрические оболочки применены в Киеве при строительстве цехов заводов «Большевик», «Красный экскаватор» и др. На нескольких заводах ЖБИ налажен выпуск комплексных плит покрытия размером 3×12 и 3×6 м, а также наружных стеновых панелей длиной 12 м, утепленных перлитобетоном.

Одним из основных путей совершенствования объемно-планировочных и конструктивных решений многоэтажных промышленных зданий является укрупнение сеток колонн. На промышленных корпусах заводов «Промсвязь» и рентгеновских принадлежностей применена сетка колонн 12×6 м и сборно-монолитные пе-

Рис. 2. Бориспольский аэровокзал

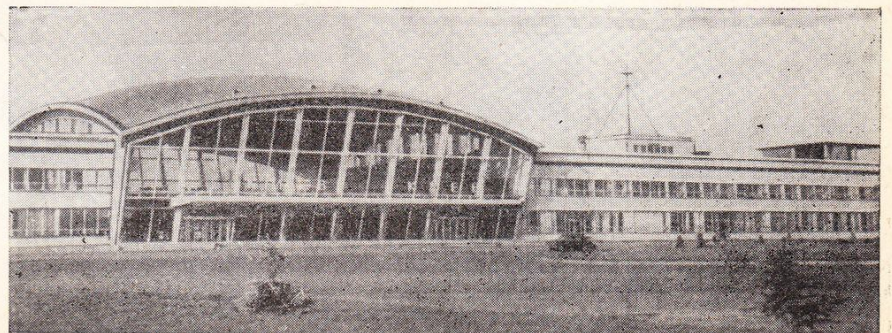




Рис. 3. Бориспольский аэровокзал. Перекрытие в операционном зале

рекрытия площадью 50 тыс. м². Полезная нагрузка на перекрытие составляет 1000 кг/м².

Такие решения позволяют увеличить полезную производственную площадь предприятий. Суммарный экономический эффект по построенным объектам составляет около 1 млн. р. (с учетом рационального размещения технологического оборудования).

Интересно конструктивное решение здания Бориспольского аэровокзала (рис. 2). Покрытие операционного зала представляет собой сборную железобетонную оболочку двойной кривизны, имеющую близкую к прямоугольной форму в плане размером 48×58 м. Серединная поверхность оболочки образована частью поверхности тора, что дало возможность расчленить ее на минимальное количество типоразмеров. За счет переменной ширины швов между панелями достигается их максимальная унификация.

Ребристое перекрытие (рис. 3) размером 48×48 м на отметке 4,50 в операционном зале решено сборно-монолитным с шестиугольным отверстием в центре. Покрытие собрано из ромбовидных ребристых плит размером 5,2×2,4 м, высота ребра 550 мм. В швы между плитами была уложена основная арматура ребер перекрытия, после бетонирования которой перекрытие работает как единая ребристая плита.

Применение железобетона во многих случаях позволило успешно решать задачи совершенствования внешнего облика зданий, придавать создаваемым конструкциям архитектурную выразительность.

Интересна открытая лестница Дворца пионеров (рис. 4), создатели которого удостоены Государственной премии. Лестница решена однокосурной с монолитной железобетонной балкой спиральной формы, длиной около 10 м и кон-

сольных сборных железобетонных ступеней трапециoidalной формы в плане, привариваемых к косоурной балке с вылетом в наружную сторону от нее на 125 мм. Статической особенностью указанной конструкции является самоуравновешивание в косоурной балке крутящих моментов, действующих в разных направлениях от вертикальной нагрузки на косоур и от изгибающего момента, передаваемого на косоур консольными ступенями.

Сложные вопросы сочетания функциональных задач с большой эмоциональной выразительностью архитектурных форм решают специалисты института Киевпроект, создавшие в Киеве мемориально-погребальный комплекс (рис. 5).

Строящееся здание, в котором размещены ритуальные залы, — круглое в плане, диаметром 44,5 м, подземная его часть двухэтажная высотой 10 м. Колонны — железобетонные сборные, перекрытие сталежелезобетонное монолитное с радиальным расположением ригелей. В круг вписаны 3 ритуальных зала, стены и покрытие которых образованы тремя монолитными железобетонными оболочками сложной, близкой к параболической, формы. Для устройства стен применен торкретбетон, что позволило упростить процесс бетонирования сооружения, а также получить высокую плотность бетона и тем самым обеспечить требуемую водонепроницаемость.

Надо сказать, что наряду с определенными достижениями существующая технология производства и применения железобетонных конструкций еще далека от требований современного строительства. Основные ее недостатки связаны главным образом с качеством бетона и железобетона. Очень часто наши предприятия стройиндустрии получают нестандартное сырье. Даже на новых заводах ЖБИ запроектированная техноло-

Рис. 4. Лестница Дворца пионеров

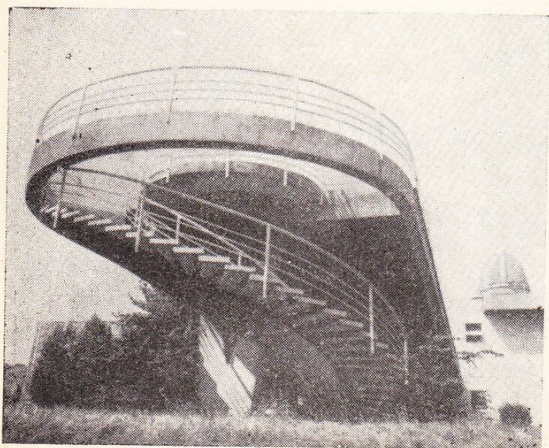
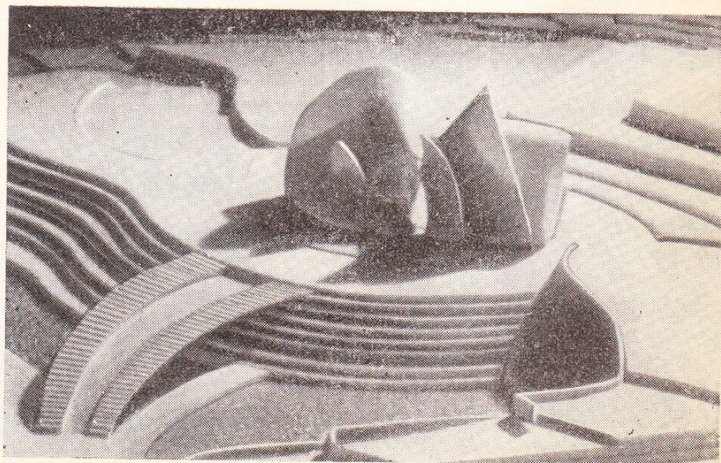


Рис. 5. Макет мемориально-погребального комплекса



гия производства не обеспечивает требуемого качества изделий, их полной заводской готовности, включая наружную отделку, а также действенной системы контроля. В отдельных случаях в проектах новых заводов ЖБИ предусмотрено недостаточно опробованное технологическое оборудование, которое не оправдывает себя в производстве, в результате чего необходимы дополнительные затраты времени и средств на переделки.

Некоторые предусмотренные в проектах железобетонные изделия не технологичны, так как архитекторы и конструкторы, не знакомые глубоко с технологией производства и монтажа сборного железобетона, зачастую не задумываются о том, как и где будут производиться все предложенные ими новинки. Все это неизбежно отражается на качестве.

На ряде предприятий качество выпускаемой продукции еще низкое по вине завода-изготовителя. В результате этого строители получают изделия недостаточной заводской готовности, требующие значительных трудозатрат по их доводке. Недостаточно внедряются легкие бетоны, позволяющие снизить массу зданий, уменьшить трудоемкость работ.

Городской комитет компартии Украины и Киевский горисполком наметили комплекс мероприятий, направленных на коренное улучшение качества строитель-

ства, совершенствование железобетонных конструкций. Будут приняты меры по повышению уровня проектной работы: в частности, в проектировании будут принимать участие технологи, хорошо знающие особенности производства и монтажа железобетонных изделий.

Важным вопросом является повышение долговечности железобетонных конструкций, особенно в дорожном строительстве. По решению горисполкома проводится специализация заводов ЖБИ по выпуску продукции для дорожного строительства. Применение цемента без минеральных добавок, комплексных поверхностно-активных добавок, специальных режимов твердения и другие мероприятия позволили в производственных условиях получить бетон Мрз 1000.

Серьезное внимание будет уделяться внедрению передовых достижений науки и техники. Киевские строители надеются на действенную помощь научно-исследовательских институтов.

Ряд вопросов, связанных с повышением качества сборного железобетона, еще требует решения Госстроя СССР и его организаций. Так, до настоящего времени оплата за изготовление и монтаж железобетонных конструкций еще недостаточно увязана с качеством этих работ. Отсутствие сортности для железобетонных изделий также не способствует по-

вышению их качества. Лучше или хуже качество железобетона — это не влияет на оплату, стоимость и цену изделий из него. В то же время качество строительства, производительность труда и во многих случаях долговечность зданий прямо связаны с качеством применяемых железобетонных изделий и конструкций.

Очевидно, должны быть выделены критерии, главным образом, связанные с обеспечением несущей способности конструкций, обязательные для всех видов и сортов сборного железобетона. Другие показатели, связанные с состоянием поверхности, внешним видом, допустимыми отклонениями размеров и т. п., могут служить для определения сортности продукции. Поощрение лучшего качества железобетонных конструкций должно найти отражение в нормативных документах. «В нынешних условиях — говорил на XXIV съезде КПСС товарищ Л. И. Брежнев, — если иметь в виду эффект для всего народного хозяйства, лучше — это почти всегда означает и больше».

Киевские строители развернули подготовку по достойной встрече XXV съезда партии. В этой большой и целенаправленной работе вопросы повышения качества строительства, в том числе бетонных и железобетонных конструкций, будут занимать первостепенное значение.

Кандидаты техн. наук А. Н. ПЕЧЕНОВ, С. Б. ДЕХТЯР (Киевпроект)

УДК 69.003 : 658.516(085)

Опыт разработки и внедрения каталога унифицированных изделий для Киева

Технический прогресс в строительстве неразрывно связан с индустриализацией и превращением строительного производства в комплексно-механизированный процесс монтажа зданий и сооружений из унифицированных изделий заводского изготовления. Унификация и стандартизация конструкций, узлов и деталей, как указано в Директивах XXIV съезда КПСС, является важнейшей задачей развития народного хозяйства СССР.

В течение девятой пятилетки производственная база Главкиевгорстроя и треста промстройматериалов Киевского горисполкома получила дальнейшее развитие (рис. 1).

Институт Киевпроект в 1971 г. впервые начал разработку каталога унифицированных изделий для жилищно-гражданского

строительства в Киеве (К-71) на стадии номенклатуры изделий. В этой работе принимали участие и производственные организации.

Каталог разработан с целью повышения индустриализации и технического уровня строительства, улучшения архитектуры зданий, установления стабильной номенклатуры изделий для производственной базы при минимальном количестве типоразмеров.

Каталог унифицированных изделий применяется как обязательный при проектировании и строительстве жилых и общественных зданий со стенами из кирпича, кирпичных блоков и панелей из керамических камней крупнопанельных жилых домов и каркасных общественных зданий. Каждое изделие каталога привя-

зано к предприятию-изготовителю. Применение каталога обязательно при строительстве по новым типовым проектам, типовом и индивидуальном проектировании зданий Киева, для выпуска продукции предприятиями индустриальных изделий Главкиевгорстроя и треста промстройматериалов Киевгорисполкома.

Все законченные разделы каталога К-71 одобрены Госстроем УССР и утверждены Киевским горисполкомом. Часть I «Бетонные и железобетонные изделия» состоит из трех разделов номенклатуры изделий (см. табл. 1). Из общего количества изделий 27% составляют индивидуальные, предусмотренные действующими типовыми проектами.

Во всех разделах каталога содержатся данные о габаритах, объеме, массе

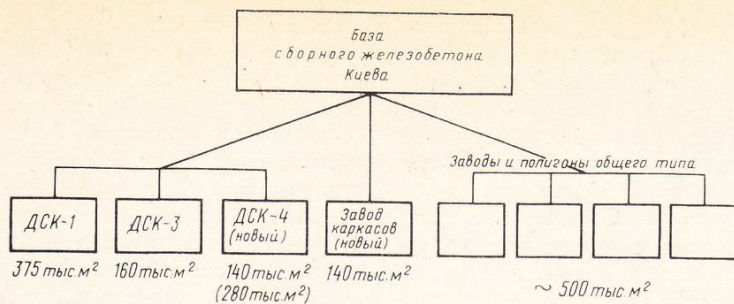


Рис. 1. Структура производственной базы сборного железобетона Главкиевгорстроя

Таблица 1

Номер раздела	Раздел номенклатуры (по предприятиям ЖБИ)	Тип здания	Количество	
			типоразмеров	марок
1	Изделия заводов общего типа (ЖБИ)	Жилые и общественные из кирпича и керамических панелей	417	506
2	Изделия завода каркасов (ЖБИ № 5)	Каркасно-панельные общественные	273	562
3	Изделия нового ДСК	Крупнопанельные жилые новых типов	124	252
Всего			814	1320

изделий и стали, а также приводится ссылка на соответствующие серии и альбомы рабочих чертежей, которыми следует руководствоваться. Указываются названия специализированных предприятий, выпускающих данную группу или часть группы изделий. Имеются таблицы замены устаревших изделий новыми стандартными и типовыми. В каталоге приводятся сметные цены и стоимость монтажа основных бетонных и железобетонных изделий, что позволяет выбрать наиболее экономичные решения.

При составлении номенклатуры бетонных и железобетонных изделий для Киева максимально учитывалась методика и состав общесоюзного сортамента унифицированных строительных элементов жилых и общественных зданий, разработанного ЦНИИЭП жилища.

Киевпроект принял методика, приемлемую для практических задач пятилетки, без коренной перестройки производственной базы Киева.

Наряду с широким внедрением Единой модульной системы при разработке каталога К-71 особое внимание уделено переходу на новые стандартные и типовые изделия. Исключалось использование неэкономичных, устаревших и индивидуальных изделий. Основными исходными материалами для составления каталога являются: номенклатура типовых и повторно применяемых жилых и общественных зданий для Киева, утвержденная на 1971—1975 гг.; действующие ГОСТы; новые типовые серии унифицированных индустриальных строительных изделий для жилых и общественных зданий с кирпичными стенами и серия ИИ-04 для каркасно-панельных общественных зданий; номенклатура изделий, принимаемых для серий типовых проектов в Киеве, включая и индивидуальные изделия; номенклатура изделий киевского каркаса для общественных зданий (рис. 2).

В первый раздел части I каталога (см. табл. 1) включены изделия для фундаментов и цоколей, стен, перекрытий, лестниц, крыш, балконов и др. Для фундаментов предусмотрены новые эффективные изделия: преднапряженные сваи с поперечным и центральным армированием.

При подготовке этого раздела учтена новая комплексная методика унификации. В Киевпроекте принят принцип «от изделия — к объемно-планировочному элементу». В сочетании с новой методикой типового проектирования, заключающейся в сочетании разнообразных объемных жилых блоков и блоков лестничных клеток различной конфигурации, для новых крупнопанельных жилых домов высотой 9—16 этажей унификация обеспечивает минимальное количество изделий. Так, номенклатура для первой очереди новой серии 134 составляет всего 124 типоразмера и 252 марок бетонных и железобетонных изделий.

Многopустотные панели приняты по ГОСТ с максимальным применением преднапряжения; они применяются для зданий с кирпичными стенами и для каркасных зданий.

Лестничные марши ребристой и плитной конструкции для жилых и общественных зданий предусмотрены для высоты этажей 2,8; 3,3 и 3,6 м.

В этом же разделе предусмотрены несколько типов эффективных ребристых панелей для покрытий с обычной и преднапряженной арматурой.

Во второй раздел части I каталога включены изделия серии ИИ-04 для зданий высотой 1—4 и 5—12 этажей (полный каркас), ИИ-04-12 (неполный каркас), унифицированного киевского каркаса для общественных зданий высотой 16—18 этажей (полный каркас).

Основные изделия — колонны, ригели, ребристые панели перекрытий, сплошные панели перекрытий, диафрагмы жесткости, панели наружных стен и лестницы. Изделия для нулевого цикла и многopустотные панели, необходимые для каркасных зданий, будут выпускаться на заводах ЖБИ.

В процессе разработки второго раздела каркас для жилых зданий был исключен как неэффективный.

В третий раздел части I включены следующие изделия: стеновые панели, лестничные марши, панели перекрытий и крыш, лифтовые шахты, кабины санузлов.

При подготовке этого раздела учтена новая комплексная методика унификации. В Киевпроекте принят принцип «от изделия — к объемно-планировочному элементу».

В сочетании с новой методикой типового проектирования, заключающейся в сочетании разнообразных объемных жилых блоков и блоков лестничных клеток различной конфигурации, для новых крупнопанельных жилых домов высотой 9—16 этажей унификация обеспечивает минимальное количество изделий. Так, номенклатура для первой очереди новой серии 134 составляет всего 124 типоразмера и 252 марок бетонных и железобетонных изделий.

Опыт применения части I действующего каталога унифицированных изделий К-71 в 1971—1974 гг. был обобщен и изучен. Была проанализирована работа за эти годы основных проектных институтов Киева — Киевпроекта, КиевЗНИИЭП, Гипрогражданпротростроя, Гипроинииздрава и Укрнипроторга, а также 5 заводов

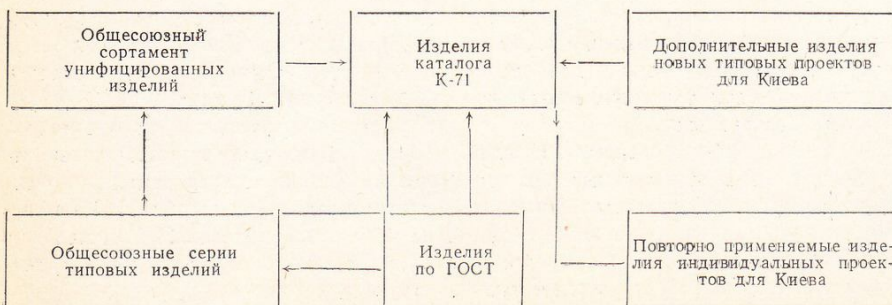


Рис. 2. Схема формирования каталога унифицированных изделий (К-71)

железобетонных изделий Главкиевгорстроя и треста промстройматериалов Киевгорисполкома. Для детального изучения номенклатуры бетонных и железобетонных изделий в каждом институте отображены проекты жилых и общественных зданий с бескаркасными и каркасными конструктивными системами.

Следует отметить, что общепринятый показатель оценки номенклатуры по количеству типоразмеров и марок не дает достаточно ясной картины степени унификации изделий. Введя два дополнительных показателя производства изделий — по объему выпуска и общему количеству изделий — получаем возможность дать более правильную оценку проектам.

Из этих показателей наиболее существенным является удельный вес типовых унифицированных изделий в проектах по объему в м³. Его значение составляет в проектах: Киевпроекта — от 81,2 до 96,5%; Гипрогражданпромстроя — от 89,9 до 97,7%; Гипрониздрава — от 88,3 до 100%; КиевЗНИИЭП — от 73,1 до 100%.

В результате детального анализа установлено, что широко применяются следующие типовые изделия: фундаментные блоки, стеновые панели, колонны, балконные плиты и др. Значительно часто используются индивидуальные изделия: плоские плиты перекрытий и покрытий, лестничные площадки, плиты шахт лифтов, что объясняется отсутствием соответствующих унифицированных изделий.

Представляет интерес опыт внедрения унифицированных изделий на примере 5 предприятий Киева. Структура железобетонных изделий, выпускающихся этими заводами, приводится в табл. 2.

Как видно из таблицы, уровень применения типовых изделий на крупных специализированных предприятиях достаточно высок. Однако небольшие заводы ЖБИ строительных трестов Киевгорстроя перегружены еще выпуском индивидуальных изделий по проектам, разработанным до 1972 г.

Основные показатели эффективности внедрения каталога унифицированных изделий К-71 для Киева:

возможность проектирования и строительства жилых и общественных зданий

Таблица 2

Наименование завода	Мощность завода, тыс. м ³	Удельный вес типовых изделий, %		
		объем	количество	марки
ЖБИ-2 треста „Стройдеталь“	65	97	98	78
ЖБИ-5 треста „Стройдеталь“	140	90	91,2	85,6
ЖБИ комбината „Стройиндустрия“	150	96,6	96,3	74,5
ЖБИ треста КГС-2	14	61,9	70,4	22,6
ЖБИ треста КГС-4	12	72,3	71	25

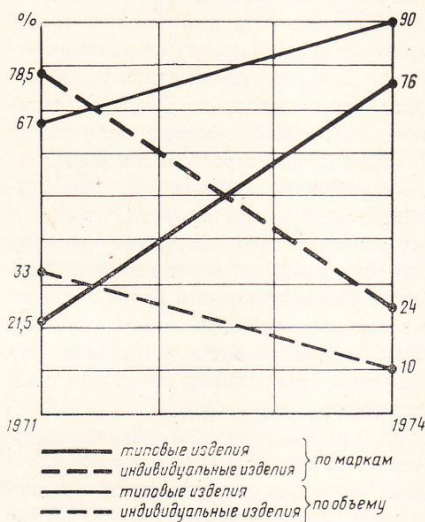


Рис. 3. Рост применения унифицированных изделий при проектировании зданий

с различными конструктивными системами и схемами высотой до 18 этажей из различных материалов;

упорядочение номенклатуры изделий, исключение устаревших и внедрение новых эффективных стандартных и типовых изделий;

значительное сокращение общего числа типоразмеров и марок изделий для Киева;

резкое снижение количества разрабатываемых и выпускаемых индивидуальных изделий;

специализация основных предприятий производственной базы на выпуск ограниченной номенклатуры изделий; снижение сметной стоимости строительства и себестоимости изготовления изделий;

повышение производительности труда проектировщиков.

Экономический эффект, полученный при внедрении каталога унифицированных изделий в Киеве, характеризуется следующими данными. В часть I каталога вместо устаревших было включено 12 групп типовых изделий массового применения с общим количеством 268 типоразмеров и 523 марки. Применение наиболее эффективных изделий обеспечивает экономии 1233 т стали и 606 тыс. р. в год.

Достигнуто значительное сокращение общего числа типоразмеров и марок основных железобетонных изделий при большом разнообразии их параметров. Так, суммарное количество типовых изделий в двух разделах части I каталога составляет 482 типоразмера, а с учетом индивидуальных изделий типовых проектов — 690 типоразмеров, что в 4,5 раза меньше ранее употреблявшегося числа изделий (в 1970 г. по данным Главкиевгорстроя и Киевпроекта — 3000).

В 1972—1974 гг. институт Киевпроект значительно снизил число индивидуальных изделий. Если в 1970 г. в среднем использовалось около 78,5% индивидуальных изделий, то теперь средний удельный вес индивидуальных изделий по маркам составляет 24%, т. е. в 3,3 раза меньше. Удельный вес этих индивидуальных железобетонных изделий по объему равен 9,8%. Расчетная годовая экономия за счет сокращения объема выпуска индивидуальных изделий составляет 680 тыс. р.

В апреле этого года Госстрой УССР рассмотрел итоги внедрения каталога унифицированных изделий в Киеве. Работа одобрена, принято решение о распространении опыта Киева в других крупных городах Украинской ССР. Приняты рекомендации по дальнейшему внедрению эффективных изделий каталога, проведению дополнительных работ по типизации изделий. Институту Киевпроект предложено продолжить работы по созданию нового каталога унифицированных изделий для жилищно-гражданского строительства Киева на десятилетку.

Железобетонные конструкции жилых и гражданских зданий

(Опыт КиевЗНИИЭП)

В КиевЗНИИЭП осуществляется экспериментальное и типовое проектирование жилых и общественных зданий для Украинской и Молдавской ССР, проводятся значительные экспериментально-теоретические исследования. Большое место в работах института занимают конструкции и изделия из железобетона, их совершенствование является одной из основных задач деятельности всех подразделений этой организации.

В институте совершенствуются существующие и разрабатываются новые типовые серии жилых крупнопанельных зданий высотой 9—12—16 этажей, соответствующих СНиП II-Л.1-71, а киевские ДСК-1 и ДСК-3 осуществляют массовое их возведение. Проекты унифицированы для обычных и сложных условий строительства. Шаг поперечных несущих стен — 3 и 3,6 м, поперечные пролеты — 5,1; 5,7; 6,6 м, что позволяет дифференцировать площади жилых помещений. Внутренние стены и перекрытия — единой толщины, это упрощает технологию изготовления.

Как показал опыт строительства в Киеве и других городах Украины первых домов серии 96, они имеют лучшие архитектурно-планировочные решения, звукоизоляционные свойства, теплопроводность и другие качества.

Широко внедряются в Киеве и других городах Украины дома серии 87 с продольными несущими стенами из местных материалов (кирпича, керамических камней, легкого бетона и силикатных блоков). Совместно с НИИЖБ разработаны экономичные варианты совмещенных вентилируемых крыш из газосиликатобетона.

Совместно с НИИСК КиевЗНИИЭП разрабатывает для массового строительства проекты 5—9-этажных объемно-блочных жилых домов, в которых достигнуто существенное снижение трудоемкости возведения и уменьшение материалоемкости. Жилые дома из объемных блоков нашли широкое применение в застройке Кременчуга, где имеется экспериментальный завод объемно-блочного домостроения Минпромстроя УССР.

Представляют интерес проекты крупнопанельных 5—9-этажных жилых домов для подрабатываемых территорий. Ис-

пользование результатов научных проработок и испытаний, проведенных на моделях и фрагментах, позволило усовершенствовать конструктивные решения и применить специальные мероприятия, предохраняющие здание от воздействия неравномерных осадок, сократить на 20—22% суммарные трудозатраты по сравнению с аналогичными проектами-этажами. Выпуск изделий для таких домов будет организован на Пантелеймоновском ДСК, в 1975 г. освоено производство изделий на Северодонецком ДСК.

В течение последних 10 лет в институте ведутся комплексные исследования и разработки экспериментальных проектов высотных зданий из монолитного железобетона для применения в Киеве и других городах республики. По проекту КиевЗНИИЭП в Ялте и Виннице осуществлено строительство 16-этажных жилых домов.

Технико-экономический анализ позволил установить, что наилучшие показатели достигаются при применении крупнощитовой переставной опалубки: экономия стали возрастает до 25%, до 35% сокра-

щаются расходы на производственную базу по сравнению с другими технологическими решениями. В настоящее время разрабатывается серия типовых многоэтажных домов из монолитного железобетона.

Наиболее эффективным методом устройства перекрытий является так называемый «опускной метод», дающий экономии до 25 тыс. р. на каждом 16-этажном доме; при этом трудозатраты уменьшаются на 2500 чел.-дн.

Институт выявляет рациональные конструктивные и планировочные системы многоэтажных полносборных крупнопанельных жилых домов высотой 30—40 этажей для Киева и других городов Украины. Интересным примером такой проработки является конструктивная система, состоящая из жесткого центрального ядра и двух примыкающих к нему отсеков малой жесткости. Боковые секции в плане сдвинуты на половину ширины корпуса (рис. 1,а). Основная идея конструктивной системы заключается в четком распределении нагрузок: горизонтальные воспринимаются центральным жестким ядром, а несущие поперечные стены боковых отсеков работают на вертикальные нагрузки. Стены центрального ядра, в которых размещается лестнично-лифтовой узел, приняты из спаренных железобетонных панелей толщиной 16 см с зазором 5—10 см, который заполняется монолитным бетоном. Несущие рядовые поперечные панели боковых секций также толщиной 16 см устанавливаются на одностоечные железобетонные порталы (рис. 1,б). Удалось отказаться от платформенного стыка, обеспечив непосредственное опирание стеновых несущих панелей друг на друга в горизонтальном стыке с применением высокомарочных цементных паст.

Рассмотрены вопросы конструктивного решения диафрагм жесткости, разработаны предложения по применению большепролетных преднапряженных настилов длиной до 12 м и новых конструкций облегченных навесных панелей из эффективных легких бетонов с применением алюминия.

Значительное место в работах института занимают исследования и проектные разработки каркасных конструктив-

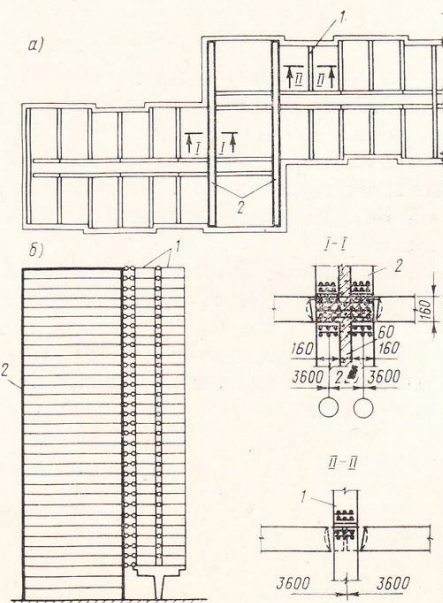


Рис. 1. Схема расположения несущих стен 30-этажной блок-секции (а) и статическая схема (б)

1 — рядовые несущие поперечные стены; 2 — стены лестничных клеток

ных систем. Для Киева и Харькова (рис. 2) была предложена новая система сборного каркаса с элементами таврового сечения [1]. В настоящее время в Харькове строится 25-этажный жилой дом с таким каркасом.

Предложенная связевая система таврового каркаса позволила сократить расчетные пролеты перекрытий, полностью исключить влияние на колонны продольного изгиба и обеспечила желаемый интерьер помещений (без выступающих углов). Применена укрупненная сетка колонн $6,6 \times 6,9$ м, что позволило улучшить архитектурно-планировочные решения при одновременном сокращении количества типоразмеров и марок сборных элементов, сокращении расхода стали на армирование панелей перекрытий.

Разработана также новая система безригельного каркаса для применения в общественных малоэтажных зданиях.

Существенное место занимает разработка типовых каркасов из унифицированных элементов. Технические решения вариантов каркаса ИИ-04 (связевой вариант) для строительства на просадочных грунтах и подрабатываемых территориях утверждены Госгражданстроем.

Для дальнейшего совершенствования каркасных систем многоэтажных зданий предлагается вариант в виде жестких рам, расположенных в поперечном направлении. Ригели рам в виде балок-стенок высотой на этаж располагаются по вертикали в шахматном порядке. Применение такого решения позволяет при возведении 12-этажного административного здания снизить расход стали на 7%, бетона на 3% и сократить трудозатраты на монтаже на 10—12%.

В институте разрабатывались и новые каркасные системы, в частности, безригельный каркас трехосным обжатием, который является дальнейшим развитием и совершенствованием применяемых за рубежом безригельных систем с перекрытиями, обжатыми напрягаемой арматурой в двух направлениях [2]. Отсутствие ригелей и применение длинномерных настилов позволяет разнообразить архитектурно-планировочные решения. Использование обжатых диафрагм жесткости особенно эффективно при сейсмических воздействиях.

Для строительства в будущей пятилетке зданий высотой более 20 этажей предлагаются комбинированные вантовые преднапряженные конструктивные системы. Они состоят из жесткого сердечника и каркаса в виде преднапряженных вант. Наружные навесные панели, панели междуэтажных перекрытий и другие элементы могут быть традиционными или новыми с применением укрупненных монтаж-

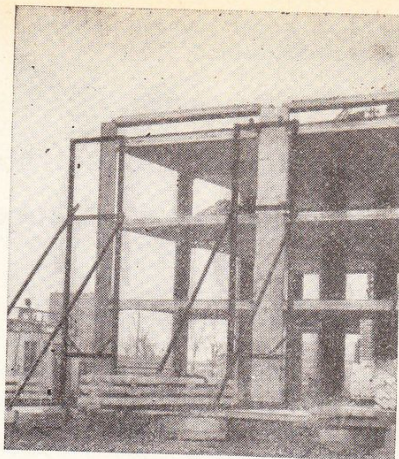


Рис. 2. Испытание экспериментальной секции каркаса с тавровым сечением элементов

ных единиц и использованием прогрессивных облегченных материалов.

Ведутся большие научно-исследовательские и проектные работы по созданию экономичных большепролетных покрытий с применением сборного железобетона для массовых общественных зданий.

Практически в строительстве в гг. Киеве, Трускавце, Черкассах, Гродно, Махачкале применяются такие покрытия в вантовых конструкциях на круглом плане диаметром 52 м, квадратном 42×42 м и прямоугольном 52×102 м.

На протяжении ряда лет проводились теоретические разработки и испытания на фрагментах и моделях конструкций сборных железобетонных оболочек залых помещений (рис. 3), монтируемых без поддерживающих устройств. В 1974 г. по проекту КиевЗНИИЭП комбинатом Киевпромстрой была возведена сборная оболочка пролетом 36×36 м из железобетонных элементов, служащая перекрытием

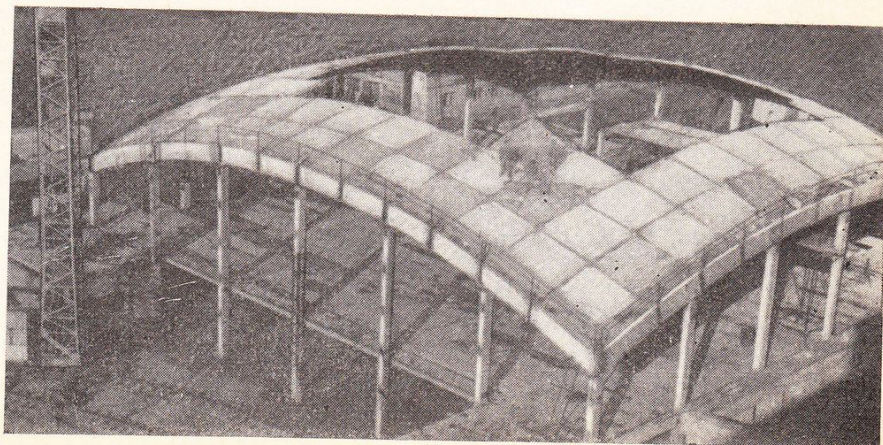
зала заводской столовой. Монтаж был осуществлен в течение 20 дней без применения лесов и подмостей [3].

На производственно-экспериментальной базе (ПЭБ) КиевЗНИИЭП были выполнены значительные по объему исследования моделей и фрагментов конструкций, предложенных научно-исследовательскими и проектными институтами НРБ и ВНР. Результаты исследований послужили основанием для аттестации предложенных решений и их последующего внедрения в строительство в этих странах.

Следует остановиться также на исследованиях, основанных на вероятностных методах расчета с определением обобщенной характеристики надежности. Начаты работы по исследованию надежности отдельных конструктивных систем, в частности крупнопанельных, каркасов ИИ-04 для строительства в условиях горных подработок и просадочных грунтов и др. Развиваются инженерные методы исследования конструкций на надежность [4]. Для выявления критериев предельных состояний связевого каркаса ИИ-04В, разработанного КиевЗНИИЭП при участии НИИСК и НИИ оснований и подземных сооружений, осуществлен комплекс экспериментальных работ на крупномасштабных (1:2) моделях и фрагментах узлов в натуральную величину. Эксперименты выявили наиболее слабые звенья систем, которые исследуются на надежность.

Определены и используются в расчетах статистические характеристики следующих основных факторов, изменчивость которых существенно влияет на надежность конструкции каркаса ИИ-04В: перемещение земной поверхности, деформативные свойства грунта, прочность и модуль общей деформации бетона, предел текучести стали, вертикальная нагрузка, действующая на фундамент.

Рис. 3. Монтаж сборной железобетонной оболочки



Представляют также интерес экспериментальные исследования железобетонных конструкций, армированных профилированной листовой арматурой (рис. 4). Техничко-экономический анализ позволяет рекомендовать конструкции для зданий с металлическим каркасом, возводимых в особых условиях, эксплуатируемых кровель, облегченных элементов жилых и общественных зданий, где профилированный стальной лист используется как конструктивный элемент.

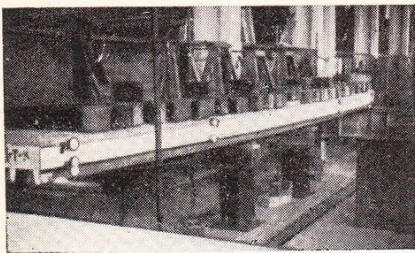


Рис. 4. Испытание железобетонной плиты, армированной профилированной листовой сталью

В настоящее время коллектив института заканчивает работу над предложениями для включения в координационный план научно-исследовательских работ по строительству Госстроя СССР на новую пятилетку. Основное место в них отводится вопросам дальнейшего повышения качества, надежности и технологического уровня массового жилищно-гражданского строительства, экономике конструкций, технологии заводского производства и монтажа полносборных зданий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Макаров Г. Д., Медведев М. И., Чечик З. С. Жилые дома повышенной этажности с тавровыми элементами каркаса. — В сб.: Строительство и архитектура, вып. IX. Киев, «Будівельник», 1971.
2. Клигерман С. И. Новая конструктивная система сейсмостойкого здания. — Сб. научных трудов КиевЗНИИЭП, выпуск I. Киев, 1972.
3. Маркелов Н. А., Каплунович Е. Н. Конструкция оболочки, монтируемой способом защемления плит. Сб. «Оболочки в строительстве». Киев, «Будівельник», 1973.
4. Киршнер Б. М., Медведев М. И., Айзен А. М. О необходимости исследования надежности при проектировании жилых и общественных зданий на подрабатываемых территориях и факторов, существенно влияющих на надежность зданий. Сб. «Строительные конструкции», вып. XXIII. Киев, «Будівельник», 1974.

Инж. В. А. МЕДЕР [Донортгехстрой], кандидаты техн. наук В. И. СКАТЫНСКИЙ, Е. И. ЧИКОТА [НИИСК]

УДК 69.057.3 : 691.316 : 666.965.2

Конструкции силикатобетонных блок-комнат и опытный дом из них

Производство силикатного бетона, как плотного, так и ячеистого, в нашей стране из года в год растет и уже превысило выпуск 6 млн. м³ в год. Изделия и конструкции из него находят применение в виде неармированных и армированных изделий и конструкций, таких, как стеновые панели и блоки, панели покрытий и перекрытий, колонны, балки и другие конструкции. Высокая экономическая эффективность конструкций из силикатного бетона (снижение веса, стоимости и экономии цемента) требует расширения объема и областей применения силикатного бетона.

Совершенствование технологии производства и наличие в промышленности автоклавов диаметром 3,6 м дает возможность изготовления конструкций крупных размеров. Используя опыт укрупнения силикатобетонных конструкций, комбинат Ворошиловградхимстрой Минтяжстроя Украинской ССР, проектно-конструкторское бюро треста Донортгехстрой (Северодонецк) и НИИСК Госстроя СССР (Киев) выполнили комплексную работу по разработке и исследованию блок-комнат, технологии их изготовления и строительству первого экспериментального пятиэтажного жилого дома из объемных силикатобетонных блок-комнат в Северодонецке.

Блок-комната (рис. 1) представляет собой прямоугольный параллелепипед с внутренними размерами 5,2×3,2×2,6 м, собираемый из силикатобетонных элементов. Плиты пола — ребристые, а плиты потолка — шатровые с ребром по контуру, высота ребра 100 мм, толщина полки 50 мм. Плоские сплошные плиты стен имеют толщину 100 мм. Плиты пола, потолка и внутренних стен из плотного силикатного бетона объемной массы 1800—1900 кг/м³, марки 150 готовятся по гидратной технологии. Стеновые панели состоят из одного элемента, а панели пола и потолка — из двух полупанелей каждая, что сделано по условиям гидротермальной обработки в автоклаве диаметром 3,6 м. Панель наружной стены делается из ячеистого силикатного бетона объемной массой 700 кг/м³, толщиной 300 мм. Стены, выходящие на торец здания, — комплексные, состоящие из 100-мм плотного и 200-мм ячеистого силикатного бетона.

Элементы блок-комнаты изготавливаются в цехе крупных панелей Северодонецкого домостроительного комбината по принятому там регламенту. В качестве исходного сырья применяется песок с модулем крупности $M_{кр} = 1,16$, известь меловая активностью 60—62% со скоростью гашения 7—12 мин. Состав смеси в процентах: известь — 10,5—11,5, молотый песок — 5, карьерный песок — 84,5—83,5. Подготовка массы производится по гидратной технологической схеме. Панели формируются в горизонтальных формах, уплотнение формируется на виброплощадке. Режим автоклавной обработки после исследования был принят следующим: подъем давления 1,5—2 ч, изотермическая выдержка при 12 атм — 5—6 ч, сброс давления — 2,5—3 ч.

Ячеистобетонные панели готовились на смешанном известково-цементном вяжущем по литевой технологии при одноярусном горизонтальном формовании. Объемная масса ячеистого бетона 700—750 кг/м³, прочность при сжатии выпеченных образцов 40—50 кгс/см².

Сборка блок-комнат из готовых элементов производится на специальном стенде в следующей последовательности. На стенд укладываются плиты пола, на уложенные плиты пола устанавливается кондуктор, состоящий из прокатных профилей, наружные размеры кондуктора отвечают внутренним размерам блок-комнаты. На уложенные плиты пола устанавливаются стеновые панели, временное их крепление к кондуктору осуществляется при помощи струбцин, затем производится крепление стеновых панелей между собой и к панелям пола, после чего снимаются струбцины и извлекается кондуктор. В завершение укладываются плиты потолка, которые также крепятся к стеновым панелям.

Крепление стеновых панелей между собой (рис. 2) и соединение их с полом и потолком производится стальными штырями диаметром 12 мм, длиной 200 мм, закладываемыми в совместно засверленную полость диаметром 14 мм. Зазор между полостью и штырем заполняется клеевым составом на основе эпоксидной смолы при помощи шприца. Крепление не имеет закладных частей, а стальной штырь надежно защищен от коррозии.

Путем подбора было установлено, что

хорошие результаты в качестве клея дает композиция на базе эпоксидной смолы такого состава: смолы ЭД-5—100, дибутилфталата—20, полиэтиленполиамин—8—12 и вибромолотого кварцевого песка—200 частей.

Для ускорения полимеризации клея в соединении был применен местный электронагреватель от сети 36 В. В этих условиях полимеризация проходит в течение 2—2,5 ч.

Клеево-стержневые соединения были испытаны на специальных фрагментах при действии осевого усилия (выдергивание) и усилия, перпендикулярного оси стержня—сдвигающего. В результате испытаний было принято расстояние (шаг) между штырями 600 мм и расстояние штыря от края панели 300 мм.

Статические испытания проводились на моделях и блок-комнатах натуральных размеров.

Для определения деформированного состояния дома из объемных блоков и проверки надежности клеевых соединений элементов блока была испытана модель фрагмента дома при неравномерной осадке фундаментов. Фрагмент состоял из четырех моделей блок-комнат в масштабе 1:4 натуральной величины, расположенных в два этажа.

Блоки первого этажа устанавливались на модель фундамента, которая была выполнена из отдельных опор, каждую из которых можно опускать и поднимать. Опусканием опор имитировалась осадка фундамента. При испытании было реализовано семь наиболее вероятных схем осадки фундаментов под различными участками здания.

Испытания модели показали, что основными условиями надежной работы конструкции дома является опирание объемных блоков по всему периметру. Конструкция стыков плоских элементов обеспечивает надежное соединение их в объемный блок, который при осадках фундаментов работает как единый конструктивный элемент.

При статических испытаниях блок-комнат натуральных размеров определялась несущая способность и выяснились вопросы жесткости и трещиностойкости. Всего было испытано три образца, имеющих конструктивные отличия и изготовленных при отработке технологии изготовления большеразмерных тонких плит и их сборки в объемный блок. Схемы испытания блоков были также различны. Опирание блоков на жесткую раму испытательного стенда осуществлялось как по всему периметру, так и через плиту перекрытия над подвалом и бетонные призмы. Испытание объемного блока проводилось в два этапа. На первом этапе расчетной эксплуатационной нагруз-

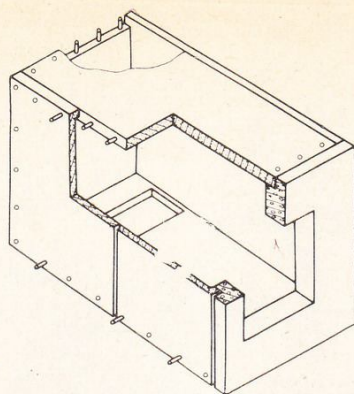


Рис. 1. Конструктивная схема силикатобетонной блок-комнаты

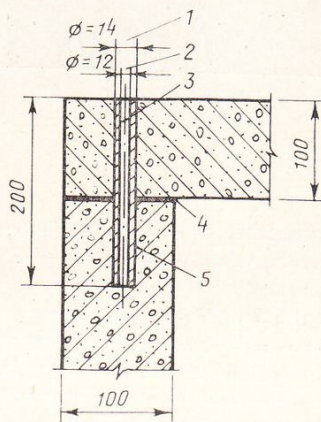


Рис. 2. Крепление стеновых панелей между собой
1— диаметр посадочной полости; 2— диаметр штыря; 3— стальной штырь; 4— уплотняющий слой; 5— клеевой слой

кой испытывался пол, на втором—сам блок. Нагрузка на пол создавалась штучными грузами. Кроме того, плиты пола и потолка были испытаны на зыбкость приложением сосредоточенного груза 100 кг в точке максимального прогиба. Максимальный прогиб плит составил около $\frac{1}{800}$ пролета.

Нагружение объемного блока в целом осуществлялось шестнадцатью 100-тонными гидродомкратами на испытательном стенде. Общий вид испытания дан на рис. 3.

Рис. 3. Общий вид статических испытаний



В процессе испытаний было реализовано три схемы опирания плиты подвала на фундамент: по всему периметру, по коротким сторонам с одной промежуточной опорой посредине длинных сторон, только по коротким сторонам. Нагрузка на блок прикладывалась по всему периметру, за исключением участков над оконными и дверными проемами, которые не нагружались. Нагрузка на блок при испытании возрастала ступенями по 6 т на 1 пог. м периметра.

Трещины появились при усилиях 28,7 т на 1 пог. м периметра и были направлены вертикально. Разрушение объемных блоков происходило вследствие ряда локальных причин: разрушение перемычки над дверным проемом, смятие стены у плиты пола, излом плиты пола. Причиной разрушения при этом была более низкая прочность бетона в местах разрушения. Нагрузка, соответствующая разрушению, составляла 40—50 т на 1 пог. м периметра блока.

При опирании плиты подвала по всему периметру и по торцовым сторонам с промежуточными опорами по продольным сторонам запас по несущей способности для 5-этажного дома может быть оценен как пятикратный.

С целью определения надежности конструкции объемных блоков при перевозке и монтаже опытного дома были проведены транспортные и монтажные испытания. Испытаниям подвергался объемный блок полной заводской готовности.

Монтажные испытания, проведенные при помощи крана ККК-16, состояли из строповки блока балансирующей траверсой, подъема, опускания, горизонтального перемещения, установки его на складе готовой продукции и на транспортные средства.

Транспортные испытания предусматривали перевозку объемного блока по дорогам с асфальтовым покрытием. Протяженность маршрута транспортных испытаний 32 км. На маршруте были железнодорожные переезды, ухабы и уклоны 10—15%. Перевозка блока осуществлялась на 40-тонном трайлере ЧМЗАП-5208 при помощи тягача со скоростью 10 км/ч.

При воздействии монтажных и транспортных нагрузок никаких видимых повреждений глазом дефектов—трещин, выколов, отслоений, расстройств соединений плоских элементов блока, наружный отделочный слой и т. п. обнаружено не было.

Для строительства был принят пятиэтажный односекционный жилой дом полезной площадью 768 м² со строительным объемом 3137 м³. Дом запроектирован Северодонецким ПКБ треста Донорг-

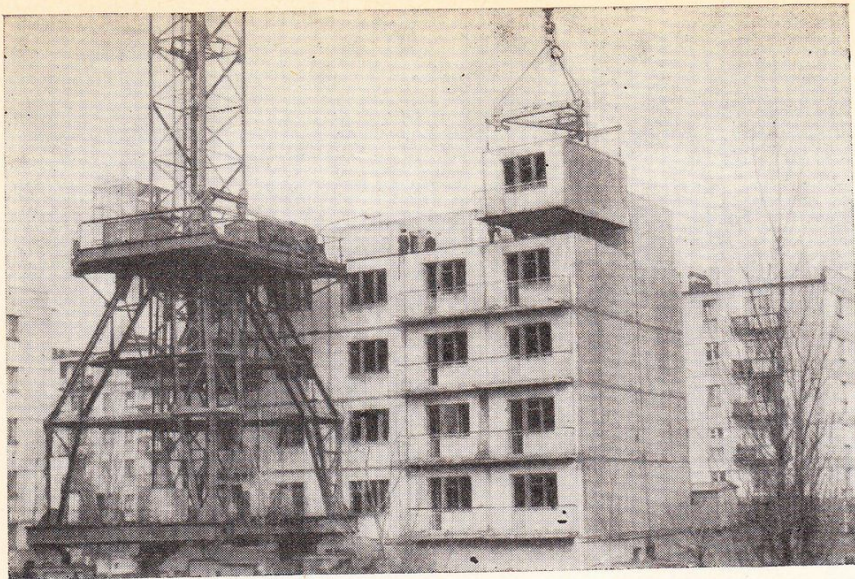


Рис. 4. Общий вид монтажа дома из блок-комнат

техстрой и одобрен Госстроем Украинской ССР для опытного строительства в Северодонецке. Объемные блоки в количестве 50 шт. были изготовлены заводом крупнопанельного домостроения Северодонецкого ДСК. Сборка блоков осуществлялась на открытом полигоне, оборудованном козловым краном.

Задачей опытного строительства являлось освоение технологии изготовления объемных блоков из силикатного бетона и проверка прочности, жесткости и трещиностойкости блоков предлагаемой конструкции и их элементов при действии статических, транспортных и монтажных нагрузок.

Для монтажа опытного дома из объемных блоков был использован башенный кран БК-300 грузоподъемностью 25 т. Перевозка блоков с завода крупнопанельного домостроения на строительную площадку производилась специальной оборудованной трайлером ЧМЗАП-5208 с тягачом, который перевозил 2—4 блока в смену. Общий вид монтажа дома показан на рис. 4.

По данным хронометража, наибольшая продолжительность монтажного цикла — от загрузки трайлера до установки блока в проектное положение — составила 38 мин, а полная продолжительность монтажных работ по всему дому составила 25 чел.-дней.

При этом трудозатраты на 1 м² жилой площади составили 0,06 чел.-дня, а общие трудозатраты на изготовление объемных блоков и их монтажа составили $0,54 + 0,46 = 0,6$ чел.-дня на 1 м² жилой площади.

Всего по дому с учетом нулевого цикла, отделочных работ, монтажа санитар-

но-технического и электрического оборудования трудозатраты составляют 2,77 чел.-дня на 1 м² жилой площади. Таким образом, суммарные трудозатраты на изготовление конструкций и строительство из них опытного жилого дома оказались несколько меньшими по сравнению с существующими трудозатратами в объемно-блочном домостроении.

Стоимость жилой площади в построенном опытном доме из силикато-бетонных блок-комнат на 11,2% ниже стоимости принятых в строительстве комбинатом Ворошиловградхимстрой жилых домов из крупных силикатобетонных стеновых блоков. А общая трудоемкость (на заводе и на монтаже) соответственно снижается на 15%.

Лаборатория технико-экономических исследований строительных конструкций НИИСК исследовала дома из силикатобетонных блок-комнат также и в сопоставлении с серией III-130, панельных ячеистобетонных домов, разработанных ЛенЗНИИЭП. Анализ показал, что в домах из объемных блоков сметная стоимость ниже на 2,6%, суммарные трудозатраты — на 10,5%, а продолжительность строительства сокращается почти в 2 раза в сравнении с крупнопанельными домами серии 130.

Строительство первого опытного дома, законченного в 1974 г., показало техническую целесообразность и экономическую эффективность применения силикатобетонных объемных блоков в жилищном строительстве. Исходя из этого, взамен полигона в составе Северодонецкого ДСК намечено строительство цеха по сборке и отделке блок-комнат годовой производительностью 70 тыс. м² жилья.

Инж. В. Я. ДРИЗ
канд. техн. наук В. Б. ДЗЮБ

УДК 624.91(477)

Конструкции покрытия

В новом жилом массиве Киева Никольская Борщаговка построен первый в столице Украины магазин «Универсам» (рис. 1). В основу архитектурно-планировочного решения здания положены рациональные технологические и конструктивные схемы. Особое значение при проектировании и строительстве придавалось текстуре и эстетике, специфической выразительности интерьеров торговых залов, освещаемых естественным светом.

Совокупность задач и условий, предъявляемых к сооружению данного назначения и класса, привела к созданию квадратной в плане ячейки покрытия 12×12 м, симметричной во всех направлениях.

Конструкция ячейки покрытия, названная «модулем», представляет собой пространственную шпренгельную систему, в которой верхний пояс, набранный из девяти железобетонных ребристых плит 4×4 м в плане, сжат, а нижний в виде пространственной сетки растянут, что соответствует физико-механическим свойствам этих двух материалов. Вся система опирается на 4 колонны по углам квадрата 12×12 м (рис. 2).

Нижний пояс представляет собой сетку из круглой арматурной стали. Горизонтальный участок имеет форму квадрата в квадрате, двенадцатью растяжками он шарнирно крепится к диагональным ребрам четырех угловых плит верхнего пояса.

Ажурная сетка естественным образом входит в объем сооружения, что дает возможность считать строительной высотой покрытия только толщину ребристых плит верхнего пояса модуля.

Сечения стержней шпренгельной сетки, подобранные в соответствии с действующими усилиями, изготавливались из углеродистой стали обыкновенного качества марки ВСтЗсп категории Б, диаметром 30, 45, 53 и 63 мм. Соотношение диаметров шпренгельной системы отражает действительный характер работы всей конструкции.

Связь между верхним и нижним поясом осуществляется также через опорные стойки, расположенные в узлах пересечения стержней горизонтальной сетки (рис. 3).

Опорные стойки выполнены вертикально-раздвижными, что дает возможность напрягать конструкцию, придавая ей про-

арх. М. П. БУДИЛОВСКИЙ (Киевпроект),
инж. С. А. КРИВОБОК (НИИСК)

магазина «Универсам» в Киеве

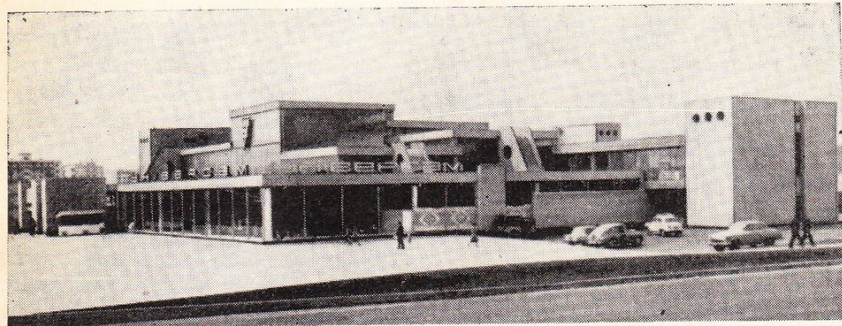


Рис. 1. Общий вид магазина «Универсам» в Киеве

пространственную жесткость и создавая строительный подъем на величину предполагаемого прогиба всей системы от эксплуатационных нагрузок.

Шарнирное крепление растяжек сетки нижнего пояса к диагональным ребрам угловых плит позволило осуществить замкнутый цикл усилий всей системы в целом, передавая на колонны только вертикальную нагрузку от собственного веса конструкции, наслоений кровли и временной нагрузки.

Верхний пояс конструкции представляет сборную ребристую плиту, которая собирается из девяти квадратных плит с диагональными ребрами и ребрами по периметру с помощью инвентарного кондуктора (набранная из формочек решетчатая система 12×12 м в плане, весом 5 т). Кондуктор устанавливается на оголовки четырех колонн, и кран сквозь его решетчатую конструкцию подтягивает заранее разложенные в проектное положение ребристые плиты, которые с помощью анкерных болтов закрепляются к нижнему поясу кондуктора. При этом шарнирное соединение анкерных болтов с кондуктором позволяет корректировать положение плит, обеспечивая точное и надежное сопряжение отдельных элементов в единую ребристую плиту.

По контуру каждого модуля устраивается парапетная стенка из керамического кирпича с выносом на 50—60 см за грань колонны. Вынос парапетной стенки осуществляется при помощи кронштейнов, приваренных к закладным деталям на ребрах плит.

В качестве утеплителя применялся газобетон в виде жестких плит толщиной 120 мм. Вентиляция кровли осуществля-

лась при помощи волнистых асбоцементных листов, уложенных поверх слоя теплоизоляции. Каналы, образованные при этом, способствуют отводу водяных паров, накапливающихся под гидроизоляционным ковром.

Кровля каждого модуля имеет 1%-ный уклон в сторону ливнестока в виде специальной конструкции, предусматривающей не только отвод ливневых вод с одного уровня на другой, но и установку автоматических клапанов в системе вентиляции торгового зала.

Расположение модулей покрытия на различных отметках дало возможность создать неповторяющиеся архитектурно-пространственные композиции с естественным освещением, удовлетворяющие инженерным, эстетическим и строительным требованиям современного сооружения.

На одном из этапов работы над конструкцией лаборатория моделирования НИИСК Госстроя СССР провела экспериментально-теоретическое исследование конструкции покрытия на моделях. Сочетание математических и физических исследований позволило эффективно в сжатые сроки получить максимум информации об исследуемой конструкции.

Для реализации поставленных задач было изготовлено и испытано три модели в масштабе 1 : 10, 1 : 15, 1 : 20.

Путем масштабного уменьшения линейных размеров конструкции, арматурных сеток и каркасов, а также применения масштабных бетонов, обеспечивающих равенство прочностных и деформативных характеристик бетонов моделей и оригинала, было достигнуто масштабное, структурное и физическое подобие

моделей с оригиналом. Ожидалось, что при испытании моделей когда

$$q^H = q^{M*}, \quad (1)$$

будут справедливы равенства:

$$\varepsilon^H = \varepsilon^M; \quad \sigma^H = \sigma^M; \quad f^H = f^M \frac{1}{m}, \quad (2)$$

где q — равномерно распределенная нагрузка на площади покрытия;
 ε — относительные деформации бетона и стержней шпренгельной решетки;
 σ — напряжения в элементах конструкции;
 f — прогибы характерных точек покрытия;
 m — масштаб ($m < 1$).

Модели всех масштабов испытывались по одной методике.

Равномерно распределенная нагрузка по площади покрытия прикладывалась ступенчато вплоть до разрушения. Замерялись линейные перемещения характер-

* индекс «H» относится к параметру оригинала, а «M» — к соответствующему параметру модели.

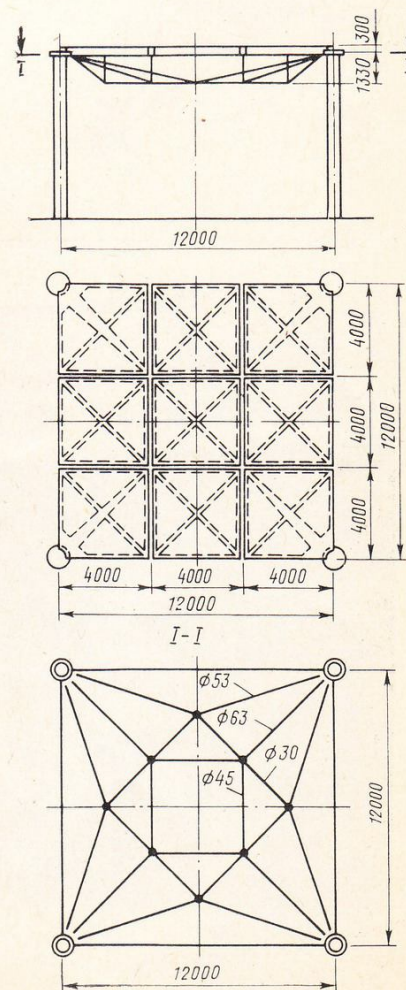


Рис. 2. Конструктивная схема покрытия

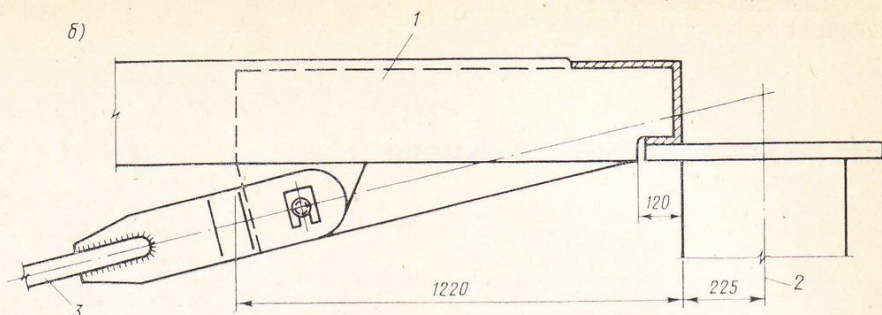
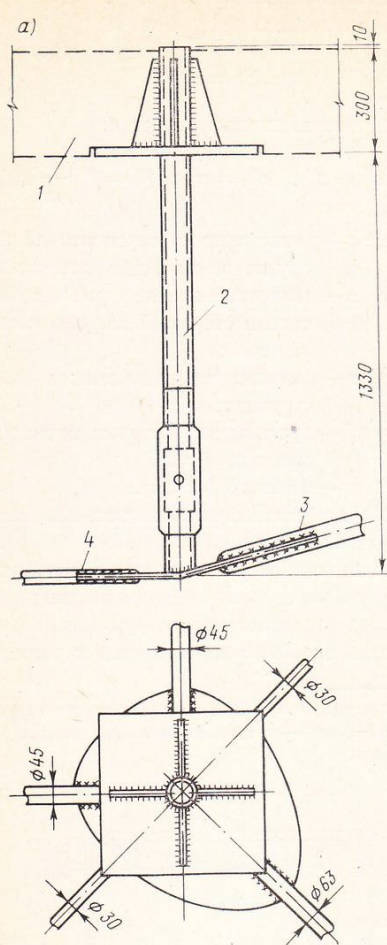


Рис. 3. Конструктивные решения узлов покрытия

а — узел примыкания раздвижной стойки к железобетонной плите и горизонтальной части шпренгельной решетки; 1 — железобетонная плита; 2 — опорная стойка; 3 — растяжка; 4 — горизонтальный участок сетки; б — узел примыкания растяжки к железобетонной угловой плите у колонны; 1 — угловая плита модуля; 2 — ось колонны; 3 — растяжка

ных точек, деформации стержней шпренгельной решетки и плиты.

Напряжение $\sigma = 2100 \text{ кгс/см}^2$ во всех моделях возникло в боковой наклонной растяжке при $q^m = 1200 - 1280 \text{ кгс/см}^2$. Эта нагрузка принята разрушающей для натурального покрытия согласно равенства (1). При дальнейшем возрастании нагрузки наступило разрушение наклонных растяжек с последующим разрушением диагональных ребер плиты, возле опор.

При анализе результатов испытаний модель $m = 1/10$ условно была принята за оригинал для моделей $m = 1/15$ и $m =$

$= 1/20$. Экспериментальные данные позволили установить справедливость равенства (2) при выполнении условия (1). В этом случае экстраполяция параметров работы моделей под нагрузкой на работу оригинала является экспериментально установленной и достоверной. Значения величины прогибов характерных точек и усилий в элементах покрытия были сравнены со значениями, полученными в результате испытания моделей. Расхождение результатов оказалось незначительным.

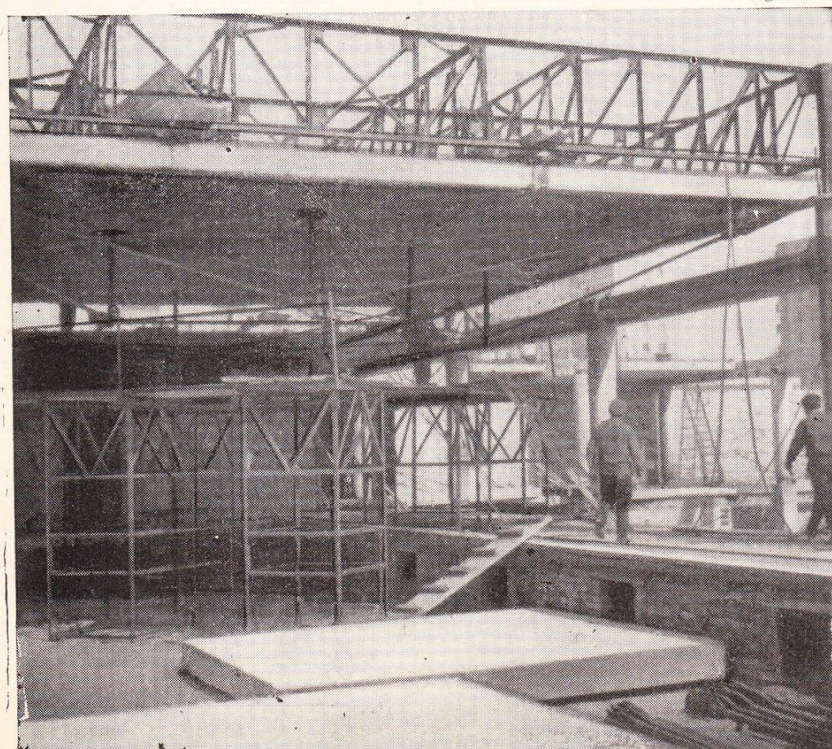
С целью выявления отдельных параметров — высоты стоек шпренгельной решетки, жесткости элементов шпренгеля, жесткости ребер железобетонной плиты на напряженно-деформированное состояние конструкции — был проведен математический эксперимент, в котором эти параметры варьировались относительно своих проектных значений.

Анализ результатов математических исследований показал, что наиболее значительное влияние на напряженно-деформированное состояние оказывает высота стоек и жесткость шпренгельной решетки. Влияние изменения жесткости ребер плиты выражено менее ярко. Отсюда следует, что для улучшения работы покрытия необходимо увеличивать высоту стоек шпренгельной решетки и уменьшать сечения железобетонной плиты покрытия.

Параллельно проводимым экспериментально-теоретическим исследованиям конструкция совершенствовалась в части более рационального распределения материалов в сетке шпренгеля в соответствии с полученными усилиями, замены болтовых соединений узлов сварными, увеличения высоты стоек и т. д. В результате удалось получить более экономичную по сравнению с первоначальным вариантом конструкцию и одновременно повысить ее эксплуатационные качества.

Новизна конструкции, предлагаемой для практического применения на конкретном объекте, а также внесенные конструктивные изменения по сравнению с исследованными первоначальными вариантами потребовали проведения испытания натурального образца. Методика испытания оригинала была составлена в со-

Рис. 4. Этап монтажа покрытия с использованием инвентарного кондуктора



ответствии с методикой испытания моделей. Измерительные приборы (прогибомеры, тензорезисторы) устанавливались в тех же точках и сечениях, что и в моделях. В результате проведенных испытаний были определены прогибы и усилия в элементах конструкции при нормативной нагрузке.

Сравнение экспериментальных данных работы оригинала с аналитическими величинами статического расчета показало достаточно хорошую сходимость.

Расхождение значений для прогибов не превышало 15%, а для усилий в стержнях шпренгельной решетки — 8,5%. При дальнейшем увеличении равномерно распределенной нагрузки по площади покрытия в боковой наклонной растяжке шпренгельной решетки возникли напряжения, вызвавшие ее текучесть и затем последующее разрушение железобетонной плиты. Характер разрушения плиты идентичен характеру разрушения плиты моделей.

Выводы

Проведенные комплексные экспериментально-теоретические исследования объемно-шпренгельного железобетонного покрытия позволяют сделать следующие выводы:

конструкция покрытия удовлетворяет требованиям СНиП II-V.3-62 и ГОСТ 8829—65 по прочности;

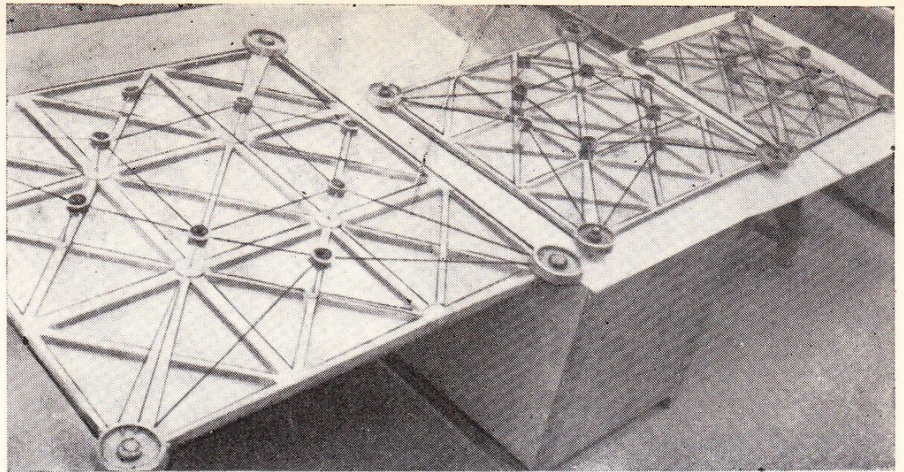


Рис. 5. Модели покрытия в масштабе $1/10$, $1/15$, $1/20$

для удовлетворения требования СНиП II-V.1-62 расчета по деформациям необходимо предусмотреть строительный подъем 20 мм;

расчет покрытия как стержневой системы с достаточной степенью точности отражает действительную работу конструкции;

геометрически и физически подобные модели при однотипных нагрузках работают подобно оригиналу по всем стадиям.

Укрупненный шаг колонн, отсутствие тяжелых ригелей и подвесных потолков обеспечивает удобство в размещении технологического, электротехнического и инженерного оборудования.

Рассмотренная конструктивная схема может быть успешно использована в ряде современных сооружений, где возникает необходимость в создании больших внутренних пространств с естественным освещением всего объема, четкой и ясной архитектурной тектоникой.

Канд. техн. наук Ю. Д. НАЦИЕВСКИЙ, инж. М. Г. ВЕРЖБИЦКАЯ,
канд. техн. наук В. М. ЗАГИКО, инж. Ю. Н. ЧЕРВЯКОВ
(НИИСМИ МПСМ УССР),
кандидаты техн. наук В. А. БОНДАРЕВ, О. М. РУБАЧ, инж. Я. И. МАРКУС
(НИИСК)

УДК 624.012.691.327 : 666.973.2 : 666.64—492.3.45 : 725.4

Производственное здание из керамзитобетонных конструкций

Укргипропищепром запроектировал совместно с НИИСК и НИИСМИ здание главного корпуса хлебозавода в Полтаве с комплексным применением конструкций из керамзитобетона.

Здание двухпролетное, с сеткой колонн 6×18 м. Покрытие решено в виде керамзитобетонных балок пролетом 18 м, по которым уложены керамзитобетонные плиты серии КП-156, разработанной Киевским Промстройпроектом и НИИСК¹. В качестве стенового ограждения при-

менены однослойные керамзитобетонные панели серии I-432-5, разработанной ЦНИИПромзданий и НИИЖБ.

Балки (рис. 1) запроектированы из керамзитобетона марки 300 (в типовых балках — марка 400) с объемной массой 1800 кг/м^3 при установившейся сорбционной влажности 5%. В качестве напрягаемой арматуры используется горячекатаная сталь класса А-IIIв, упрочненная вытяжкой, с контролем напряжений и удлинений. Балки марки ИБ4-18-2к рассчитаны на нагрузки от массы покрытия и снега $q_{\text{расч}} = 400 \text{ кгс/м}^2$. В местах перепада профиля покрытия и дополнительных скоплений снега, а также в мес-

тах подвески сосредоточенных грузов устанавливаются балки марки ИБ4-18-3к.

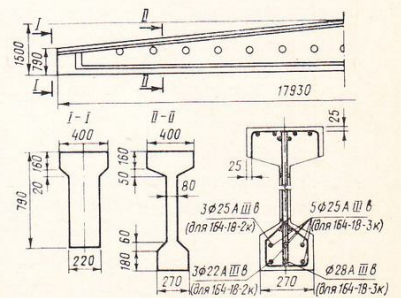


Рис. 1. Конструкция сборной двухскатной балки из керамзитобетона

¹ Бондарев В. А., Нациевский Ю. Д., Маркус Я. И. Плиты покрытий размером 3×6 м из высокопрочного керамзитобетона. «Будівельні матеріали і конструкції», 1973, № 1.

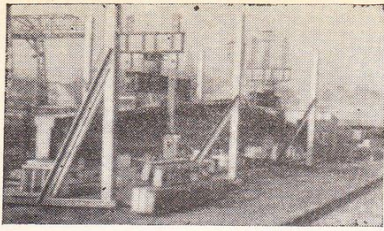


Рис. 2. Испытание балки

Технико-экономические показатели балок ИБ4-18-2к и ИБ4-18-3к аналогичны: марка керамзитобетона 300, масса балок 6,55 т, объем керамзитобетона 3,64 м³; они отличаются лишь массой стали—569,9 и 682 кг соответственно.

Балки и плиты изготавливались на заводе ЖБИ № 1 производственного объединения Кременчугжелезобетон. При изготовлении керамзитобетона в качестве вяжущего использовали портландцемент марок 400—500 Балаклейского цементного завода. Применялись местные запол-

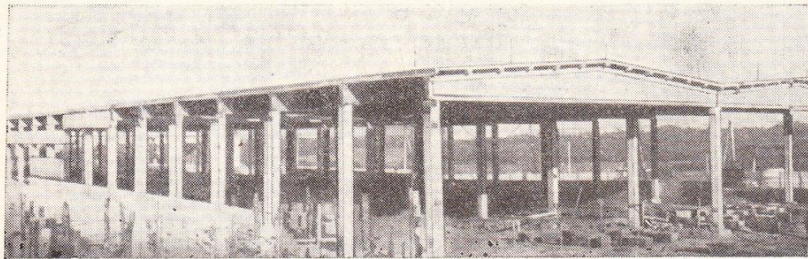


Рис. 3. Монтаж главного корпуса хлебозавода в Полтаве

нителю: речной песок (объемная масса 1500 кг/м³, модуль крупности 1,1); керамзитовый гравий Полтавского завода, неоднородный по прочности (19—40 кгс/см²) и объемной массе (560—750 кг/м³).

Для обеспечения гарантированной прочности керамзитобетона на заводе керамзитового гравия производилась его отбраковка с прочностью в цилиндре менее 30 кгс/см². Следует отметить, что этот процесс весьма затруднителен, поэтому при массовом производстве должен быть обеспечен выпуск керамзитового гравия, однородного по прочности и объемной массе.

Керамзитобетонная смесь готовилась в бетономешалках принудительного действия с перемешиванием в течение 4 мин, причем сухие компоненты перемешивались в течение 1 мин. Состав бетона: портландцемента марки 500—560 кг, кварцевого песка—680 кг, керамзитового гравия—350 кг, воды 240 л. Объемная

масса бетона в сухом состоянии—1675 кг/м³.

Преднапряженные плиты покрытий изготавливались по поточно-агрегатной технологии. Продолжительность уплотнения бетонной смеси на вибростоле 40—50 с. Балки изготавливали на полигоне, в вертикальных формах. Для предотвращения появления трещин в бетоне смесь подавали в предварительно подогретые формы.

На заводе ЖБИ № 1 производственного объединения Кременчугжелезобетон уже было освоено производство однослойных стеновых панелей длиной 6 м из поризованного керамзитобетона на кварцевом песке взамен трехслойных, со средним слоем из крупнопористого керамзитобетона.

Особенно эффективными оказались керамзитобетонные панели при применении перлитового песка совместно с воздухововлекающими добавками. При этом объемная масса керамзитобетона даже при использовании тяжелого полтавского керамзита не превысила 1000 кг/м³.

Поризованный керамзитобетон на перлитовом песке отличался высоким насыщением крупным заполнителем (1,1 м³/м³), малым расходом перлитового песка (0,3 м³/м³), в результате чего обладал пониженной на 3—5% влажностью после тепловой обработки по сравнению с обычным керамзитоперлитобетоном. Заданная марка 50 обеспечивается при минимальном расходе цемента (200 кг/м³) в связи с контактной передачей усилий от зерна к зерну в бетонах подобной структуры.

Эффективные стеновые панели из поризованного керамзитобетона были применены при строительстве главного корпуса хлебозавода.

Для контроля качества изделий балки марки ИБ4-18-3к были испытаны на заводе ЖБИ № 6 производственного объединения Кременчугжелезобетон в Полтаве (рис. 2). Прочность керамзитобетонных кубиков размером 15×15×15 см через 28 сут после изготовления составила

302 кгс/см². Испытания проводились 4-мя силами, эквивалентными равномерно распределенной нагрузке по расчетному моменту, перерезывающей силе и максимальному прогибу. В процессе испытаний измерялись прогибы в центре балки и в местах приложения нагрузки.

Испытания показали, что прочность, жесткость и трещиностойкость керамзитобетонной балки соответствует требованиям ГОСТ 8829—66. Трещины шириной раскрытия 0,05 мм в растянутой зоне не появились при расчетной нагрузке. Прогиб при нормативной нагрузке составил 3,64 см, или 1/520 пролета. Коэффициент запаса прочности составил

$$C = 1,79 > (C) = 1,6.$$

Расчет технико-экономической эффективности применения в покрытии Полтавского хлебозавода керамзитобетонных балок пролетом 18 м и керамзитобетонных плит 3×6 м показывает, что по сравнению с использованием тяжелого бетона масса покрытия снижается на 30%, стали на 18%, расход бетона—на 20% и приведенные затраты—на 16%. Снижение расхода бетона и стали получено за счет уменьшения собственной массы покрытия, применения комплексных плит и отсутствия стяжки.

Экономический эффект от внедрения составил 12,684 тыс. р. В настоящее время трест Полтавпромстрой закончил монтаж конструкций Полтавского хлебозавода (рис. 3).

Положительный опыт внедрения керамзитобетонных конструкций покрытия позволяет рекомендовать их для дальнейшего внедрения.

В заключение следует отметить, что, несмотря на явные преимущества высокопрочного легкого бетона, объем его применения в строительных конструкциях еще не велик, что объясняется несоответствием качества выпускаемых легких заполнителей нормативным требованиям по прочности и однородности. Следовательно, для расширения области применения конструкций из высокопрочного керамзитобетона необходимо значительно увеличить выпуск керамзитового гравия высокой прочности.

Инженеры Н. А. ПЕРЕЯСЛАВЦЕВ, Г. Н. АНАМАСЕНКО, Л. С. ЛИВШИЦ
(Киевское отделение ин-та Теплоэлектропроект)

УДК 642.153.5.012.3

Составные фундаменты главного корпуса Ставропольской ГРЭС

Киевским отделением института Теплоэлектропроект была предложена, а в 1972—1973 гг. осуществлена принципиально новая конструкция сборных железобетонных фундаментов стаканного типа под тяжело нагруженные брусковые колонны главного корпуса Ставропольской ГРЭС (рис. 1).

Фундаменты покоятся на гравии толщиной 2—2,5 м, подстилаемом суглинками и глинами мягко- и тугопластичной консистенции большой толщины.

Нормативные нагрузки на фундаменты от колонн каркаса по рядам составляют:

ряд А $N^H = 543$ т; $M^H = 450$ тм; $Q^H = 24,4$ т;
ряд Б $N^H = 1056$ т; $M^H = 851$ тм; $Q^H = 27$ т;
ряд В $N^H = 991$ т; $M^H = 578$ тм; $Q^H = 4,7$ т;
Ряд Т $N^H = 708$ т; $M^H = 968$ тм; $Q^H = 7,3$ т.

Фундаменты монтируют из отдельных частей — нижних плит типа ФП, ПБВ, ПГ и верхних подколонников типа СТ.

Элементы фундаментов изготовлены на Гулькевичском заводе железобетонных конструкций треста Севкавэнерго Минэнерго СССР.

Материал фундаментов: бетон марки 400, арматура — горячекатаная сталь классов А-I и А-III.

Плиты ФП габаритами $3 \times 6 \times 1$ м, массой до 45 т изготавливались и отгружались на строительную площадку для монтажа.

Плиты ПГ и ПБВ, имеющие значительные габариты $4 \times 7,5 \times 1$ и $4 \times 20,4 \times 1$ м, членились на элементы массой 15—25 т. На монтаже элементы стыковались с помощью двойных петель Передерия. Для замоноличивания с подколонниками в плитах предусмотрены колодцы.

Инженеры И. П. ПАНОВ (Метрострой), В. А. ЛЫСЯК (Метропроект)

УДК 691.328 : 624.193

Сборный железобетон на объектах Киевского метростроя

Управление строительства Киевского метрополитена широко применяет бетон и железобетон при возведении различных инженерных сооружений и тоннелей метрополитена, а также в промышленном и гражданском строительстве. За последние две пятилетки объем примене-

ния сборного железобетона вырос в 2,5 раза и в настоящее время составил 31,3 тыс. м³ в год. На сооружаемой Куреневско-Красноармейской линии метрополитена 83% перегонных тоннелей возводится из сборных блоков, семь из девяти станций строятся в сборном желе-

зобетоне, причем две из них — глубокого заложения, сооружаемые закрытым способом.

Массовое внедрение конструкций и изделий из сборного железобетона и применение прогрессивных технических решений на объектах Киевского метропо-

1,47 м, масса зависит от количества предусмотренных в них колодцев и равна 15—25 т.

По линии разреза элементы СТ стыкуются и свариваются в нескольких местах с помощью закладных частей. Для замоноличивания в элементах СТ на всю

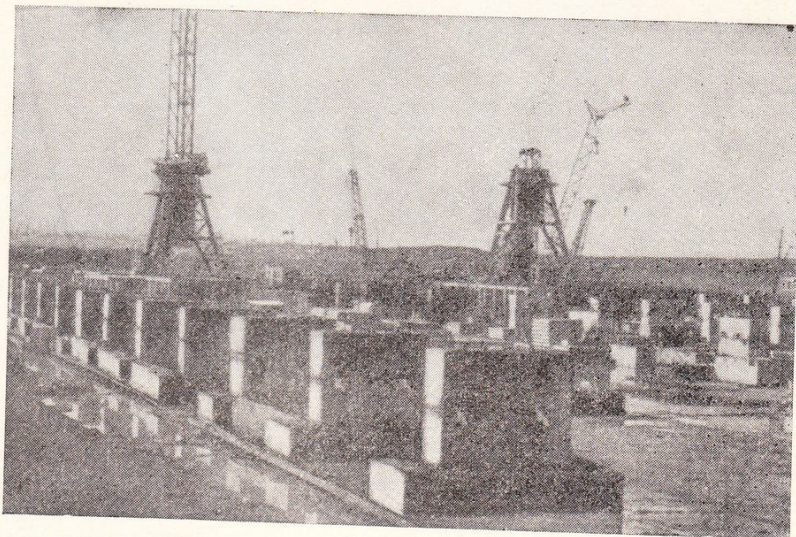
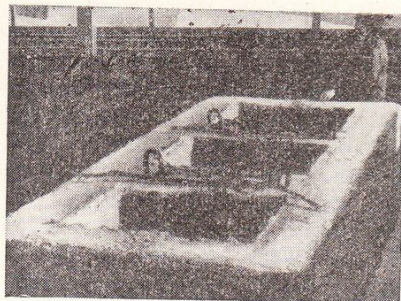


Рис. 1. Фундаменты ряда А в процессе монтажа

Рис. 2. Элемент СТ



Подколонники общей высотой до 3 м соединяются по высоте из двух элементов типа СТ (рис. 2), имеющих габариты $1,5 \times 3,6$ м (у температурных швов $2,5 \times 3,6$ м). Высота элементов СТ равна

высоту предусматривается 3 или 4 колодца (в зависимости от числа ветвей в колоннах) размерами 850×500 мм для рядовых и 1800×500 мм для температурных осей.

Объединение элементов фундаментов в одно целое достигается замоноличиванием с помощью вспомогательных каркасов и стыков Передерия, без применения монтажной сварки. Омоноличивание фундаментов производят до монтажа колонн каркаса.

Сборные фундаменты описанной конструкции обладают необходимой степенью надежности, высокоиндустриальны, что в большой степени способствовало успешному монтажу главного корпуса Ставропольской ГРЭС.

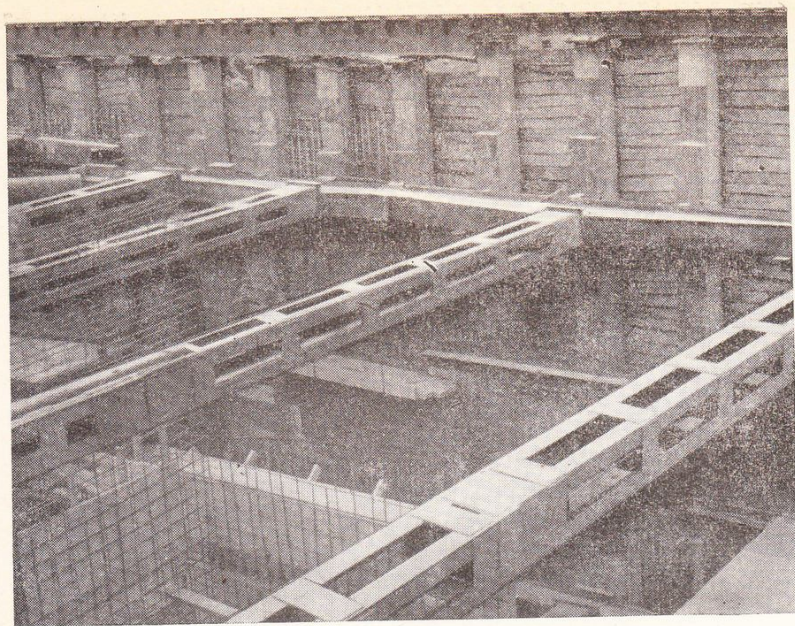


Рис. 1. На строительстве станции «Речной вокзал» Киевского метрополитена

литена (на строительстве станций «Речной вокзал», «Политехнический институт», «Центральный стадион», «Красноармейская» и обделке перегонных тоннелей из сборных железобетонных блоков) позволяют существенно повысить производительность труда и эффективность капитальных вложений.

Так, применение сборного железобетона при строительстве станции «Речной вокзал» позволило значительно сократить расход металла для временного крепления котлована и совместить задачи временного крепления котлована с постоянной обделкой станции, что в свою очередь обеспечило минимальные размеры котлована. Это было достигнуто следующим образом.

Железобетонные сваи трапециевидного поперечного сечения с отверстием диаметром 100 мм, длиной 11—13,5 м опускали в заранее пробуренные скважины и, для обеспечения заделки свай ниже дна котлована, через канал в теле свай нагнетали бетон. После этого приступали к раскрытию котлована обычным способом, т. е. разрабатывали грунт, за сваи устанавливали деревянную затяжку и раскрепляли сваи инвентарными расстрелами. Установкой арматурных каркасов и бетонированием междусвайного пространства заканчивается сооружение несущих стен станции (рис. 1).

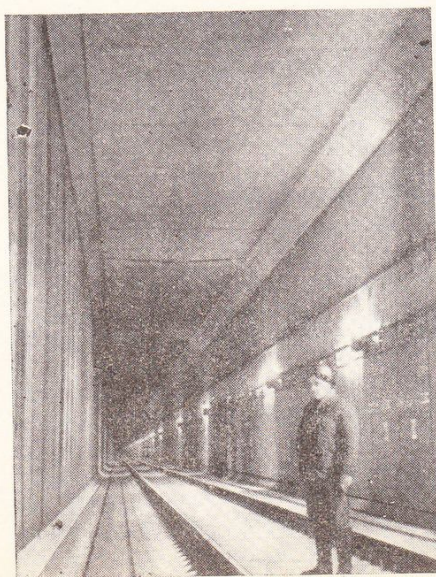
При сооружении станции глубокого заложения «Политехнический институт» впервые в практике метростроения полностью отказались от применения чугу-

ных тубингов. Вместо них с успехом были применены железобетонные наружные диаметром 8,5 м и массой элемента до 2 т. Однако проемная часть этой станции выполнялась в монолитном железобетоне.

Для создания полносборной станции такого типа требовалось решить ряд проблем.

С этой целью лабораторией завода

Рис. 2. Железнодорожный тоннель



ЖБК Киевметростроя был подобран состав бетона, позволивший решить задачу создания несущих элементов проемной части станций «Центральный стадион» и «Красноармейская» из сборного железобетона. Совместными усилиями проектировщиков и строителей были запроектированы и изготовлены сборные железобетонные перемычки и пилоны.

Для сокращения затрат труда и дальнейшей индустриализации строительства киевские метростроевцы ведут работы по сокращению трудоемких процессов путем внедрения сборного железобетона в конструкциях жесткого основания пути на тубинговых участках тоннелей, обделки проемной части перегонных тоннелей и т. п.

Бетонные сегментные блоки жесткого основания пути, повсеместно применяемые на тубинговых участках тоннелей, ликвидируют непроизводительный труд по очистке лотков при укладке основания пути, сокращают расходы лесоматериала на устройство основания под временные откаточные пути.

Широко внедряется сборный железобетон при сооружении вспомогательных выработок метрополитена.

Сборные железобетонные конструкции применяются и на других объектах, возводимых Киевским метростроем. Так, строительство железнодорожного тоннеля протяженностью 750 м производилось в открытом котловане и благодаря применению сборного железобетона было окончено в сжатые сроки при отличном качестве работ (рис. 2). Для строительства тоннеля было освоено изготовление крупногабаритных блоков массой до 22 т.

Блок швеллерного сечения размером $8 \times 3 \times 2$ м изготавливали из бетона марки 400, расход арматуры составлял 321 кг/м^3 . Большая масса элемента и значительная насыщенность его арматурой потребовали особо тщательного подхода к проектированию и изготовлению металлических форм, а также разработки специальной технологии изготовления.

Стремясь к широкому применению сборного железобетона, киевские метростроевцы в настоящее время решают задачи его применения и при строительстве тоннелей методом траншейных стенок готовятся к созданию опытного участка сборной железобетонной обделки, обжатой в породу для перегонных тоннелей в песчаных грунтах.

Кандидаты техн. наук Я. Ф. ВАЙНКОФ, Н. Л. МАКЕДОН,
инж. В. А. ИВАНЕНКО (НИИСП),
инж. В. Д. БРЕГЕДА (Броварской ЗСК)

УДК 693.546.5/.42

Ударно-вибрационное формование изделий по стандовой технологии

Одним из направлений совершенствования стандового производства является применение ударно-вибрационной технологии, в основе которой лежит сочетание системы технологической подготовки производства сборного железобетона по ударной технологии [1, 2] с ударно-вибрационным формованием на низкочастотных (600—1500 кол/мин) двухмассных формовочных установках с кривошипно-шатунным или дебалансным виброприводами и резиновыми ударными элементами с регулируемым зазором. Экспериментальные исследования, выполненные в НИИСП Госстроя УССР, показали, что такое сочетание дает возможность реализовать достоинства ударной технологии при производстве изделий с повышенным качеством бетона и лицевых поверхностей и одновременно исключить ее недостатки (снизить шум до нормативного уровня, увеличить интенсивность ударного воздействия на бетонную смесь и на этой основе повысить производительность формования в 2—3 раза и жесткость используемых смесей до 60 сек, обеспечить оперативное управление процессом формования). При этом установлено, что гладкая лицевая поверхность изделий без видимых опор и раковин может быть получена не только при асимметричном режиме формования, но и при симметричном режиме с передачей импульсов в горизонтальном направлении. Ударно-вибрационные формовочные установки применительно к поточно-агрегатному способу производства разработаны и испытаны в системе Главмоспромстройматериалов, ВНИИСТРОЙДОРМАШ, Днепропетровским университетом и внедрены на многих предприятиях сборного железобетона [3, 4, 5].

На Броварском ЗСК действует технологическая линия для изготовления подкрановых балок в стационарных формах с использованием самоходной ударно-вибрационной формовочной машины, разработанной НИИСП Госстроя УССР¹.

¹ Авторское свидетельство № 438537 «Установка для формования изделий из бетонных смесей» на имя Я. Ф. Вайнкофа, И. И. Быховского и др. «Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки», 1974, № 29.

Линия (рис. 1) состоит из форм, установленных в шахматном порядке вдоль рельсового пути, и ударно-вибрационной формовочной машины. Последняя представляет собой (рис. 2 и 3) двухвальный самосинхронизирующий центробежный вибровозбудитель с двумя встроенными виброустойчивыми электродвигателями мощностью 17 кВт, обеспечивающий в установленном режиме горизонтальное направление вынуждающей силы. Вибровозбудитель, подвешенный при помощи эластичных пружин и тросов к самоходной тележке, с двух сторон снабжен С-образными крюками. На внутренних сторонах крюков и обращенных к ним поверхностях вибровозбудителя закреплены буферные устройства из резины повышенной жесткости. Формы, установленные на эластичных резиновых опорах, снабжены Т-образными хвостовиками.

Линия работает следующим образом. Тележка с вибровозбудителем подается к форме. Когда хвостовик оказывается внутри крюка вибровозбудителя, автоматически выключается механизм перемещения тележки и включается клиновое устройство с гидроприводом, которое при взаимодействии с кронштейнами прижимает тележку к рельсам. Между хвостовиком и буферными устройствами образуется ударный зазор. После загрузки в форму бетонной смеси включается вибровозбудитель. В результате периодических ударов вибровозбудителя по хвостовику ударные импульсы передаются через стенки формы на бетонную смесь, и она уплотняется. Затем вибровозбудитель отключается, тележка освобождается от заклинивания, машина подается к следующей форме.

На ударно-вибрационной машине при-

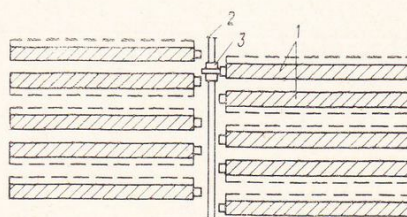


Рис. 1. Технологическая схема линии по изготовлению подкрановых балок БНКБ

1—формы; 2—рельсовый путь; 3—ударно-вибрационная формовочная машина

меняется пониженная частота колебаний — 1500 в минуту. Требуемый режим уплотнения достигается за счет регулирования ударного зазора.

Применение ударно-вибрационной машины на Броварском ЗСК при изготовлении подкрановых балок из подвижных смесей с ОК 4—6 см вместо навесных и глубинных вибраторов позволило сократить процесс уплотнения с 30—40 мин до 1,5—2,0 мин. При этом достигнуто резкое снижение затрат ручного труда (по сравнению с использованием глубинных вибраторов) и улучшение санитарно-гигиенических условий работы обслуживающего персонала (общий уровень шума, генерируемого машиной и формой, в процессе формования составляет 88 дБ А).

Были проведены технологические испытания ударно-вибрационной машины, цель которых состояла в том, чтобы определить ее технологические возможности и режимы уплотнения умеренно жестких смесей (табл. 1).

Таблица 1

Жесткость смеси, с	Ударное ускорение, м/с ²	Полуразмах колебаний, мм	Продолжительность уплотнения, мин
30 60	40—50 60—70	1,5—2 2—3	1,5—2 2—4

Сравнение нового способа уплотнения смеси с традиционным уплотнением навесными вибраторами ИВ-2А показало, что использование жестких бетонных смесей позволяет экономить 90—150 кг цемента на 1 м³ бетона (в зависимости от его марки, жесткости, и марки используемого цемента). Время уплотнения сокращается в 5—10 раз, продолжительность тепловой обработки — на 30—40%, а годовой выпуск изделий возрастает на 25—30%. Кроме того, применение ударно-вибрационной машины дает возможность в 2,5 раза сократить затраты на ремонт и техническое обслуживание вибраторов, в 2 раза — расход электроэнергии.

Результаты испытаний подтвердили основное положение ударно-вибрационной технологии: повышенное качество изделий может быть получено ударно-вибрационным формованием лишь в сочетании с использованием качественных исходных материалов и форм, обладающих высокой жесткостью поддонов и точностью изготовления, строгим соблюдением производственно-технологической дисциплины и других требований системы технологической подготовки производства по ударной технологии. Тем не менее даже при использовании обычных форм и рядовых исходных материалов ударно-вибрационное формование обеспечивает

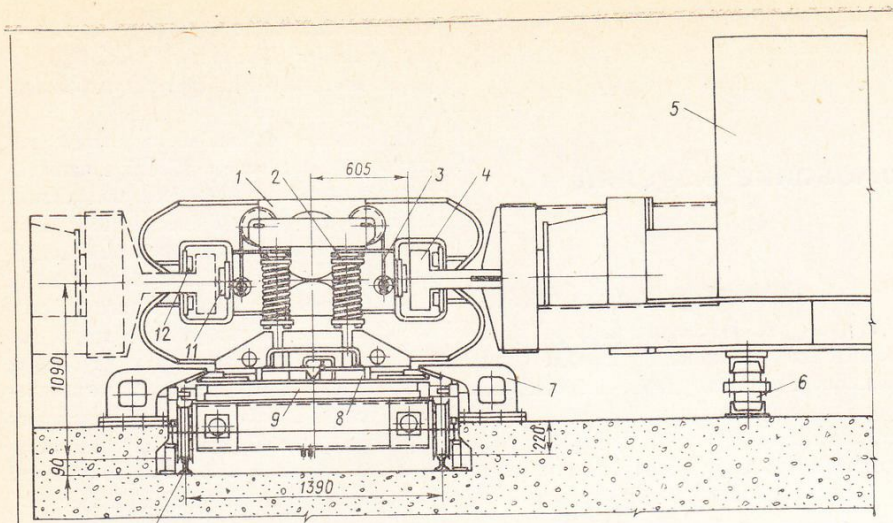


Рис. 2. Конструктивная схема принципиального устройства ударно-вибрационной формочной машины
 1—вибровозбудитель; 2—пружины; 3—тросы; 4—хвостовики; 5—формы; 6—резиновые опоры; 7—кронштейны; 8—клиновое устройство; 9—самоходная тележка; 10—рельсы; 11, 12—буферные устройства

не только сокращение расхода цемента, продолжительности уплотнения и термовлажностной обработки, но и более высокое качество изделий, чем при виброформовании.

Замеры амплитуд горизонтальных колебаний формы по ее длине при различных режимах работы формочной машины показали незначительные отклонения их величин, находящиеся в пределах точности измерений. Это объясняется высокой жесткостью элементов формы в направлении передачи импульсов.

Ударно-вибрационное формование мо-

жет быть рекомендовано при изготовлении изделий в кассетах. При этом в зависимости от производственных условий и вида изделий технологический процесс строится по двум различным схемам. По одной из них уплотнение бетонной смеси можно осуществить в переносных формах, собираемых в пакет, на ударно-вибрационном столе с горизонтально направленными колебаниями [6]. По другой схеме — применять ударно-вибрационную самоходную установку, аналогичную описанной выше, которая обслуживает группу стационарных кассет, снабженных специальными захватами или хвостовиками.

Исследования, выполненные на низкочастотном ударно-вибрационном стенде с горизонтально направленными колебаниями, показали возможность качественного формования изделий в кассетных формах из бетонной смеси жесткостью до 60 с по техническому вискозиметру. На процесс уплотнения большое влияние оказывают размеры уплотняемого слоя — высота и толщина. С увеличением высоты и уменьшением толщины слоя бетона необходимо повышать интенсивность импульсов и продолжитель-

ность уплотнения. В табл. 2 приведены режимы формования изделий толщиной 10—12 см при уплотнении слоями 80—100 см.

Расчетный годовой экономический эффект от использования для производства подкрановых балок технологической линии, состоящей из самоходной ударно-вибрационной машины и 10 форм, составит 127 тыс. р., а от внедрения линии из 6 кассетных установок для изготовления стеновых панелей—700 тыс. р.

Выводы

Использование ударно-вибрационной машины позволяет исключить применение глубинных или навесных вибраторов и механизировать процесс уплотнения бетонной смеси при стендовом производстве, повысить надежность формовочного оборудования, значительно сократить затраты на ремонт и техническое обслуживание, снизить уровень шума и вибрации на рабочих постах до установленных норм.

Применение ударно-вибрационных режимов формования при стендовом и кассетном производстве при более высоком качестве выпускаемой продукции позволяет в 5—10 раз уменьшить продолжительность цикла, перейти на изготовление изделий из умеренно жестких и жестких бетонных смесей (экономия цемента 20—30%; сокращение времени тепловой обработки 30—40%).

Предложенный метод формования изделий в стендовых формах повышает производительность труда, позволяет увеличить объем выпускаемой продукции и эффективнее использовать производственные мощности предприятия за счет увеличения оборачиваемости форм-стендов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Опыт изготовления сборных железобетонных изделий методом ударной технологии (информационный обзор). ОНТИ ин-та ОМТПС Минстроя СССР, Ярославль, 1974.
2. Фоломеев А. А., Сорокин Э. Г., Карамзин В. Е., Синева Е. А. Особенности ударной технологии. — «Бетон и железобетон», 1974, № 11.
3. Быховский И. И., Чешля Р. Р. Ударно-вибрационная установка с двухсторонними ударами для формования железобетонных изделий. В сб. МДНТП «Вибрационная техника (материалы семинара)», вып. 2, 1969.
4. Крюков Б. И., Литвин Л. М., Логвиненко Е. А., Панасюк И. В. Низкочастотная резонансная асимметричная виброплощадка. — «Строительные и дорожные машины», 1973, № 4.
5. Деминов А. Д., Крюков Б. И., Гусев Б. Д. Низкочастотные резонансные виброплощадки для уплотнения бетонной смеси. — «Промышленность строительных материалов Москвы», вып. 1, 1975.
6. Крюков Б. И., Логвиненко Е. А., Литвин Л. М. Виброустановка для уплотнения жестких бетонных смесей. — «Механизация строительства», 1972, № 8.

Рис. 3. Общий вид ударно-вибрационной формочной машины с формой

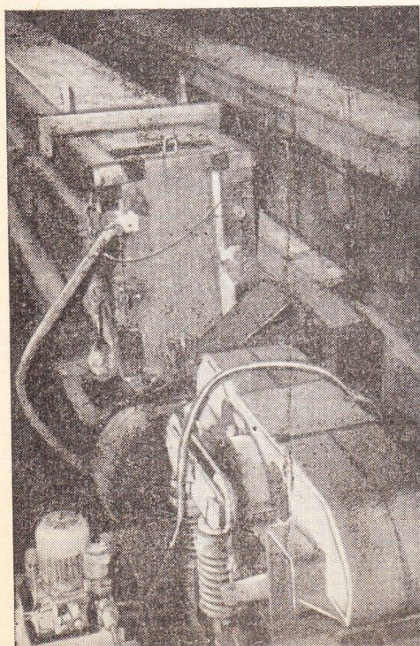


Таблица 2

ОК, см	жесткость, с	Ударное ускорение, м/с ²	Частота колебаний, мин	Полуразмах колебаний, мм	Продолжительность уплотнения, мин
3—2	—	50—30	500—800	5—2	1,5—2
—	25—30	60—40	600—900	6—3	2—2,5
—	50—60	70—50	700—1000	8—3	3—4

Неразрушающие испытания и контроль качества железобетонных изделий и конструкций

Повышение качества строительства, которое является одной из главных задач отрасли в предстоящей 10-й пятилетке, определяет большое практическое значение работ в области неразрушающего контроля в производстве железобетонных изделий, а также при возведении и эксплуатации железобетонных конструкций зданий и сооружений.

Определенное значение для развития неразрушающего контроля имеют работы Киевского НИИ строительных конструкций, которые во многом способствовали разработке и исследованию методов и средств испытаний, их стандартизации, обеспечению промышленного выпуска приборов неразрушающего контроля.

В результате работ этого направления кишиневский завод «Электроточприбор» ежегодно выпускает 500—600 приборов типа УКБ-1М (разработан совместно с ВНИИНК); совместно с ВНИИЖелезобетоном, НИИЖБ, ЛенЗНИИЭП и МИСИ разработан ГОСТ 17624—72 на ультразвуковой метод определения прочности бетона.

Развитием этих работ является создание группы новых ультразвуковых приборов типа УКБ-Ц с электронно-лучевой трубкой и цифровым отсчетом. На этой основе ВНИИНК и НИИСК разработали, а кишиневский завод освоил производство прибора типа УК-10П, который в ближайшие годы заменит прибор УКБ-1М. Новый прибор выгодно отличается от своего предшественника по всем основным техническим характеристикам (табл. 1). В 1974 г. прошел государственные испытания еще один новый ультразвуковой прибор типа УК-12П, разработанный во ВНИИНК при участии ВНИИЖелезобетона и НИИСК. Ввиду исключения электронно-лучевой трубки он имеет небольшие габариты и вес, снабжен цифровым отсчетом и в отличие от других приборов такого типа имеет устройство, предотвращающее ложные срабатывания в определенных условиях. Все эти приборы выполнены на уровне изобретений и защищаются патентами за рубежом.

В течение ряда лет в НИИСК проводятся интенсивные исследования и по применению ультразвукового метода для контроля твердения бетона. Разработана и опробована в производстве аппаратура типа КАТБ для контроля твердения бетона изделий в пропарочных камерах.

В комплект входит автоматическое регистрирующее устройство (рис. 1). Совместно с ЦНИЛ Главкиевгорстроя начаты работы по применению этого метода для контроля твердения монолитного бетона при зимнем бетонировании.

В последние годы значительное внимание уделяется определению прочности «обезличенного» бетона в эксплуатируемых конструкциях, состав и свойства которого неизвестны. Донецким Промстройинипроектом и НИИСК проведены обширные исследования применения для этих целей, предложенного в 30-х годах И. В. Вольфом метода испытаний бетона путем отрыва со скалыванием. На основе полученных данных в 1974 г. совместно с НИИЖБ и ЦНИЛ Главкиевгорстроя разработан новый ГОСТ на применение этого метода, который предусматривает использование универсальной для тяжелых бетонов с прочностью от 100 до 1000 кгс/см² и ряда легких конструктивных бетонов зависимости «сила отрыва — прочность бетона» и значений среднеквадратического отклонения этой зависимости. Этим впервые обеспечивается возможность статической оценки прочности бетона без предварительного испытания значительного количества его образцов.

В основном для тех же целей обследования эксплуатируемых конструкций предложен новый метод определения прочности бетона по усилению, необходимому для местного разрушения (скола) выступающего угла конструкции. Он удобен тем, что не требует выполнения под-

готовительных работ. Испытание осуществляется специальным устройством (рис. 2), включающим прибор ГПНВ-5. Исследования для бетонов различного состава с прочностью от 100 до 700 кгс/см² показали, что и для этого метода можно получить универсальную зависимость «сила скола — прочность бетона».

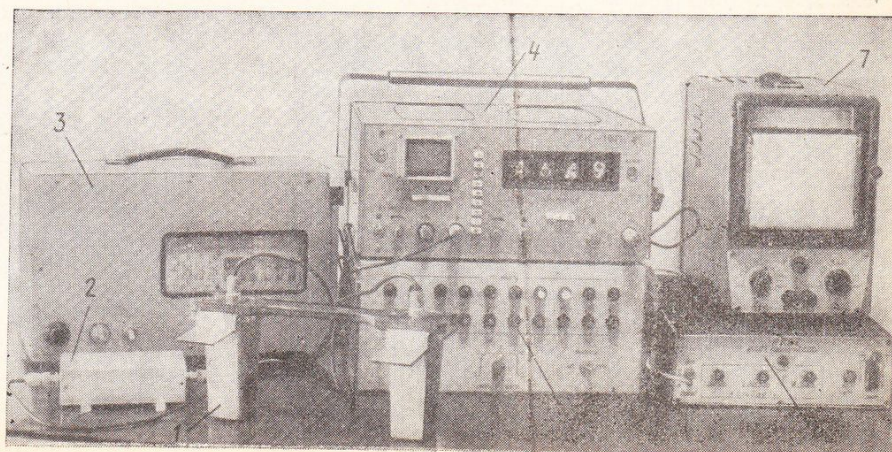
Учитывая важность решения задачи определения прочности обезличенного бетона, исследования и разработки в этом направлении проводят НИИСК и НИИЖБ.

Наличие в НИИСК экспериментально-конструкторского бюро с опытным производством приборов и отделом внедрения позволяет обеспечить оперативное изготовление опытных образцов приборов и приспособлений для опробования их в производственных условиях, а также организовать широкое внедрение результатов исследований и разработок. Внедрение осуществляется на заводах железобетонных изделий и стройках, как правило, совместно с оргстроями и центральными лабораториями. В частности, был организован производственный конт-

Таблица 1

Показатель	Тип прибора	
	УКБ-1М	УК-10П
Диапазон измерений, мкс	0—5500	1—10 000
Наименьшая дискретность отсчета, мкс	0,1	0,01
Отсчетное устройство	Механическое	Цифровое
Режимы работы	Ручной, АСВР	Ручной, автоматический, АСВР
Питание	От сети	Универсальное (от сети или аккумулятора)
Габаритные размеры, мм	220×335×470	362×177×332
Вес прибора, кгс	15	8,5 (с блоком питания от сети)

Рис. 1. Комплект аппаратуры для ультразвукового контроля нарастания прочности бетона
1— акустический зонд; 2— предусилитель сигнала; 3— управляющее устройство; 4— ультразвуковой прибор типа УК-10П; 5— коммутатор, обеспечивающий возможность одновременного использования до 10 зондов; 6— цифро-аналоговый преобразователь; 7— регистрирующий прибор типа Н-39



роль прочности бетона в «стволе жесткости» возводимого в Киеве 25-этажного Дома торговли, а также контроль однородности бетона в буронабивных сваях на строительстве КамАЗа. Экономический эффект от внедрения разработок института по неразрушающему контролю составил в 1974 г. более 1,5 млн. р.

НИИСК совместно с НИИЖБ и ВНИИФТРИ при участии ряда других организаций впервые провели сравнительные испытания и выявили метрологические характеристики трех групп наиболее распространенных приборов неразрушающего контроля: ультразвуковых для испытания бетона, механических и резонансных для определения усилия натяжения арматуры и магнитных для определения толщины защитного слоя бетона. Одновременно проводились государственные испытания отдельных приборов. В результате подготовлены материалы для разработки новых ГОСТов по контролю натяжения арматуры, определению толщины защитного слоя бетона и на технические требования к ультразвуковым приборам, а также издана методика определения метрологических характеристик таких приборов.

Большое внимание уделяется разработке системы контроля несущих свойств (прочности, жесткости, трещиностойкости) железобетонных изделий по результатам неразрушающих испытаний. НИИСК участвует в переработке соответствующей части ГОСТ 8829—66. Разрабатываются и опробуются в производственных условиях (Броварской ЗСК, ЖБИ-5 Главкиевгорстроя) детали

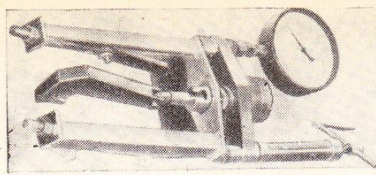


Рис. 2. Устройство для определения прочности бетона в конструкции

методики оценки несущих свойств наиболее массовых изделий.

Значительная работа выполнена совместно с ЛенЗНИИЭП и Донецким Промстройниипроектком по анализу нормированной (установленной СНиП и ГОСТ) системы контроля качества железобетонных изделий и условий реализации ее на 15 предприятиях различной производительности в Ленинграде, Киеве и Донецке (табл. 2). В результате рекомендован ряд мероприятий по совершенствованию этой системы. В частности, планируется создать в 10-й пятилетке силами ведущих институтов систему стандартов «Неразрушающие испытания в строительстве». Она должна объединить и унифицировать пока разрозненные стандарты на методы испытаний, число которых все более увеличивается, включить в себя технические требования к средствам испытаний и их метрологическому обеспечению, а также регламентировать ряд организационных и технических вопросов, не имеющих пока решения.

По поручению Госстроя СССР НИИСК проводит межведомственную координацию исследований по неразрушающему контролю в строительстве, опираясь на

Таблица 2

Годовой объем, тыс. м³	Продукция		Контроль качества			
	Основные изделия		ИТР в лаборатории и ОТК, чел. на 100 тыс. м³	Оснащение лаборатории	Объекты неразрушающего контроля	Испытание изделий на разрушение по ГОСТ 8829—66
наименование	количество к общему объему, %					
460	Плиты	55	1,7	Хорошее	Бетон*	Эпизодически
440	„	60	4,3	„	„	„
220	„	60	3,2	„	„	„
180	„	80	1,7	„	Бетон, преднапр. арматура	Не производится
170	„	50	3,5	„	Бетон	То же
160	Различные	—	5	Удовлетворительное	„	„
147	Опоры ЛЭП	80	4,7	Хорошее	„	„
140	Плиты	60	7	Удовлетворительное	„	„
140	Различные	—	5	Хорошее	Бетон, преднапр. арматура	„
117	Плиты	50	6,8	Плохое	Бетон	„
88	„	40	6,8	Удовлетворительное	„	„
73	Шахтная крепь	80	6,8	Хорошее	Бетон, преднапр. арматура	„
67	Плиты	70	9	Плохое	Бетон	Эпизодически
50	„	50	16	Удовлетворительное	„	Не производится
40	Шпалы	90	15	Хорошее	Бетон, преднапр. арматура	По ГОСТ 10629—71

* Имеются стенды для неразрушающего контроля готовых изделий.

секцию неразрушающих испытаний названного совета по координации, функционированию при НИИЖБ.

На основании рекомендаций Постоянной комиссии по приборам, средствам и системам разрушающего контроля качества материалов и изделий ГКНТ СССР, с учетом результатов изучения современного состояния работ и предложений отдельных организаций составлен координационный план работ до 1980 г. по решению научно-технической проблемы «Разработать и внедрить эффективные, в том числе неразрушающие методы контроля производства и качества железобетонных конструкций зданий и сооружений». План был рассмотрен и одобрен на пленарном заседании секции неразрушающих испытаний. Он включает ряд зданий, выполнение которых предусмотрено 16 исследовательскими, 8 коллективными и 12 учебными институтами, а также 11 производственными организациями различных министерств и ведомств. В первой части плана предусмотрено выполнение ряда научно-исследовательских работ по контролю качества готовых изделий и конструкций, применению неразрушающего контроля для управления производством сборного железобетона, разработке метрологического обеспечения и по технико-экономическим обоснованиям. Вторая часть включает задания по разработке и подготовке к серийному производству 10 ультразвуковых, 3 радиоизотопных и 6 электрических и другого типа приборов и устройств. Третья часть плана включает задания по стандартизации методов и средств испытаний, а также разработку руководств.

Анализ особенностей применения неразрушающего контроля, а также рекомендации Всесоюзной конференции, проведенной в 1973 г. в Вильнюсе, позволили сформулировать предложения, реализация которых необходима для расширения внедрения неразрушающего контроля в производство. Намечены мероприятия, относящиеся к подготовке кадров, обеспечению испытаний приборами, метрологическому обслуживанию их, и другие рекомендации, которые могут способствовать ускорению внедрения новых методов контроля.

НИИСК совместно с НИИЖБ представляют Советский Союз в Научно-техническом совете по проблеме «Неразрушающие испытания в строительстве», который является рабочим органом Постоянной комиссии СЭВ по строительству. Совет имеет целью координировать работы, проводимые в странах — членах СЭВ, и начал свою деятельность в 1974 г. с работ информационного характера.

Инж. А. Ф. КОСТЮЧЕНКО (ДСК-3 Главкиевгорстроя),
канд. техн. наук М. Ю. ЛЕЩИНСКИЙ, инженеры Г. А. ЦЕЛЫКОВСКИЙ,
В. И. АЛЕКСАНДРОВ (ЦНИЛ Главкиевгорстроя), Ю. В. ЛУШКАРЕВ,
В. П. СОЛЯКИН (НИИСК)

УДК 69.022.51 : 691.316 : 666.965.2

Установка АУ-40

для испытания плоских панелей перекрытия

Основные характеристики качества железобетонных изделий — их прочность, жесткость и трещиностойкость — должны контролироваться согласно ГОСТ 8829—66 путем испытания образцов статической нагрузкой.

С целью максимальной механизации процесса испытаний НИИСК Госстроя СССР в содружестве с трестом Киевгорстрой Главкиевгорстроя разработал и изготовил автоматизированную установку АУ-40¹ (рис. 1) для испытания плоских панелей перекрытия размером 6×3×0,1 м. В 1974 г. установка была внедрена на заводе железобетонных изделий № 1 ДСК-3 Главкиевгорстроя.

Основными конструктивными узлами установки являются силовой каркас, опорная рама, пульт управления и насосная станция. Силовой каркас представляет собой 3 контрфорса, соединенных между собой 3 поперечными стальными балками, на каждой из которых закреплены 6 гидроцилиндров, предназначенных для передачи нагрузки на испытываемую панель. Симметрично силовому каркасу на общем с ним фундаменте смонтирована опорная рама, которая состоит из 3 контрфорсов и приваренных к ним поперечных стальных балок. Крайние контрфорсы совместно с этими балками составляют опорный контур испытываемой панели. По всему пери-

метру этого контура установлены катковидные опоры² с амортизирующими прокладками.

Для дистанционного управления процессом испытаний предназначен пульт управления (рис. 2), обеспечивающий работу установки как в автоматическом, так и в полуавтоматическом режиме.

Автоматический режим работы обеспечивается электронным регулирующим устройством, в которое закладывается диаграммная программа в виде графика зависимости нагрузки от времени.

Насосная станция служит для создания давления и компенсации утечек в гидравлической системе. Приборы пульта управления показывают фактическое давление и регулируют давление в пределах до 60 кгс/см² с необходимой точностью. На пульте управления установлен специальный регистрирующий прибор³, осуществляющий автоматическую запись прогиба испытываемой панели в зависимости от времени ее загрузки. Самописец этого прибора управляется сигналом, поступающим от установленного на опорной раме датчика перемещения, а движение бумажной ленты регулируется синхронным электродвигателем.

Общая установленная мощность двигателя 2,8 кВт.

Установка позволяет производить испытание панелей в соответствии с требованиями ГОСТ 8829—66 и инструкции И 107-67 Главкиевгорстроя.

При испытании панель устанавливается вертикально между силовым каркасом и опорной рамой. Начальный режим панели к опорной раме обеспечивается двумя предназначенными для этого пневмоцилиндрами. Нагружение панели осуществляется 16 гидроцилиндрами, расположенными по всей площади (один гидроцилиндр на 1 м² поверхности). При проведении испытания установка обеспечивает нагрузку на 1 м² панели до 2500 кгс при рабочем ходе штока гидроцилиндров до 330 мм.

В соответствии с заданной программой нагружение производится ступенями, причем первая ступень имитирует действие собственной массы панели в рабочем положении.

При испытании панелей с различными по конфигурации и расположению технологическими проемами обеспечивается отключение любого (одного или нескольких) из 18 гидроцилиндров.

При испытании панелей с проемами, когда проем расположен напротив гидроцилиндра, производится отключение необходимых гидроцилиндров или перераспределение нагрузки от них через систему траверс.

Прогиб испытываемой панели измеряется датчиком-сельсином и автоматически записывается на движущейся ленте

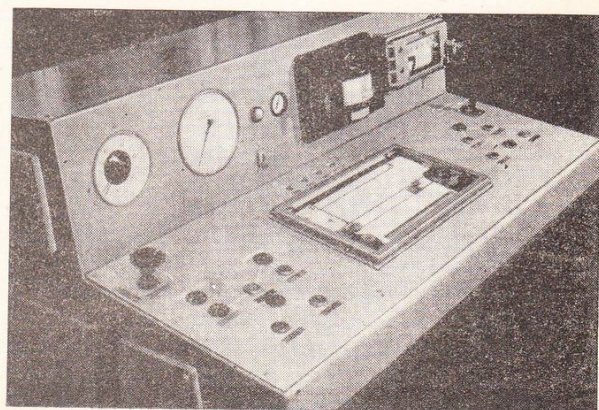
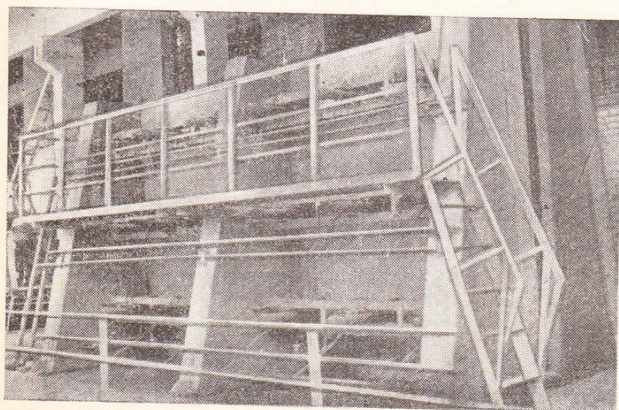
¹ Свидетельство на промышленный образец опубликовано в «Бюллетене изобретений», 1974, № 14.

Рис. 1. Установка АУ-40

² Авторское свидетельство № 300805 опубликовано в «Бюллетене изобретений», 1971, № 13.

³ Авторское свидетельство № 257094 опубликовано в «Бюллетене изобретений», 1969, № 35.

Рис. 2. Пульт управления установки АУ-40



регистрирующего прибора пульта управления.

На установке испытывают плоские панели перекрытия типа П-51 9-этажных жилых домов серии I-464 А при следующих контрольных характеристиках:

Тип панелей	Контрольная разрушающая нагрузка, кгс/м ²	Контрольная нагрузка при проверке жесткости, кгс/м ²	Контрольный прогиб, мм
Плоские глухие Сантехнические	925 1210	610 755	8,3 7,4

По контрольным нагрузкам с учетом их разбивки по ступеням на бумажной ленте вычерчивают диаграмму-задание, которую закладывают в электронное регулирующее устройство пульта управления. Диаграмму-задание составляют

из условий соблюдения следующих требований: время подъема нагрузки на каждой ступени — 1 мин, время выдержки нагрузки всех рядовых ступеней — 10 мин, время выдержки контрольной нагрузки при проверке жесткости — 30 мин. Ускоренное нагружение на каждой ступени (1 мин) значительно сокращает процесс испытания.

Испытание панелей на установке АУ-40 производит один оператор. Дистанционность управления испытанием и получения основных результатов обеспечивает полную безопасность проведения работ.

Практика испытания панелей перекрытий на заводе ЖБИ № 1 ДСК-3 Главкиевгорстроя показала, что автоматизированная установка АУ-40 может успешно применяться как эффективное средство систематического контроля качества готовой продукции. Внедрение установки позволило отказаться от проведения испытаний в сторонних организациях, в результате чего затраты на эти цели значительно сократились. Использование установки только на одном заво-

де обеспечило экономический эффект в размере 55 тыс. р. в год.

Следует отметить, что практически все проектные организации выпускают рабочие чертежи железобетонных изделий, не выполняя требований раздела 4 ГОСТ 8829—66 из-за того, что этот раздел стандарта составлен нечетко: в нем отсутствуют требования о предоставлении проектной организацией данных по испытанию изделий статической нагрузкой при прочности бетона, равной отпускной, которая в зависимости от времени года и ряда других факторов может, согласно ГОСТ 13015—67*, составлять до 50% от проектной марки. Для панелей кассетного производства ДСК-3 отпускная прочность бетона составляет летом 70, осенью и весной 80 и зимой 90% от проектной марки. Проектные же материалы содержат данные только для испытания панелей при 100%-ной прочности. Устранение указанного недостатка становится особенно важным для организации контроля качества изделий по мере дальнейшего снижения отпускной прочности бетона до 50% от проектной.

Инж. Ю. М. СМОЛЯНИНОВ (Харьковский Промстройинипроект)

УДК 624.012.45.072 : 539.3/4

Исследование прочности и деформаций железобетонных балок при различных скоростях нагружения

Прочность и деформации железобетонных изгибаемых элементов при скоростях приложения нагрузки ниже требуемых нормативными документами изучены недостаточно. Вместе с тем значительный практический интерес представляет временная зависимость прочности при изгибе, так как ее учет позволит повысить надежность и долговечность железобетонных конструкций (например, при таких воздействиях, как снеговая, пылевая, ветровая нагрузка, вес технологического оборудования и т. д.).

В связи с этим на VII Всесоюзной конференции по бетону и железобетону в докладе А. А. Гвоздева, В. Н. Байкова, О. Я. Берга [1] поставлена задача по изучению поведения железобетонных конструкций под влиянием возрастающих и длительных нагрузок.

Опыты при одноосном сжатии бетона [2,3,4] и других материалов выявили значительное снижение прочности, достигающее 25% и более в зависимости от скорости приложения нагрузки. В ча-

стности, прочность бетона, испытанного на сжатие с различной, но постоянной скоростью возрастания нагрузки [2], удовлетворительно описывается зависимостью

$$R(t) = B + \frac{1}{\alpha} \lg V, \quad (1)$$

где $R(t)$ — временное сопротивление бетона сжатию, кгс/см²;

t — время, прошедшее от начала загрузки, с;

V — скорость нагружения, кгс/см² в с;

B — прочность бетона согласно ГОСТ 10180—67;

α — постоянный коэффициент для данной марки бетона.

Однако аналогичная зависимость для железобетонных элементов при одноосном сжатии, особенно при неоднородном напряженном состоянии, нам не известна, и с этой целью были поставлены описанные ниже опыты.

Для проведения экспериментальных

исследований было одновременно изготовлено 9 железобетонных балок сечением 12×18 см, длиной 270 см, с процентом армирования $\mu=2,17\%$, а также все необходимые образцы для определения прочностных и деформативных характеристик бетона (бетон марки 300, состав по весу 1:1, 5:3, 34, $B/C=0,47$, цемент Балаклеевского цемзавода 400, песок мелкозернистый Безлюдовского карьера, щебень гранитный крупностью 5—20 мм). Балки и образцы до 28-суточного возраста хранились во влажной среде, а затем в естественных условиях при температуре воздуха от +15 до +18°C и относительной влажности до 70%.

Прочность бетона на растяжение и сжатие перед началом опытов определялась согласно ГОСТ 10180—67 и составила соответственно 22 и 348 кгс/см², а модуль упругости по методике НИИЖБ [5] оказался равным $E=3,12 \cdot 10^5$ кгс/см². В качестве рабочей арматуры принята сталь класса А-III с пределом текуче-

сти $\sigma_T = 4710$ кгс/см², с пределом прочности $R_a = 7440$ кгс/см² и модулем упругости $E = 2,04 \cdot 10^6$ кгс/см². Прочностные и деформативные характеристики арматуры определялись по ГОСТ 12004-66.

Было испытано три серии балок по три образца в каждой серии, которой соответствовала определенная скорость приложения нагрузки вплоть до полного исчерпания несущей способности балок:

$V_1 = 2,32 \cdot 10^{-1}$ кгм/с; $V_2 = 2,015 \cdot 10^{-3}$ кгм/с; $V_3 = 1,78 \cdot 10^{-4}$ кгм/с. Среднее время до разрушения балок составило по сериям соответственно: $t_1 = 3$ ч; $t_2 = 13$ сут; $t_3 = 134$ дня.

Загружение производилось тарированными грузами. Момент трещинообразования устанавливался по появлению видимых трещин на поверхности растянутого бетона в зоне чистого изгиба. Первые трещины во всех трех сериях балок возникали при моменте $M_T = 284 - 320$ кгм, что составляет $0,125 - 0,138 M_{разр}^{оп}$.

В балках всех серий разрушение происходило в зоне чистого изгиба по сжатому бетону. Развития четко выраженных наклонных трещин у опор не наблюдалось. Максимальная величина раскрытия трещин в растянутой зоне к моменту разрушения достигала 0,5 мм.

Как видно из рис. 1, величины предельных изгибающих моментов, которые по сериям соответственно равны 2509, 2262, 2054 кгм, убывают пропорционально логарифму скорости нагружения, а предельные величины прогибов, предшествующих разрушению, возрастают в обратном отношении. Развитие прогибов, а также деформаций сжатого бетона и коэффициента поперечной деформации приведены на рис. 2. В первой серии балок прогибы увеличивались почти пропорционально нагрузке, вплоть до разрушения, а кривая прогибов по конфигурации напоминает кривую развития продольных деформаций сжатой зоны бетона. Прогибы балок серии II и III возрастали более интенсивно, особенно резкое их увеличение наблюдалось, начиная с момента, равного $0,79 \cdot 0,87 M_{разр}^{оп}$. На развитие продольных и поперечных деформаций сжатого бетона оказывает большое влияние скорость приложения нагрузки, т.е. чем медленнее нагружение, тем интенсивнее развитие деформаций.

Сопоставление результатов опытов показывает, что как при сжатии, так и при изгибе происходит уменьшение объема сжатого бетона и только перед самым разрушением относительные деформации объема несколько увеличиваются, что свидетельствует о нарушении струк-

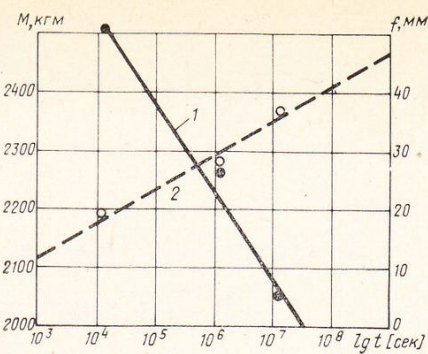


Рис. 1. Предельные величины изгибающих моментов 1— по зависимости (2); 2— прогибов; ●, ○— результаты эксперимента

туры бетона. О состоянии конструкции, близком к разрушению, указывает и то обстоятельство, что коэффициент деформации $\nu(t)$, вычисленный как отношение полных поперечных деформаций к продольным, стремится к своему предельному значению, величина которого, как следует из многочисленных работ, не превышает 0,42.

По измеренной деформации сечения на каждом этапе нагружения можно судить об изменении величины сжатой зоны.

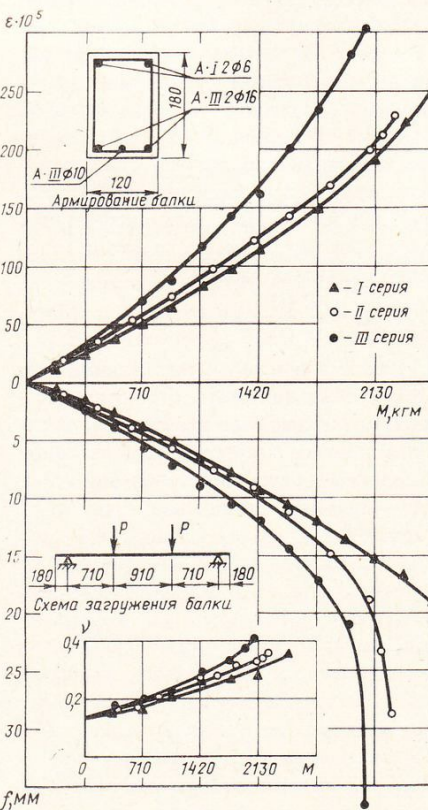


Рис. 2. Графики развития продольных деформаций, прогибов и коэффициента поперечной деформации, схема армирования и нагружения

Данные испытаний всех серий балок показывают, что относительная величина сжатой зоны бетона в начале нагружения несколько уменьшается, а затем с ростом нагрузки происходит ее увеличение, что, по мнению В. В. Дегтярева и Ю. А. Гагарина [6], также свидетельствует о возникновении и развитии микротрещин в сжатом бетоне.

Следует отметить, что полученная по формулам СНиП II-V.1-62* высота сжатой зоны бетона в предельном состоянии значительно меньше опытной (см. таблицу).

Для всех серий балок теоретические значения прогибов при изгибе подсчитывались по СНиП II-V.1-62* и по методике, разработанной И. К. Белобровом [7]. Кроме того, определялись прогибы по методике СНиП II-V.1-62*, но в расчетные формулы вводились опытные значения величин сжатой зоны бетона. Сопоставление расчетных величин прогибов и деформаций с опытными данными для I серии балок показывает, что при $M \leq 0,6 M_{разр}^{оп}$ расхождения между ними не превышали $\pm 10 - 12\%$. При $M > 0,6 M_{разр}^{оп}$ опытные значения величин прогибов превышают их расчетные (вычисленные по методике СНиП II-V.1-62*) значения до 36%. При скоростях нагружения V_2 и V_3 получено (вплоть до $0,85 M_{разр}^{оп}$) удовлетворительное совпадение опытных и расчетных величин прогибов, вычисленных по упомянутой методике (разница не превышает 11%), в то время как рекомендации СНиП II-V.1-62* занижают их величины на 24% по сравнению с опытными. При моментах, близких к предельным, расхождения расчетных и экспериментальных величин прогибов возрастают до 50-70%, что, вероятно, вызвано накоплением неупругих деформаций.

Серия балок	Расчетные величины по СНиП II-V.1-62*		Опытные величины		$\frac{X_{оп} - X_{расч}}{X_{расч}} \%$
	Высота сжатой зоны бетона X, см	Относительная высота сжатой зоны, %	Высота сжатой зоны бетона X, см	Относительная высота сжатой зоны, %	
I	7,67	0,48	9	0,562	17
II	7,67	0,48	10,6	0,663	38
III	7,67	0,48	11	0,683	43

Таким образом, величины прогибов, вычисленные по методике СНиП II-V.1-62*, показывают удовлетворительное совпадение с опытными их значениями при эксплуатационных нагрузках.

Результаты выполненных экспериментальных исследований показывают, что общая закономерность зависимости прочности от скорости нагружения, установленная С. Н. Журковым и полученная для различных материалов на сжатие [8,9] и растяжение [5], наблюдается и при испытании на изгиб (см. рис. 1), т. е.

$$M(t) = B_1 + \frac{1}{\alpha_1} \lg V, \quad (2)$$

где $M(t)$ — предельный изгибающий момент;

t — время, прошедшее от начала загрузки, с;

V — скорость нагружения, кгм/с;
 B_1, α_1 — постоянные коэффициенты, равные соответственно 2600 и 0,00725.

Предельные напряжения в сжатой зоне бетона к моменту разрушения были вычислены по методике, рекомендуемой СНиП II-B.1-62* с принятием прямоугольной эпюры напряжений и с введением в расчет опытных величин сжатой зоны.

Исследования позволили предложить для определения величин разрушающих напряжений при изгибе в зависимости от скорости нагружения аналитическое выражение

$$R(t) = 246 + 20,23 \lg V, \quad (3)$$

где V — принято в кгс/см² в с.

Уравнение (3) отличается от ранее предложенной зависимости для бетонных призм при одноосном сжатии значением постоянных

$$R(t) = 157,5 + 6,8 \lg V. \quad (4)$$

Обе зависимости, как и данные опытов, показаны на рис. 3.

Результаты измерения деформаций верхнего сжатого волокна бетона балок не выявили особых закономерностей в величинах продольных и поперечных деформаций, но, как и в случае сжатия бетонных призм, с уменьшением скорости роста нагрузки наблюдается к моменту разрушения увеличение коэффициента поперечной деформации $\nu(t)$ в III серии балок по сравнению с I на 14%. Еще значительно изменилась величина объемной деформации, уменьшение которой составило 28% по сравнению с быстрым нагружением.

Для определения длительной прочности, т. е. времени до разрушения при постоянном напряжении, была принята теория С. Н. Журкова. При этом долговечность, т. е. длительность сопротивления бетона до разрушения при постоянной нагрузке, находится из выражения

$$t = A \exp(-\alpha \sigma_1),$$

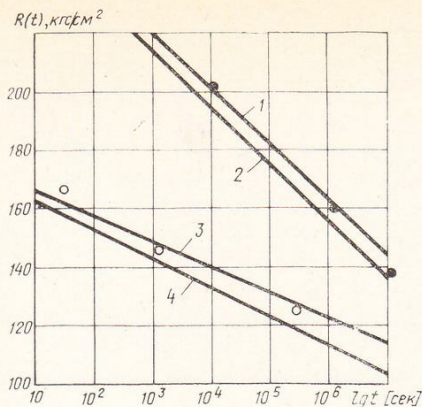


Рис. 3. Временная зависимость прочности бетона

1 — прочность на сжатие при изгибе по зависимости (3); 2 — то же, по зависимости (5) при $\sigma = \text{const}$; 3 — прочность на сжатие призм по (4); 4 — то же, по зависимости (5) при $\sigma = \text{const}$; ●, ○ — результаты опытов при $\sigma = Vt$

где A и α — постоянные;

σ_1 — напряжение;

t — время до разрушения.

По формуле (5) были построены зависимости длительной прочности, приведенные на рис. 3, из которого следует, что разрушение при мгновенно приложенном постоянном напряжении наступает раньше, чем при равном ему, но возрастающем по линейному закону, хотя, как следует из [8], для металлов и пластмасс время до разрушения не зависит от способа нагружения.

В работе [2] отмечалось, что при сжатии бетонных призм отношение временного сопротивления к относительной объемной деформации $\nu(t)$ — постоянная величина. Аналогичная закономерность получена и для сжатой зоны бетона при изгибе. Во всех испытаниях балок трех серий величина этого отношения оказалась равной

$$C = \frac{R(t)}{\nu(t)} = 2,62 \cdot 10^5 \quad (6)$$

с максимальными отклонениями на $\pm 3,5\%$. Величина этого отношения совпадает с численными значениями, полученными ранее автором для песчано-цементного и тяжелого бетонов при одноосном сжатии с различными скоростями возрастания нагрузки. Например, для тяжелого бетона марки 300 (бетон, из которого были изготовлены и испытаны балки) при одноосном сжатии величина C на 19% выше аналогичной для сжатого бетона изгибаемых железобетонных балок. Знание величины C позволяет в сочетании с зависимостями (5), (6) прогнозировать длительную прочность железобетонных конструкций по данным кратковременных испытаний.

Выводы

Для железобетонных изгибаемых элементов временная зависимость прочно-

сти имеет тот же характер, что и при одноосном сжатии бетонных призм.

С уменьшением скорости нагружения несущая способность железобетонных балок снижается в исследованном интервале времени на 18%.

С уменьшением скорости приложения нагрузки величины деформаций и прогибов возрастают.

Прогибы, вычисленные по зависимостям СНиП II-B.1-62*, но с учетом опытных величин высоты сжатой зоны бетона на дают при малых скоростях приложения нагрузки, вплоть до $0,86-0,9 M_{\text{разр}}^{\text{оп}}$, хорошее совпадение расчетных и экспериментальных величин. Отклонения не превышают 24%.

Результаты экспериментальных исследований показывают снижение несущей способности железобетонных балок при длительном действии нагрузки, что подтверждает правильность принятия коэффициента $m_{\text{бд}}$ в проекте СНиП II-B.1-73.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гвоздев А. А., Байков В. Н., Берг О. Я. Современное состояние теории железобетона. — В сб.: VII Всесоюзной конференции по бетону и железобетону. Тезисы докладов. Ленинград, октябрь 1972 г. Стройиздат, 1972.
2. Стрелков Г. П., Смолянинов Ю. М. Поперечные и объемные деформации бетона, их связь с длительной прочностью. — Сб.: Структура, прочность и деформация бетона. НИИЖБ. М., 1972.
3. Яшин А. В. Прочность и деформация бетона при различных скоростях нагружения. — В сб. НИИЖБ: Воздействие статических, динамических и многократно повторяющихся нагрузок на бетон и элементы железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1972.
4. Яшин А. В. Учет ползучести и усадки бетона при определении потерь предварительного напряжения и длительного действия нагрузки при нормировании прочности бетона. — В сб. материалов совещания: Новое в проектировании железобетонных конструкций. МДНТП. М., 1974.
5. Временная инструкция по определению призмной прочности и начального модуля упругости бетонов. НИИЖБ. М., 1968.
6. Дегтярев В. В., Гагарин Ю. А. Метод экспериментального определения напряженного состояния железобетонного сечения при изгибе. — В сб.: Исследование деформаций, прочности и долговечности бетона транспортных сооружений. Труды Всесоюзного научно-исследовательского института транспортного строительства. Вып. 70, «Транспорт». М., 1969.
7. Белобров И. К. Упрощенный метод определения деформаций железобетонных изгибаемых элементов. «Бетон и железобетон», 1973, № 9.
8. Журков С. Н., Томашевский Э. Е. Временная зависимость прочности при различных режимах нагружения. Сб.: Некоторые проблемы прочности твердого тела. Изд. АН СССР. М.—Л., 1959.
9. Журков С. Н., Томашевский Э. Е. Исследование прочности твердых тел (II зависимость долговечности от напряжения). «Техническая физика», т. XXV, вып. 1, 1935.

Трибуна соревнующихся

УДК 69.003 : 658.387.64

Об итогах

Всесоюзного социалистического соревнования организаций системы Госстроя СССР за первое полугодие 1975 г.

В результате широко развернувшегося Всесоюзного социалистического соревнования коллективов проектных, изыскательских и комплексных (проектно-изыскательских и научно-исследовательских) организаций системы Госстроя СССР за досрочное выполнение народнохозяйственного плана на 1975 г. и успешное завершение девятой пятилетки большинство институтов Госстроя СССР, Госгражданстроя и госстроев союзных республик добились в I полугодии т.г. перевыполнения важнейших плановых заданий, повышения производительности труда, выдачи заказчикам проектно-сметной документации с опережением установленных сроков, более полного использования в практике проектирования научных разработок, прогрессивных технических решений, эффективных конструкций и материалов, улучшения качества проектов.

Коллективы 34 организаций выполнили условия Всесоюзного социалистического соревнования.

2100 наиболее отличившихся работников организаций, учреждений и предприятий Госстроя СССР, Госгражданстроя и госстроев союзных республик награждены ко Дню строителя знаками «Победитель социалистического соревнования 1975 года» и «Ударник девятой пятилетки».

Постановлением коллегии Госстроя СССР и президиума ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов сохранены переходящие Красные знамена Госстроя СССР и ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов с выплатой первых денежных премий коллективам:

Проектного и научно-исследовательского института Харьковский Промстройниипроект Госстроя СССР, Харьков;

Всесоюзного проектного и научно-исследовательского института промышленного транспорта Госстроя СССР, Москва;

Центрального ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательского и проектного института строительных металлоконструкций Госстроя СССР, Москва;

Государственного проектного института Эстпромпроект Госстроя Эстонской ССР, Таллин;

Центрального научно-исследовательского и проектного института типового и экспериментального проектирования зрелищных, спортивных и административных зданий и сооружений им. Б. С. Менделеева Госгражданстроя, Москва;

Государственного ордена Трудового Красного Знамени института проектирования городов Госстроя РСФСР, Москва;

Института проектирования сельскохозяйственного строительства Госстроя Литовской ССР, Каунас.

Награждены переходящими Красными знаменами Госстроя СССР и ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов и первыми денежными премиями коллективы:

Государственного проектного института Приднестровский Промстройпроект Госстроя СССР, Днепропетровск;

Проектного института № 1 Госстроя СССР, Ленинград;

Белорусского государственного института промышленного проектирования Госстроя Белорусской ССР, Минск;

Ленинградского зонального научно-исследовательского и проектного института типового и экспериментального проектирования жилых и общественных зданий Госгражданстроя;

Государственного проектного института Карагандагорсельпроект Госстроя Казахской ССР, Караганда;

Государственного проектного института Южгорсельпроект Госстроя Казахской ССР, Чимкент;

Восточно-Украинского Государственного института инженерно-технических

изысканий УкрвостокГИИНТИЗ Госстроя Украинской ССР, Харьков;

Вторые денежные премии присуждены коллективам:

Государственного проектного института Харьковский Водоканалпроект Госстроя СССР, Харьков;

Государственного проектного и научно-исследовательского института Казахский Промстройниипроект Госстроя СССР, Алма-Ата;

Центрального научно-исследовательского и проектно-экспериментального института промышленных зданий и сооружений Госстроя СССР, Москва;

Государственного проектного института Азгоспромпроект Госстроя СССР, Баку;

Центрального научно-исследовательского и проектного института типового и экспериментального проектирования жилищ Госгражданстроя, Москва;

Запорожского филиала института Укргорстройпроект Госстроя Украинской ССР, Запорожье;

Государственного республиканского проектного института Азгипросельстрой Госстроя Азербайджанской ССР, Баку;

Государственного института проектирования сельского строительства Латгипросельстрой Госстроя Латвийской ССР, Рига;

Юго-западного треста инженерно-строительных изысканий ЮгозапТИСИЗ Госстроя РСФСР, Курск;

Уральского треста инженерно-строительных изысканий УралТИСИЗ Госстроя РСФСР, Свердловск.

Отмечена хорошая работа коллективов:

Государственного территориального института по проектированию промышленных предприятий Латгипромпроект Госстроя Латвийской ССР, Рига;

Государственного проектного института по проектированию и испытанию

стальных конструкций и мостов Укрпроектстальконструкция Госстроя СССР, Киев;

Центрального научно-исследовательского и проектно-экспериментального института инженерного оборудования городов, жилых и общественных зданий Госгражданстроя, Москва;

Научно-исследовательского и проектного института по разработке генеральных планов и проектов застройки горо-

дов ЛенНИИП градостроительства Госгражданстроя, Ленинград;

Ленинградского государственного института проектирования городов Госстроя РСФСР, Ленинград;

Государственного головного проектного института Казгорстройпроект Госстроя Казахской ССР, Алма-Ата;

Государственного проектного института по планировке и застройке города Харьковпроект Госстроя Украинской ССР, Харьков;

Государственного проектного института Эстонпроект Госстроя Эстонской ССР, Таллин;

Северо-Кавказского государственного зонального института по проектированию объектов сельского строительства Севкавгипросельхозстрой Госстроя РСФСР, Ростов-на-Дону;

Ленинградского треста инженерно-строительных изысканий Госстроя РСФСР, Ленинград.

Навстречу XXV съезду КПСС

УДК 69.003 : 658.387.64

Передовые строители

Коллектив домостроительного комбината № 1 Москвы решил ознаменовать начало десятой пятилетки — пятилетки качества — дальнейшими успехами — присвоением государственного Знака качества домам новых серий.

В текущем году ДСК-1 первым в столице перешел на изготовление и монтаж 16-этажных домов из унифицированных деталей. На этом комбинате, с конвейера которого сходит каждый третий новый дом в Москве, десять лет тому назад было создано комсомольско-молодежное монтажное управление № 5, коллектив которого первым среди московских строителей получил звание коллектива коммунистического труда.

Все дома, возведенные этим коллективом, принимаются Государственной комиссией только с оценкой «хорошо».

Успешной работе монтажного управления в значительной степени способствует переход на поточно-бригадный хозрасчет — злобинский метод бригадного хозрасчета распространен здесь на весь участок.

Но решающее слово в технологической цепочке «завод железобетонных конструкций — автобаза — стройка» остается при этом за комплексной бригадой.

В управлении № 5 трудится коллектив прославленной комплексной бригады заслуженного строителя РСФСР Анатолия Михеевича Суровцева — постоянного партнера по соцсоревнованию не менее прославленной бригады Героя Социалистического Труда В. Е. Копелева.

В состав бригады наряду с монтажниками включены плотники, бетонщики, штукатуры. Бригада задает напряженный темп работ всему строительному

конвейеру, который включает в себя и других специалистов, занятых на постройке домов, — сантехников, электромонтажников, слесарей, электротехников и т. д. Работа здесь построена таким образом, что ответственность за своевременный ввод домов в эксплуатацию, а также за их качество в одинаковой мере ложится на плечи всех участников строительства. Размер премии при сдаче дома с оценкой «хорошо» в 2 раза выше, чем при удовлетворительной.

Для неукоснительного выполнения общекомбинатского графика работ машинисты тяжелых кранов включены в состав комплексных бригад, а водители панелевозов закреплены за определенными корпусами домов. Их труд оплачивается наравне с другими членами бригады, что способствует более полному использованию механизмов.

Освоенная бригадой А. М. Суровцева еще при строительстве 9-этажных домов скоростная сборка этажа четырехсекционного корпуса — за 2,5 дня, а трехсекционного — за 2 дня позволила коллективу в короткий срок успешно освоить технологию сборки высотных зданий.

В основе ее — правильная организация труда, использование высокопроизводительных механизмов и приспособлений, слаженная работа всех членов бригады. Характерно, что уже в процессе монтажа первого 16-этажного корпуса в Чертанове бригада внесла свои предложения по улучшению проекта, которые помогли ей преодолеть некоторые трудности.

В завершающем году пятилетки коллектив ДСК-1 наметил дать дополнительно к плану свыше 30 тыс. м² жилья.

Опубликованное недавно постановление Центрального Комитета КПСС «О социалистическом соревновании за достойную встречу XXV съезда КПСС» вызвало большой трудовой подъем в Главмосстрое.

Среди коллективов главного управления, принявших повышенные социалистические обязательства, — бригада А. В. Авилова из ДСК № 1. По ее призыву решили встать на трудовую вахту по достойной встрече XXV съезда КПСС еще 532 бригады Главмосстроя.

Залог успеха бригад в сочетании бригадного подряда с комплексными планами НОТ, впервые примененное бригадой Н. Е. Демина из ремстройтреста Свердловского района нашей столицы. Благодаря этому сроки возведения объектов в среднем сократились на 25 дней.

Много внимания уделяется повышению качества домостроения. Этому в значительной мере способствует постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР «О мерах по улучшению качества жилищно-гражданского строительства».

Многие коллективы по примеру Героя Социалистического Труда В. А. Затворницкого сдают жилые корпуса с гарантийными паспортами.

Работая по-злобински, коллектив В. А. Затворницкого решил дополнительно выполнить до конца года работы на сумму в 300 тыс. руб.

На девятую пятилетку бригада наметила повысить выработку по сравнению с нынешней на 62%.

Такие же конкретные задачи поставили перед собой бригады Героя Социалистического Труда В. Е. Копелева из ДСК № 1 и В. П. Иванова (Мосстрой № 5).

Вскрываем резервы производства

Инж. А. Н. МУХИН (Ивановский ДСК)

УДК 624.012.45 : 693.546.5

Опыт внедрения ударной технологии изготовления железобетонных конструкций

На Ивановском ДСК смонтирована ударная установка Рижского завода «Спецстальконструкция» размером верхнего стола 2,5×6 м, грузоподъемностью 10 т. Установка размещена в цехе доборных изделий завода крупнопанельного домостроения № 1.

По ударной технологии на комбинате изготавливают панели ограждений балконов и лоджий, лестничные марши, дымоветилиационные блоки. На изготовление по этой технологии переводят тротуарные плиты, а с выделением второго шок-стола — панели наружных стен и парпетных блоков.

Панели ограждений лоджий и балконов изготавливают в железобетонных формах-поддонах, лестничные марши — в металлических. Формы крепятся к столу винтовыми прижимами. Для формования плит ограждения балконов и лоджий использовали бетонную смесь следующего состава (в кг на 1 м³ бетона): цемент — 450—460, щебень — 950, песок — 775, вода — 215 л. Марки бетона 300, осадка конуса 3—4 см, продолжительность уплотнения 6—7 мин.

Для лестничных маршей применяли бетон марки 300 в составе: цемент — 450, песок — 680, щебень 1020, вода — 215 л. Осадка конуса 3—4 см.

В соответствии с рекомендациями НИИЖБ использовали методику корректировки состава бетона при изменении характеристик заполнителей. Для металлических форм применяют стеарино-вазелиновую смазку, нанесенную равномерным по толщине слоем.

Панели ограждения балконов и лоджий изготавливают из бетона на белом цементе. Цветные составы бетонов тщательно перемешивают при изготовлении.

Особо гладкие лицевые поверхности изделий получают в стеклопластиковых формах, технология изготовления которых разработана трестом Оргтехстрой Министроя ЛатвССР. Изготовление стеклопластиковых форм связано с некоторыми сложностями и особенностями технологии их изготовления: организацией специального производства и обеспечения дефицитными синтетическими смолами (эпоксидной с отвердителем и пла-

стификатором или полиэфирной с инициатором и ускорителем) и стеклотканями (в качестве армирующего материала). Стеклопластиковые формы на основе полиэфирной смолы дают высокую оборачиваемость лишь при твердении изделий в естественных условиях, что не всегда возможно.

мах-поддонах используют поливинилхлоридную пленку. Перед формованием пленку тщательно прижимают по всей контуре к форме-поддону. Под воздействием массы укладываемой бетонной смеси пленка деформируется и плотно прилегает к поверхности формы-поддона, обеспечивая свободный съем изде-

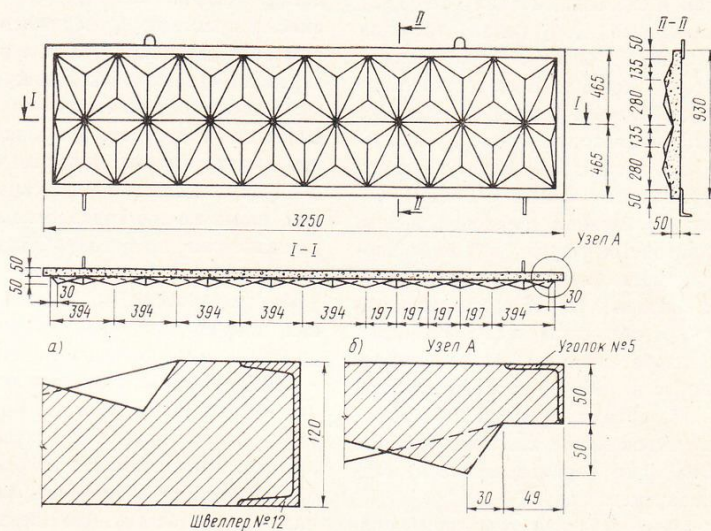


Схема железобетонной панели ограждения
а — деталь формы поддона; б — узел А

Для обеспечения выпуска железобетонных панелей ограждения лоджий и балконов с рельефной лицевой поверхностью на комбинате используют железобетонные формы-поддоны, полученные методом контактного формования по модели изделия. Модель изделия изготовлена из древесины и твердой древесноволокнистой плиты. Стыки плиты по отдельным плоскостям рельефа выполняют особенно тщательно.

Для получения гладкой формирующей поверхности формы-поддона в качестве разделительного слоя применяли техническую пленку по ГОСТ 16272—70.

Для сохранения модели изделия твердения бетона формы-поддона производят в естественных условиях.

Армирование выполнено сеткой из арматурной стали с обрамлением по контуру рамкой из швеллера. Вместо смазки при формовании изделий на фор-

м при распалубке и чистоту его лицевой поверхности. Для улучшения деформации пленки и устранения возможных морщин целесообразно использовать бетонную смесь, подогретую до 50—60°C в бетоносмесителе за счет применения горячей воды при затворении. Бетономешалка расположена рядом с постом формования изделий.

Вместо пленки можно использовать различные полимерные покрытия. Такие формы просты в изготовлении, не требуют дефицитных материалов, позволяют применять термообработку изделий, обеспечивают получение хорошей, гладкой лицевой поверхности.

Необходимо организовать централизованное изготовление форм со стеклопластиковым покрытием рабочих поверхностей, увеличить выпуск ударных установок с запасным комплектом кулачков и усиленными двутаврами верхнего стола.

Кандидаты техн. наук Я. П. БОНДАРЬ (ЦНИИЭП жилища)
Ю. С. ОСТРИНСКИЙ (НИИЭС)

УДК 69.057.5:693.542

Взаимодействие скользящей опалубки с бетонной смесью

Для изыскания способов бетонирования в скользящей опалубке стен толщиной менее 12—15 см исследовали силы взаимодействия опалубки и бетонных смесей, приготовленных на плотных заполнителях, керамзите и шлаковой пемзе. При существующей технологии бетонирования в скользящей опалубке [1, 2] это минимально допустимая толщина стен. Для легких бетонов использовали керамзитовый гравий Бескудниковского завода с дробленным песком из этого же керамзита и шлаковую пемзу, изготовленную из расплавов Ново-Липецкого металлургического завода с песком, полученным дроблением шлаковой пемзы.

Керамзитобетон марки 100 имел виброуплотняемость, измеренную на приборе Н. Я. Спивака, 12—15 с; структурный фактор 0,45; объемную массу 1170 кг/м³. Шлакопемзобетон марки 200 имел виброуплотняемость 15—20 с, структурный фактор 0,5, объемную массу 2170 кг/м³. Тяжелый бетон марки 200 при объемной массе 2400 кг/м³ характеризовался осадкой стандартного конуса 7 см.

Силы взаимодействия скользящей опалубки с бетонными смесями измеряли на испытательной установке, представляю-

щей собой модификацию прибора Казанграде для измерения усилий одноплоскостного сдвига. Установка выполнена в виде горизонтального лотка, заполняемого бетонной смесью. Поперек лотка укладывали испытательные рейки из деревянных брусков, обшитых по поверхности соприкосновения с бетонной смесью полосами кровельной стали. Таким образом, испытательные рейки имитировали стальную скользящую опалубку. Рейки выдерживали на бетонной смеси под пригрузами различной величины, имитирующими давление бетона на опалубку, после чего фиксировали усилия, вызывающие горизонтальное перемещение реек по бетону. Общий вид установки дан на рис. 1.

По результатам проведенных испытаний получена зависимость сил взаимодействия стальной скользящей опалубки и бетонной смеси τ от величины давления бетона на опалубку σ (рис. 2), которая носит линейный характер. Угол наклона линии графика по отношению к оси абсцисс характеризует угол трения опалубки по бетону, что позволяет рассчитать силы трения. Величина, отсекаемая линией графика на оси ординат, ха-

рактеризует силы сцепления бетонной смеси и опалубки τ' , не зависящие от давления. Угол трения опалубки по бетону не изменяется при возрастании продолжительности неподвижного соприкосновения (t) с 15 до 60 мин, величина сил сцепления увеличивается при этом в 1,5—2 раза. Основное приращение усилий сцепления происходит в течение первых 30—40 мин при быстром снижении приращения за последующие 50—60 мин.

Сила сцепления тяжелого бетона и стальной опалубки через 15 мин после уплотнения смеси не превышает 2,5 г/см², или 25 кг/м² поверхности соприкосновения. Это составляет 15—20% общепринятой величины суммарной силы взаимодействия тяжелого бетона и стальной опалубки (120—150 кг/м²). Основная часть усилий приходится на долю сил трения.

Замедленный рост сил сцепления в течение первых 1,5 ч после уплотнения бетона объясняется незначительным числом новообразований в процессе схватывания бетонной смеси. Согласно исследованиям [3], в период от начала до окончания схватывания бетонной смеси происходит перераспределение в ней воды затворения между вяжущим и заполнителями. Новообразования развиваются в основном после окончания схватывания. Быстрый рост сцепления скользящей опалубки с бетонной смесью начинается через 2—2,5 ч после уплотнения бетонной смеси [4].

Удельный вес сил сцепления в общей величине усилий взаимодействия тяжелого бетона и стальной скользящей опалубки составляет около 35%. Основная доля усилий приходится на силы трения, определяемые давлением смеси, которое в условиях бетонирования изменяется во времени. Для проверки этого предположения измеряли усадку или набухание свежесформованных бетонных образцов непосредственно после уплотнения вибрацией. Во время формирования бетонных кубов с размером ребра 150 мм на одну из вертикальных его граней помещали текстолитовую пластинку, гладкая поверхность которой находилась в одной плоскости с вертикальной гранью. После уплотнения бетона и снятия образца с

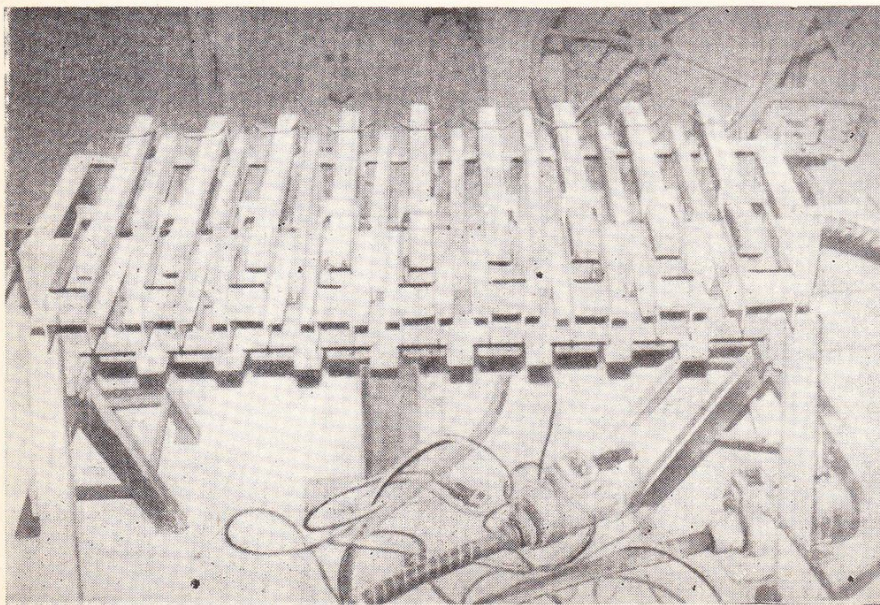


Рис. 1. Общий вид испытательной установки

вибростола вертикальные грани куба освобождали от боковых стенок формы и в течение 60—70 мин с помощью мессура измеряли расстояния между противоположными вертикальными гранями. Результаты измерений показали, что свежесформованный бетон сразу же после уплотнения дает усадку, величина которой тем выше, чем больше подвижность смеси. Суммарная величина двусторонней осадки достигает 0,6 мм, т. е. 0,4% толщины образца. В начальный период после формирования набухания свежесформованного бетона не происходит. Это объясняется контракцией в начальной стадии схватывания бетона в процессе перераспределения воды, сопровождающегося образованием гидратных пленок, создающих большие усилия поверхностного натяжения.

Следовательно, давление бетона в опалубке в начале снижается, а общая сила взаимодействия со временем возрастает медленнее, чем силы сцепления. Вместе с тем практика строительства показала, что задержки в подъеме опалубки в течение 20—40 мин после укладки очередного слоя приводили к срывам бетона.

Для расчета давления бетона в скользящей опалубке использовали зависимости из теории вязкопластических тел. С помощью испытательной установки (см. рис. 1) определяли угол внутреннего трения ϕ и предельного сопротивления бетонной смеси сдвигу τ_0 . Результаты испытаний представлены на рис. 3. Для контроля τ_0 разработан клиновидный индентор (рис. 4).

Принцип действия этого прибора аналогичен принципу действия конического пластометра. Однако клиновидная форма индентора позволяет использовать расчетную схему вязкоиспугучего массива. Результаты опытов с клиновидным индентором показали, что τ_0 изменяется от 37 до 120 г/см² в зависимости от вида бетона.

Аналитические расчеты давления слоя бетонной смеси толщиной 25 см в скользящей опалубке показали, что смеси принятых составов после их уплотнения вибрацией не оказывают активного давления на обшивку опалубки. Давление же в системе «скользящая опалубка — бетонная смесь» обусловлено упругими деформациями щитов под воздействием гидростатического напора смеси в процессе ее уплотнения вибрацией.

Взаимодействие щитов скользящей опалубки и уплотненного бетона в стадии их совместной работы достаточно хорошо моделируется пассивным отпором вязкопластического тела под воздействием нажима со стороны вертикальной подпорной стенки. Расчеты по

¹ Расчеты выполнены по методу Голушкевича.

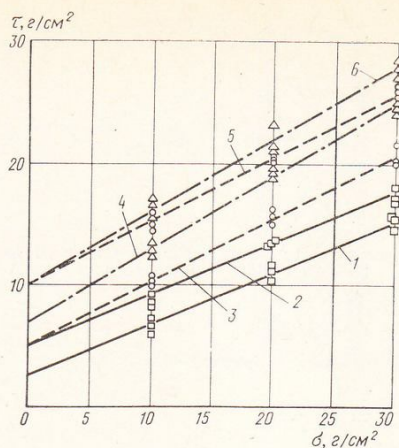


Рис. 2. Зависимость усилий взаимодействия стальной скользящей опалубки с различными бетонными смесями от давления между бетоном и опалубкой
 □ — бетон на плотных заполнителях марки 200; ○ — шлакопемзобетон марки 200; △ — керамзитобетон марки 100; 1 — $\tau = 0,42 \sigma + 2,5$, $t = 15$ мин; 2 — $\tau = 0,42 \sigma + 5$, $t = 60$ мин; 3 — $\tau = 0,52 \sigma + 5$, $t = 15$ мин; 4 — $\tau = 0,6 \sigma + 7$, $t = 15$ мин; 5 — $\tau = 0,52 \sigma + 10$, $t = 60$ мин; 6 — $\tau = 0,6 \sigma + 10$, $t = 60$ мин

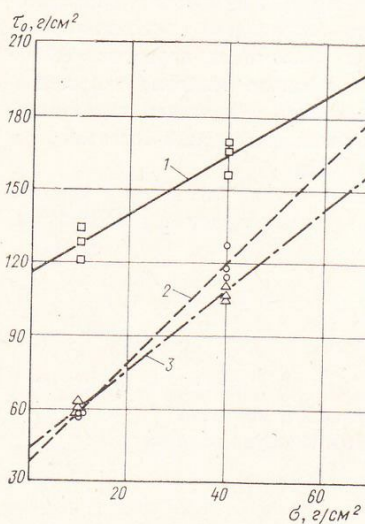


Рис. 3. Внутреннее трение и предельное сопротивление сдвигу различных бетонных смесей

□ — бетон на плотных заполнителях марки 200; ○ — шлакопемзобетон марки 200; △ — керамзитобетон марки 100; 1 — $\tau_0 = 1,19 \sigma + 11,6$; 2 — $\tau_0 = 2,04 \sigma + 37,6$; 3 — $\tau_0 = 1,65 \sigma + 42,5$

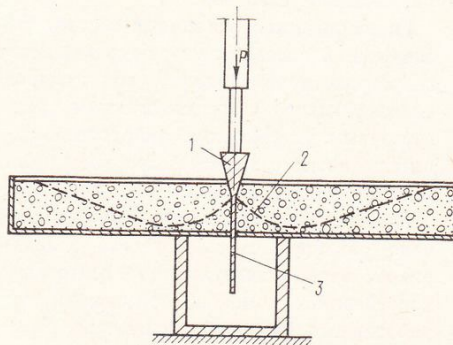


Рис. 4. Схема работы клиновидного индентора
 1 — индентор; 2 — поверхность сдвига; 3 — плоский фартук

казали, что при одностороннем действии опалубочного щита на бетонную массу для смещения части массива по главным плоскостям скольжения требуется усиление нажима, значительно превышающее давление, которое возникает при самом неблагоприятном сочетании условий укладки и уплотнения смеси. При двустороннем нажиме опалубочных щитов на вертикальный слой бетона ограниченной толщины усилия нажима, необходимые для смещения уплотненного бетона по главным плоскостям скольжения, приобретают обратный знак и значительно превышают давление, необходимое для изменения компрессионных характеристик смеси. Обратное разрушение уплотненной смеси под действием двустороннего сжатия требует такого высокого давления, которое недостижимо при бетонировании в скользящей опалубке.

Таким образом, бетонная смесь, укладываемая по правилам бетонирования в скользящей опалубке слоями толщиной 25—30 см, не оказывает давления на щиты опалубки и способна воспринимать с их стороны упругий нажим, возникающий в процессе уплотнения вибрацией.

Для определения усилий взаимодействия, возникающих в процессе бетонирования, измерения проводили на модели скользящей опалубки в натуральную величину. В полости формования устанавливали датчик с мембраной из высокопрочной фосфористой бронзы. Давления и усилия на подъемных тягах в статическом положении установки измеряли автоматическим измерителем давлений (АИД-1М) в процессе вибрации и подъема опалубки — фотоосциллографом Н-700 с усилителем 8-АНЧ. Фактические характеристики взаимодействия стальной скользящей опалубки с различными видами бетона приведены в таблице.

В период между окончанием вибрации и первым подъемом опалубки происходило самопроизвольное снижение давления, которое удерживалось без измене-

Характеристики	Керамзитобетон	Шлакопемзобетон	Тяжелый бетон
Установившееся давление, кг/м ²	250	174	242
Общая удельная сила при подъеме, кг/м ²	179	153	124
Удельная сила трения, кг/м ²	133	81	98
Удельная сила сцепления, кг/м ²	46/70	72/50	26/25
Тангенс угла трения опалубки по бетону	0,53/0,6	0,47/0,52	0,4/0,42

Примечание. В числителе даны результаты, полученные на модели скользящей опалубки, в знаменателе — на испытательной установке.

ния до тех пор, пока опалубка не начала двигаться вверх. Это обусловлено интенсивной усадкой свежесформованной смеси.

Для уменьшения усилий взаимодействия скользящей опалубки с бетонной смесью необходимо уменьшать или полностью устранять давление между щитами опалубки и уплотненным бетоном. Эту задачу решает предложенная технология бетонирования с использованием промежуточных извлекаемых щитков («лейнеров») из тонкого (до 2 мм) листового материала. Высота лейнеров больше высоты полости формирования (30—35 см). Лейнеры устанавливаются в полость формирования вплотную к щитам скользящей опалубки (рис. 5) и сразу же после укладки и уплотнения бетона поочередно извлекаются из нее.

Зазор (2 мм), остающийся между бетоном и опалубкой, после удаления щитков предохраняет щит опалубки, выпрямляющийся после упругого прогиба (как правило, не превышающего 1—1,5 мм) от соприкосновения с вертикальной поверхностью бетона. Поэтому вертикальные грани стен, освобожденные от лейнеров, сохраняют приданную им форму. Это позволяет бетонировать в скользящей опалубке тонкие стены.

Принципиальная возможность формирования тонких стен с помощью лейнеров

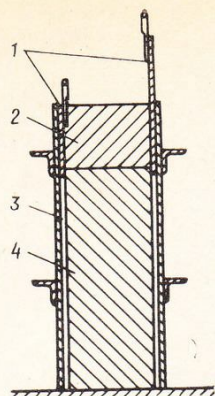


Рис. 5. Схема бетонирования с использованием лейнеров
1 — лейнеры; 2 — уплотненная смесь; 3 — зазор; 4 — твердеющий бетон

была проверена при возведении натуральных фрагментов стен толщиной 7 см, выполненных из керамзитобетона, шлакопемзобетона и тяжелого бетона. Результаты пробных формовок показали, что легкобетонные смеси лучше соответствуют особенностям предложенной технологии, чем смеси на плотных заполнителях. Это обусловлено высокими сорбционными свойствами пористых заполнителей, а также слитным строением легких бетонов и наличием гидравлически активной дисперсной составляющей в легком песке.

Тяжелый бетон (хотя и в меньшей степени), также проявляет способность

сохранять вертикальность свежесформованных поверхностей при его подвижности не более 8 см. При бетонировании гражданских зданий с тонкими внутриквартирными стенами и перегородками по предложенной технологии достаточно двух — четырех пар лейнеров длиной от 1,2 до 1,6 м, обеспечивающих бетонирование стен протяженностью 150—200 м. Это позволит существенно снизить расход бетона по сравнению со зданиями, возводимыми по принятой технологии, и повысить экономическую эффективность их строительства.

Литература

1. Вавилов М. В., Сорокин Н. В., Чекалин А. А. Выполнение железобетонных сооружений в подвижных формах. 1931.
2. Калмыков П. В., Ральцевич В. А., Хороший И. С., Шлеймович С. А., Шухман З. С., Ариэли Э. И. Возведение железобетонных сооружений в скользящей опалубке. 1965.
3. Дашкевич О. Д., Пальчик Е. Л., Оленин Г. А., Эйдина С. В. Учет начального структурообразования бетонной смеси в производственных условиях. — «Строительство и архитектура Белоруссии», 1971, № 3.
4. Совершенствование технологии бетонирования железобетонных монолитных стен в вертикально-скользящей опалубке. Межотраслевая информация. Информ. листок № 172. Серия 18А-15. М., ЦИНИС, 1973.

Вопросы качества

Кандидаты техн. наук В. В. НИКОЛЬСКИЙ (Дмитровский 3-д мостовых железобетонных конструкций), М. И. ХРУСТАЛЕВ (ВНИПИИСтромсырье)

УДК 691.223:69.002.5

Опыт эксплуатации установок, выпускающих обогащенный песок для бетона

На карьере Дмитровского завода мостовых железобетонных конструкций внедрены две гидравлические установки по выпуску обогащенного песка, который хорошо зарекомендовал себя на многих заводах ЖБИ. В 1974 г. ему был присвоен Государственный Знак качества.

Пески Дмитровского месторождения моренного происхождения, используемые в качестве исходного сырья, очень неоднородны и не отвечают требованиям ГОСТ 8736—67 и дополнениям к нему по оценке на Государственный Знак качества. Высокое качество обогащенных песков достигнуто благодаря применению совершенного оборудования и ра-

циональной технологической схемы гидравлических установок.

Гидравлические установки состоят из следующих основных узлов: конического гидрогрохота новой конструкции, гидроклассификатора с автоматическим разгрузочным устройством, виброобезжиривателя, лотка с решетчатым дном для очистки гравия от песка (см. рисунок).

На одну из установок исходная песчано-гравийная смесь подается земснарядом, вторая загружается ленточным конвейером с помощью специально разработанного пульпообразователя.

Исходный материал подается на обе установки после предварительной сортировки на стационарных грохотах с ще-

левыми отверстиями размером 10 мм. В результате такого разделения из него удаляется гравий крупностью 20 мм, который поступает на дробление.

На первую установку подается очищенный от крупных включений материал крупностью менее 20 мм ленточным конвейером в пульпообразователь, в котором в заданном объеме непрерывно поступает вода по трубопроводу. Установленная внутри пульпообразователя мешалка равномерно перемешивает, разрыхляет и очищает поверхность зерен песка от прилипших глинистых и пылевидных частиц. Полученная гидросмесь самотеком поступает в конический гидрогрохот, в котором песок полностью

очищается от крупных включений. Затем смесь попадает в гидрокласификатор вертикального типа, где от песка отделяется излишнее количество мелких зерен вместе с пылевидными и глинистыми частицами. Из гидрокласификатора обогащенный песок требуемого состава автоматически поступает на виброобезвоживатель, который доводит песок до сыпучего состояния.

Выдаваемый из гидророхота гравий имеет большую влажность и содержит от 5 до 15% песка, поэтому его подвергают контрольной очистке и обезвоживанию в стационарном лотке с контрольными решетками. Выделенный при этом песок объединяют с общей массой песка из гидрокласификатора и подают на виброобезвоживатель.

Вторая установка отличается от первой тем, что исходная гидросмесь подается к ней не от пульпообразователя, а от земснаряда с землесосом 8-НЗУ, плавающим в небольшом водоеме, в который постоянно подается очищенный от крупных включений исходный материал. В остальном вторая установка не отличается от первой.

Техническая характеристика установок для обогащения и фракционирования песков приведена в таблице.

Обе установки работают по схеме кругооборотного водоснабжения. Регенерация оборотной воды происходит в водоемах — отстойниках, сооруженных в выработанных участках карьера. За время эксплуатации отстойников выявлено, что они не обеспечивают стабильного водоснабжения: в жаркий период вода быстро испаряется и установки простаивают из-за нехватки воды. Кроме того, на очистку отстойников затрачивают большие средства. Поэтому необходим переход к системе принудительной очистки оборотной воды в специализированных механических осветителях, исключающих применение отстойников. К разработке таких осветителей приступил ВНИПИИСтромсырье.

По качеству обогащенные пески, полученные с обеих установок, имеют некоторые отличительные особенности. Песок на установке с пульпообразователем имеет более стабильный зерновой состав с $M_{кр} = 2,6-2,8$, но уступает по степени очистки поверхности зерен от прилипших глинистых частиц в виде пленок. При тщательной очистке такого песка в цилиндре с водой отмучивается до 0,1% глинистых частиц. Песок, полученный на установке с земснарядом, полностью очищен от глинистых частиц, но не всегда достигается стабильность состава. Это объясняется тем, что установка с земснарядом не работает в стабильном режиме, так как земснаряд по-

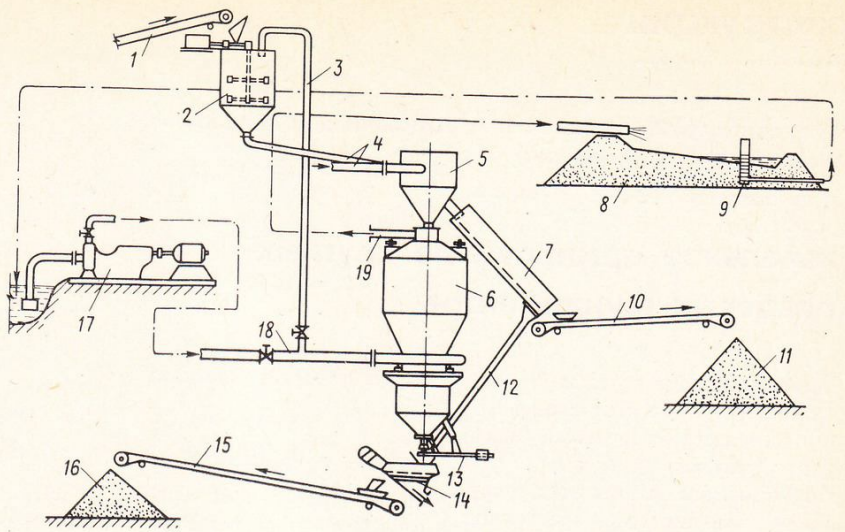


Схема устройства установок в Дмитровском карьере

1— ленточный конвейер; 2— пульпообразователь; 3— водовод; 4— трубопроводы от пульпообразователя или от земснаряда; 5— конический гидророхот; 6— гидрокласификатор вертикального типа марки ГКХ; 7— лоток с решеткой; 8— карта намыва мелкого песка; 9— сбросной колодец; 10— ленточный конвейер; 11— склад гравия; 12— отводная труба; 13— автоматическое устройство для разгрузки песка из гидрокласификатора; 14— виброобезвоживатель на базе питателя 189-ПТ; 15— ленточный конвейер; 16— склад обогащенного песка; 17— насосная станция; 18— водовод; 19— сливной трубопровод

Параметры	Типоразмеры установок					
	У-10	У-20	У-40	У-80	У-120	У-200
Производительность по исходному песку, м ³ /ч	5—15	15—30	30—60	60—90	90—140	140—250
Рекомендуемый расход воды, м ³ /ч:						
на приготовление гидросмеси (в пульпообразователе)	30—75	75—150	150—300	300—450	450—700	700—1250
дополнительный (в гидрокласификаторе)	15—45	45—90	90—180	180—270	270—420	420—750
общий	45—120	120—240	240—480	480—720	720—1120	1120—2000
Масса (без учета опор), т	5,5	6,5	7,2	18	22	32

дает гидросмесь с большими колебаниями расхода и консистенции, хотя условия грунтозабора рыхлой массы без крупных включений намного лучше, чем при разработке естественной горной массы в карьерах. В то же время интенсивное воздействие на зерна песка при прохождении через землесос и по трубам более эффективно, чем в пульпообразователе.

В 1974 г. на двух установках выпущено 216 тыс. м³ обогащенного песка, при использовании которого на заводах сборного железобетона экономится от 20 до 50 кг цемента на 1 м³ бетона марки 300 и выше. Одновременно на установках получено 35 тыс. м³ мытого гравия 5—20 мм и около 80 тыс. м³ мелкого песка для штукатурных и кладочных растворов.

Опыт четырехлетней эксплуатации установок показал, что они просты в обслуживании, надежны в эксплуатации и легко настраиваются на нужный режим работы. Каждая из них обслуживается двумя операторами. Стоимость устано-

вок со всеми устройствами составляет от 80 до 120 тыс. р. Расход электроэнергии составляет 1,5—2,5 кВт·ч на 1 м³ обогащенного песка. Себестоимость обогащения 1 м³ песка от 0,3 до 0,5 р. Экономия от сокращения расхода цемента в бетоне составляет от 0,8 до 1 р. Установки окупают себя в течение 1,5—2 лет.

Важно отметить, что запасенный на зиму обогащенный песок на складах имеет практически постоянную влажность около 3%, поэтому не смерзается, сохраняет сыпучее состояние и легко отгружается потребителям в любое время года. Это объясняется тем, что он не удерживает влагу, легко отдает ее в основание, так как в нем почти отсутствуют глинистые и пылевидные частицы, обладающие большой гигроскопичностью.

Установки могут быть изготовлены как нестандартное оборудование в местных мастерских строительных организаций. Рабочие чертежи установок можно получить во ВНИПИИСтромсырье и ПКБ Главстроймеханизации.

Конструкции

Кандидаты техн. наук И. И. ШИШОВ, В. И. СОЛОМИН, инж. М. И. КЛИМОВ
[Челябинский политехнический ин-т]

УДК 69.621.15:666.982.24

Оптимальное армирование круглых и кольцевых фундаментов

Фундаменты в виде круглых и кольцевых железобетонных плит применяются при строительстве сооружений башенного типа (телебашни, дымовые трубы и т. д.). Увеличение высоты этих сооружений предъявляет всевозрастающие требования к фундаментам. Расход материалов на производство их постоянно увеличивается. Так, фундаментная плита трубы Запорожской ГРЭС высотой 320 м имеет диаметр 50 м. На ее сооружение потребовалось 7800 м³ бетона и около 700 т арматуры. Поэтому разработка методов наиболее экономичного проектирования подобных фундаментов имеет большое народнохозяйственное значение.

Вопросам оптимального проектирования железобетонных конструкций посвящен ряд работ, в которых, как правило, изучались конструкции на жестких опорах.

Рассмотрим задачу оптимального распределения арматуры в круглой железобетонной осесимметрично деформируемой плите, армированной радиально-кольцевой арматурой. Примем, что деформации плиты описываются уравнениями, предложенными в работе [1], а основанием ее является модель Винклера, упругий слой или упругое полупространство.

Пусть все параметры плиты и основания, кроме сечений растянутой рабочей арматуры, назначены заранее. Примем в качестве критерия оптимальности объем этой арматуры, а в качестве управляемых параметров коэффициенты армирования в радиальном и окружном направлениях μ_r и μ_θ , которые далее будем обозначать $\mu_{r(\theta)}$.

Задача сводится к отысканию такого вектора:

$$\bar{\mu}^* = (\mu_{r(\theta) i}^*), \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (1)$$

который доставляет минимум функции

$$c(\bar{\mu}) = 2\pi \Delta r \sum_{i=1}^n (\mu_{r i} h_{0 r i} + \mu_{\theta i} h_{0 \theta i}) r_i \quad (2)$$

и удовлетворяет условиям:

$$\varphi_1(\bar{\mu}, \bar{M}) \leq 0, \quad (3)$$

$$\varphi_2(\bar{\mu}, \bar{M}) \leq 0, \quad (4)$$

где $\bar{\mu} = (\mu_{r(\theta) i})$; $\bar{M} = (M_{r(\theta) i})$; $i \in I$, причем I — множество всех узлов на радиусе плиты. Принято, что эти узлы имеют постоянный шаг Δr ;

$\mu_{r(\theta) i}$ — коэффициенты армирования в радиальном и окружном направлениях;

$M_{r(\theta) i}$ — радиальный и окружной изгибающие моменты;

h_0 — полезная высота сечения;

r_i — радиус i -го узла;

$c(\bar{\mu})$ — объем рабочей арматуры.

Условия (3) и (4) являются ограничениями соответственно по ширине раскрытия трещины и по прочности.

Решение задачи зависит от неуправляемых параметров $M_{r(\theta) i}$, определяющих напряженно-деформированное состояние. Положение цели $\bar{\mu}^*$ изменяется, поэтому необходимо проследить экстремум многократным пересчетом \bar{M} из условия

$$\min U(\bar{\mu}, \bar{M}), \quad (5)$$

где $U(\bar{\mu}, \bar{M})$ — потенциальная энергия плиты.

Этот пересчет выполняется вариационно-разностным методом [2].

На основе численных исследований предложен алгоритм, позволяющий сократить затраты машинного времени благодаря тому, что итерационный процесс осуществляется из начальной точки $\bar{\mu}^0 = 0$ в направлении, отличном от градиента

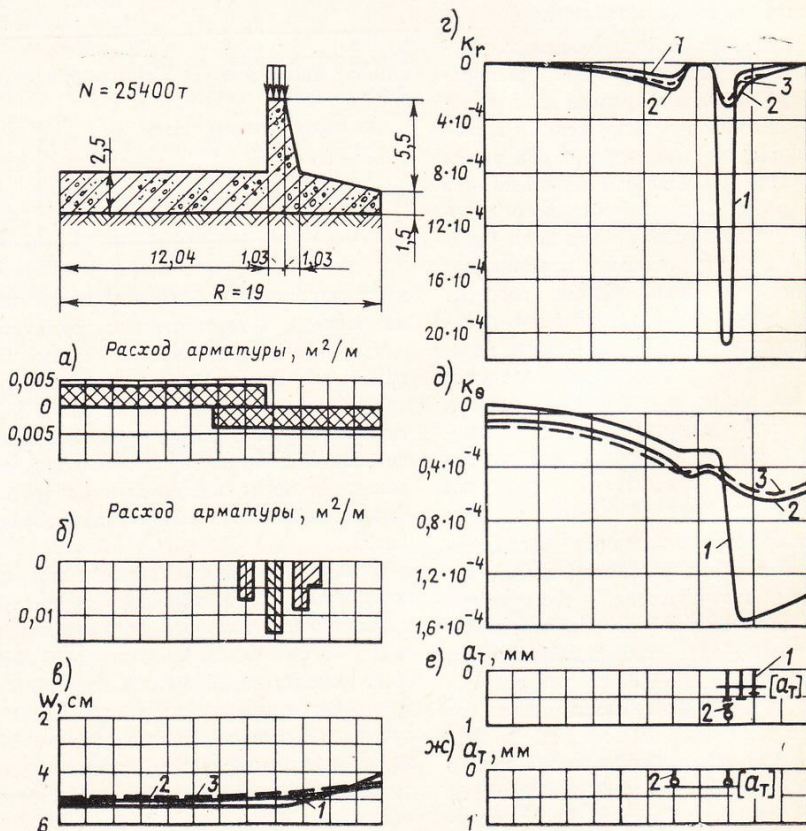


Рис. 1. Результаты расчета фундаментной плиты на нормативную нагрузку

а — эпюра армирования радиальной и окружной арматурой по [3]; б — то же, по предлагаемой методике; в, г, д — вертикальные перемещения, радиальные и тангенциальные кривизны плиты при армировании: 1 — по эпюре а; 2 — по эпюре б; 3 — по эпюре а, но с увеличением количества арматуры в 2,5 раза; е — ширина раскрытия радиальных (1) и окружных (2) трещин при армировании плиты по эпюре а; ж — то же, при армировании по эпюре б

целевой функции, направление восхождения определяется в m -мерном подпространстве существенно меньшей размерности n -мерного пространства всех переменных $\mu_r(\theta)_i$. Это позволяет ускорить процесс достижения допустимой области и закончить его с хорошим приближением к $\bar{\mu}^*$ без отыскания глобального экстремума.

Шаг I. Считается, что $\mu^0=0$, т. е. плита не армирована. Выполняется расчет плиты в нелинейной постановке, в котором принимается, что моменты не могут превышать момента трещинообразования $M_{бт}$, и что при $M=M_{бт}$ кривизны могут возрастать неограниченно.

Шаг II. Получение вектора $\bar{\mu}^{p+1}$ по данному вектору $\bar{\mu}^p$, ($p=1, 2, \dots$).

$$\mu_r^{p+1}(\theta)_i = \begin{cases} \mu_r^p(\theta)_i + \Delta\mu, & \text{при } \varepsilon_r(\theta)_i \geq 0,8 \varepsilon_{\max}, \\ \mu_r^p(\theta)_i & \\ 0 & \text{при } M_r(\theta)_i \leq 0,975 M_{б.т.}, \end{cases} \quad (6)$$

где ε_{\max} — наибольшая деформация в итерации p .

Если $\mu_r^p(\theta)_i=0$, то вместо $\mu_r^p(\theta)_i + \Delta\mu$ следует написать $\mu_{\min} + \Delta\mu$. Минимальный коэффициент армирования μ_{\min} определяется из условия, что предельный момент равен моменту трещинообразования:

$$M_{пр} = \sigma_T \mu_{\min} h_0^2 \left(1 - \frac{\mu_{\min} \sigma_T}{2 R_H} \right) = M_{б.т.} \quad (7)$$

Приращение $\Delta\mu$ может быть произвольным, определяемым, например, площадью поперечного сечения одного стержня. Деформации вычисляются по приближенной формуле:

$$\varepsilon_r(\theta) = K_r(\theta) h_{or}(\theta) \times \left(1 - \frac{\mu_r(\theta) \sigma_T}{R_H} \right), \quad (8)$$

где $K_r(\theta)$ — кривизна, вычисляемая по известным перемещениям точек плиты с помощью разностных формул.

Некоторые погрешности при расчете по этой формуле допустимы, так как представляют интерес не сами деформации, а соотношения между ними. После определения $\mu_r^{p+1}(\theta)_i$ производится пересчет изгибающих моментов и кривизн во всех узлах.

Если для всех i -узлов $K_r(\theta)_i < K_0$, то делается переход к следующему шагу, в противном случае повторяется шаг II

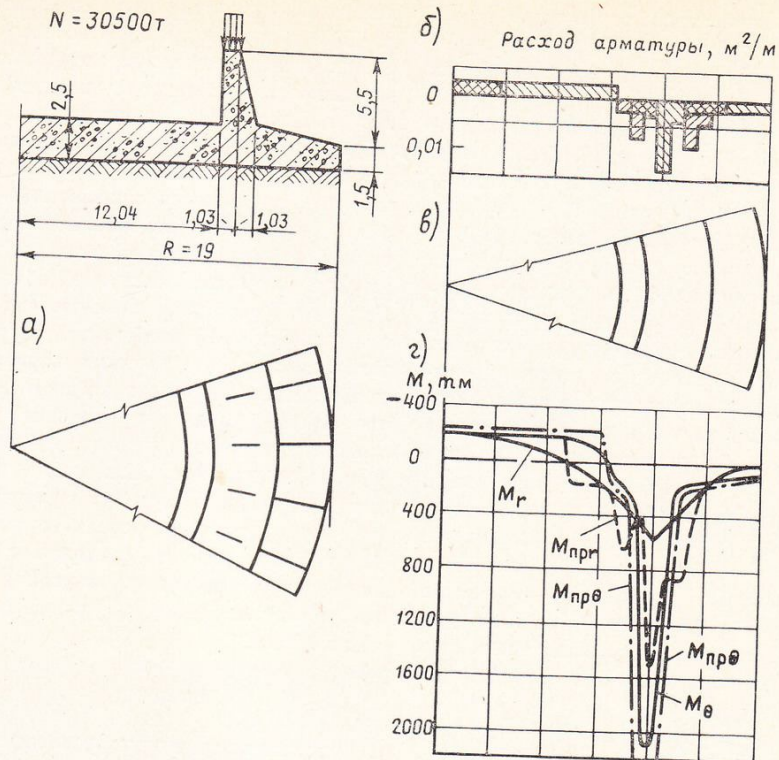


Рис. 2. Результаты расчета фундамента с учетом требований ограничения ширины раскрытия трещин и прочности

а — схема пластических шарниров при армировании плиты по эпюре, изображенной на рис. 1, а; б — эпюра армирования с учетом требований прочности; в — схема пластических шарниров при армировании по эпюре б; г — эпюры действующих и предельных моментов при армировании по эпюре б

(K_0 — кривизна, при которой момент в данном направлении достигает предельного значения).

Шаг III. Рассматривается m_p -мерное подпространство переменных $\mu_r(\theta)_i$, где i — узлы, в которых $a_T \neq 0$. Получают следующий вектор $\bar{\mu}^{p+1}$ по данному вектору $\bar{\mu}^p$:

$$\mu_r^{p+1}(\theta)_i = \begin{cases} \mu_r^p(\theta)_i + \Delta\mu & \\ \text{при } a_T i \geq 0,8 a_{T,\max}; & \\ \mu_r^p(\theta)_i & \\ \text{при } a_T i < 0,8 a_{T,\max}. & \end{cases} \quad (9)$$

На этом шаге, так же как и на предыдущих, после каждого изменения армирования производится пересчет усилий. Если после некоторой итерации окажется, что $a_T i \leq [a_T]$, где $M_r(\theta)_i > M_{бт}$, то выполняется следующий шаг, в противном случае повторяется шаг III.

Шаг IV. Проверка условия $M_r(\theta)_i \leq 0,975 M_{бт}$ для i -узлов, в которых $\mu_r(\theta)_i=0$. Если это условие выполняется, то переходят к следующему шагу, в противном случае возвращаются к шагу III.

Шаг V. Расчет при расчетных нагрузках и характеристиках материалов. Рассматривается m_p -мерное подпространство переменных $\mu_r(\theta)_i$, где i — узлы, в ко-

торых $\mu_r(\theta)_i=0$.

Получение вектора $\bar{\mu}^{p+1}$:

$$\mu_r^{p+1}(\theta)_i = \begin{cases} \mu_{\min}^{\text{расч}} & \\ \text{при } M_r(\theta)_i \geq 0,975 M_{б.т.} & \\ 0 & \\ \text{при } M_r(\theta)_i < 0,975 M_{б.т.} & \end{cases} \quad (10)$$

где $\mu_{\min}^{\text{расч}}$ — минимальный коэффициент армирования, определяемый из равенства (7) и условия $M_{пр}=M_{бт}$ при расчетных характеристиках материалов.

Если $\bar{\mu}^{p+1}=0$, то переходят к следующему шагу, в противном случае возвращаются к шагу V.

Шаг VI. Анализ напряженного состояния плиты. Если плита не находится в предельном состоянии, то расчет заканчивается, в противном случае величина $\mu_{\min}^{\text{расч}}$ несколько увеличивается и производится переход к шагу V при $\bar{\mu}=\bar{\mu}_1$, где $\bar{\mu}_1$ — вектор коэффициентов армирования, полученный после шага IV.

На рис. 1 приведены результаты расчета фундаментной плиты дымовой трубы высотой 250 м на Костромской ГРЭС. Плита имеет следующие параметры: $a'=10$ см; $E_6=3,15 \cdot 10^6$ тс/м²; $R_6=3000$ тс/м²; $\mu_6=0,165$; $R_H=1600$ тс/м²; $R_p=105$ тс/м²; $E_a=2 \cdot 10^7$ тс/м²; $\sigma_T=$

$= 40\,000 \text{ тс/м}^2$; $R_a = 34\,000 \text{ тс/м}^2$. Основанием плиты является упругий слой, имеющий толщину $H = 19 \text{ м}$; модуль упругости $E_0 = 5290 \text{ тс/м}^2$; коэффициент Пуассона $\mu_0 = 0,3$.

При расчете плиты на расчетную нагрузку $N = 30\,500 \text{ тс}$ по [3] было получено, что необходима верхняя и нижняя арматура (см. рис. 1) $f_a = f_a' = 0,004021 \text{ м}^2/\text{м}$ общим весом $84,75 \text{ т}$. Расчет плиты по программе [2] при том же армировании на нормативную нагрузку $N = 25\,400 \text{ тс}$ при нормативных характеристиках материалов показал, что ширина раскрытия трещин превышает $0,6 \text{ мм}$, осадки плиты неравномерны, а кривизна под нагрузкой достигает чрезмерно больших значений. Попытка уменьшить ширину раскрытия трещин по допустимой ($[a_T] = 0,3 \text{ мм}$), сохраняя расположение и диаметр арматуры, принятые по инструкции [3], привела к необходимости увеличить количество арматуры в 2,5 раза. Результаты расчета плиты при увеличенном количестве арматуры приведены на рис. 1 (кривые 3).

Расчет по предлагаемому алгоритму (рис. 1, кривые 1) показал, что арматуру не следует распределять равномерно:

она должна быть сконцентрирована под нагрузкой, тогда ее расход сократится до $18,05 \text{ т}$, причем трещины во всех сечениях становятся меньше предельных, выравнивается кривизна, становится более равномерной осадка плиты.

При расчете на прочность полагаем, что предельной является минимальная нагрузка, при которой в какой-либо части плиты на одной из ее поверхностей окружные и радиальные пластические шарниры образуют замкнутые области. Результаты расчета на прочность приведены на рис. 2. В левой части рисунка показана схема пластических шарниров, образующихся при арматуре, полученной при одном ограничении — ширины раскрытия трещин. В правой части — после расчета на прочность. Как видим, расчет на прочность потребовал увеличить количество арматуры, доведя ее вес до $41,4 \text{ т}$. Тем не менее по сравнению с расчетом по [3] расход растянутой рабочей арматуры уменьшить удалось более чем в 2 раза.

Выводы

Предлагаемая методика расчета арматуры круглых в плане фундаментов со-

оружений башенного типа позволяет определять оптимальное количество растянутой рабочей арматуры. При этом выполняются два требования расчетных предельных состояний: ограничения ширины трещин и обеспечения прочности. Экономия арматуры по сравнению с существующими методами поверочного расчета достигает 50%.

При разделении радиуса плиты на 24 участка, т. е. при 25 неизвестных, решение задачи на ЭЦВМ «Минск-22» требует примерно 1 ч машинного времени.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гвоздев А. А., Карпенко Н. И., Крылов С. М. Теоретическое и экспериментальное исследование работы железобетона с трещинами при плоском однородном и неоднородном напряженном состоянии. — В сб.: Совершенствование расчета статически неопределимых железобетонных конструкций, М., Стройиздат, 1968.

2. Соломин В. И., Шишов И. И. О расчете круглых фундаментов плит с учетом особенностей деформирования железобетона. — «Строительная механика и расчет сооружений», 1972, № 1.

3. Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. М., Стройиздат, 1961.

Инж. Р. Н. КАЗАРНОВСКИЙ (Моспроект-2)

УДК 624.012.45

Использование эффективных сечений и рациональных схем в создании архитектурных композиций

С каждым годом увеличивается количество зданий, построенных индустриальными методами из сборного, монолитного и сборно-монолитного железобетона, уменьшаются затраты труда и сокращаются сроки строительства.

Повышаются требования к архитектуре зданий гражданского и промышленного назначения. Задача создания наиболее интересных объемно-пространственных композиций, определяющих облик района, села, города, становится первостепенной.

Не менее важную роль играет вопрос снижения веса сооружений за счет уменьшения его материалоемкости. В мировой практике строительства все

больше применяются объемные композиции из тонкостенных железобетонных элементов, обеспечивающих наилучшую организацию пространства, учитывающую рельеф местности, гармонично сочетающие работу различных материалов. Архитектурная практика ищет выход из однообразия застройки городов, из традиционных прямоугольных сооружений, из элементов, работающих по простейшей схеме балок на двухшарнирных опорах.

Для уменьшения расхода материалов работы ведутся в двух направлениях. Там, где это целесообразно, выпускают настилы, балки, фермы и другие конструкции из преднапряженного железобетона, увеличиваются пролеты, снижается вес изделий. Преимущества пространственных конструкций подкрепляются и развитием методов производства работ, особенно при заводском изготовлении элементов в жестких металлических фермах или при использовании паропрогрева, вакуумирования, инвентарных опалубок и других методов. Но, несмотря на это, повсеместно продолжают возводиться здания из тяжелых неэффективных элементов, требующих большого расхода материала и затрат труда на их изготовление, монтаж и отделку.

Выбор схемы сооружения, форма сечения отдельных деталей, их вес существенно влияют на работу зданий и

на горизонтальные ветровые и сейсмические нагрузки. От этих схем часто зависит стоимость сооружений и качество архитектуры отдельных сооружений и композиций.

Взаимосвязь между формой сечения и пространственной схемой сборных железобетонных конструкций может быть проиллюстрирована на примере построенных на Южном берегу Крыма тонкостенных грибовидных перекрытий, сборные элементы которых были изготовлены на заводе треста Ялтастрой в Гаспре (рис. 1). Используя пространственную работу конструкции, удалось добиться минимальных сечений грибовидного шестигранника и получить легкую ажурную конструкцию, которая легко транспортируется по горным дорогам. Конструкцию монтируют из пространственных «грибов», которые собирают из треугольных секций и устанавливают на пустотелых стойках, заземленных в сборные круглые фундаменты. Чашу рассчитывали на аварийное затопление водой в случае засорения ствола или приемной водосточной воронки. На это загрузили и подобраны растянутые контуры ребра шестигранника. Внецентренно сжатые грани «гриба» работают как подкосы и балки, нагруженные трапециевидной нагрузкой. Элемент *T-1* представляет треугольную плиту, заземленную по контуру (рис. 2). Наружные ребра имеют незначительные деформации, это позволило упростить расчетную схему (рис. 3). Диагональные грани *D* рассчитывались как балки подкосной системы, нагруженные трапециевидной нагрузкой, заземленные на опоре стойки и шарнирно-оперты на противоположном конце. Перерезающие силы на опоре воспринимаются утолщением бетонного сечения и арматурой ребер. Правильность выбранной схемы была проверена при испытании образца, разрушенного после полного нагружения щебнем, увеличивающего соответственно эксплуатационные усилия. При проектировании, испытании и опытной застройке удалось получить ажурную конструкцию с минимальными сечениями контурных ребер размером 9×10 см, сжато-изогнутых диагональных ребер 6×10 см и 3-сантиметровой плиты сборного треугольника. Соединение элементов *T-1* производили болтами и сваркой закладных деталей. Стойка гриба, запроектированная пустотелой с конусным сечением для уменьшения веса и отвода воды, воспринимает вертикальные и горизонтальные нагрузки от ветра и сейсмических усилий. Она рассчитана по невыгодной схеме (один шестигранник смонтирован отдельно стоящим), при этом максимальный изгибаю-

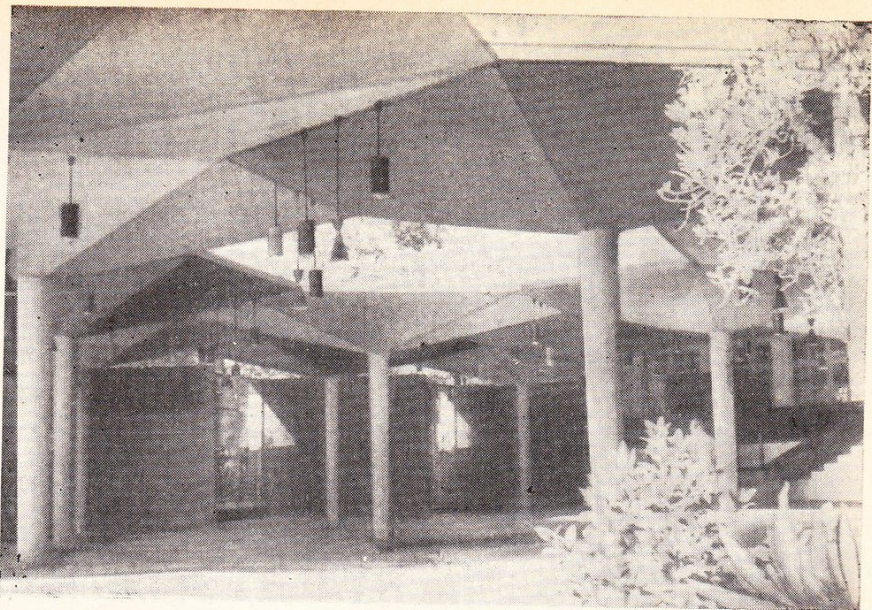


Рис. 2. Сборный элемент «гриба» *T-1*

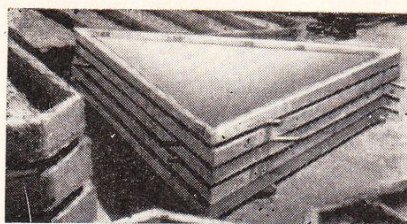
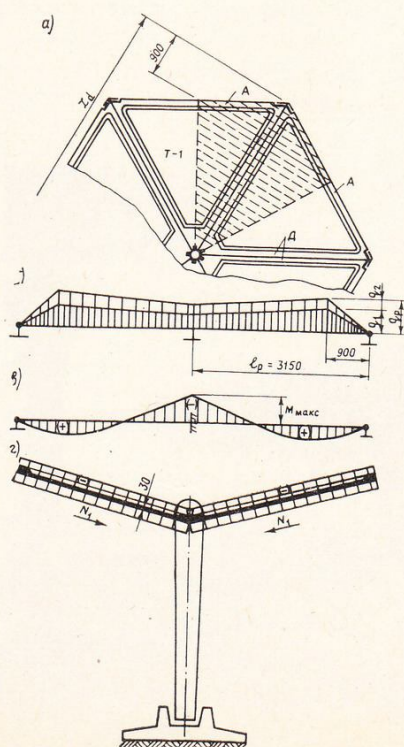


Рис. 1. Фрагмент столовой пионерлагеря «Морской» в Артеке



щий момент в стойке не превышает $1 \text{ т} \cdot \text{м}$. В тело стойки закладывались детали для присоединения к ливневой канализации и прочистки ствола. Все элементы грибовидного перекрытия изготавливаются в жестких инвентарных формах. Сборка секций производится на металлодеревянном стенде-шаблоне. Сборный гриб монтируется автокраном грузоподъемностью $5-10 \text{ т}$ со специальной траверсой для подъема шестигранника. После последовательной установки секций и монтажных наладок, устройства гидроизоляции устанавливали чугунные воронки. Аналогичные решения могут осуществляться для разнообразных композиционных схем ресторанов, магазинов, столовых, теневых навесов и других сооружений. Применяя эффективные утеплители и увеличивая размеры «гриба», такие конструкции могут использоваться в различных районах страны, в промышленном строительстве, в том числе и для цехов, требующих хорошего освещения. Экономичность, возможность перекрывать сразу большую площадь (до 36 м^2), простота водоотвода и отделки, большое разнообразие архитектурных форм подтверждают правильность выбранной схемы покрытия.

Рис. 3. Схема нагрузок и эпюры *M* и *N* для грибовидного перекрытия

a — фрагмент плана; *b* — схема нагрузки на ребро *D*; q_1 — от воды при аварийном затоплении «гриба»; q_2 — от собственного веса; *v* — эпюра *M* для ребра *D*; *z* — эпюра для ребра *D*

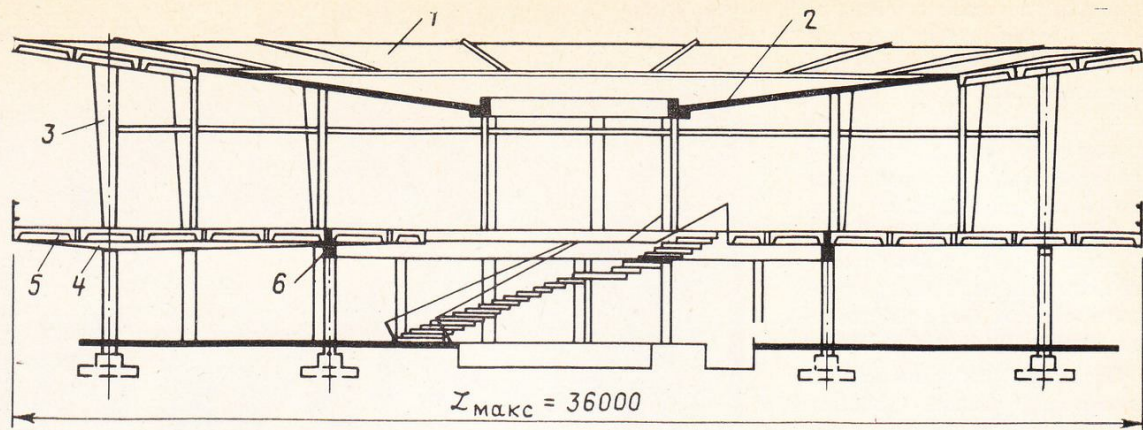


Рис. 4. Разрез столовой «Круг» в Массандре

1— наружное кольцо; 2— монолитная преднапряженная оболочка; 3— колонна; 4— радиальные конусные балки; 5— перекрытия; 6— кольцевая монолитная обвязочная балка

Примером использования железобетона для получения выразительной архитектурной композиции, связанной с применением индустриального метода строительства при оптимальном расходе материалов, могут служить несколько круглых в плане зданий, основным конструктивным элементом которых служит преднапряженная конусовая оболочка. Предложенное решение клуба-столовой «Круг» в курортном городке «Донбасс» в Массандре и столовой пионерлагеря «Прибрежный» в Артеке наиболее целесообразно для сейсмических районов (рис. 4). Залы с минимальным количеством опор позволяют разместить до 1000

человек. Перекрытие первого этажа клуба-столовой представляет собой диск из сборных трапециевидных плит, уложенных по радиальным конусным балкам, опирающимся на колонны и кольцевую опору. Шарнирное опирание ригелей со стойками наружного ряда уменьшает сейсмические силы. Центральный обеденный зал второго этажа диаметром по наружному контуру 36 м и внутреннему кольцу 6 м перекрыт сборно-монолитной преднапряженной конической оболочкой толщиной 60 мм, которая опирается через сборное жесткое кольцо на наружный ряд колонн. Это кольцо выполнено, как и перекрытие первого этажа, из

сборных элементов. Внутреннее кольцо конической оболочки выполнено из двух обетонированных швеллеров и подтянуто на радиальных арматурных стержнях к сжатому наружному сборному диску. Преднапряжение радиальных стержней производили путем равномерной подвески грузов весом 600—800 кг/пог. м к внутреннему контуру. Благодаря этому сведены к минимуму растягивающие усилия в бетоне (отсутствие трещин после снятия опалубки и в процессе эксплуатации).

Описанные сооружения построены в сжатые сроки. Как и грибовидные перекрытия в сочетании с эффективным утеплителем, оболочки могут с успехом использоваться для общественных зданий различного назначения в различных климатических зонах. При этом для освещения по внутреннему кольцу может быть устроен фонарь.

По эффективной схеме сооружено покрытие летнего катка стадиона имени Ленина в Лужниках, легкоатлетического манежа Института физкультуры в Измайлове и галереи Морского вокзала в Пицунде (рис. 5).

Сборные оболочки одного типа, выполненные для нижнего и верхнего рядов и изготовленные в жестких металлических формах, после замоноличивания стыка с металлическими поясами в опорном сечении служат раскосами ферм с параллельными поясами. Эта конструкция создает выразительную композицию. В связи с ростом строительства и стремлением улучшить качество и снизить его стоимость рациональные схемы сооружений из железобетона служат созданию наиболее прогрессивных и экономичных архитектурно-планировочных решений отдельных зданий и комплексов.

Рис. 5. Перекрытие галереи Морского вокзала в Пицунде



В помощь проектировщику

Канд. техн. наук Л. Н. ЛИТВИНОВ (ЦНИИС)

УДК 624.078:666.971.4:539.4

Прочность стыка на цементном растворе при раннем нагружении

Рекомендации по расчету стыков с пониженной прочностью раствора в шве относятся в основном к сооружениям из крупноразмерных элементов в виде массивных блоков мостовых опор и составных пролетных строений (ВСН 98-64), стеновых блоков крупнопанельных зданий [1]. Опубликованы опыты с элементами небольших размеров [2].

Случай стыкования на цементном растворе пониженной прочности (при раннем нагружении) элементов с небольшими размерами в поперечном сечении (при длине грани до 40 см) вызвали затруднения в расчете, так как результаты опытов не совпадали с рекомендациями расчета стыков крупноразмерных элементов. Призмы с поперечным сечением 20×20 и 30×30 см, состыкованные на цементном растворе, при немедленном нагружении после устройства стыка имели более низкую прочность при сжатии (примерно в 1,5 раза). Измерение распределения плотности раствора в шве толщиной 1,5 см (рис. 1) показало, что уплотняющийся в центре раствор, действуя подобно клину, разрушает состыкованные элементы.

Рекомендуемый способ расчета стыков элементов с небольшими размерами в поперечном сечении при раннем нагружении основан на том, что давление от элемента к элементу в стыке передается в виде равномерно распределенной нагрузки по площади, определяемой расчетом. Далее используют обычные формулы расчета на местное сжатие. При исследовании устанавливали эмпирическую зависимость между прочностью стыка на сжатие $N_{ст}$ и задаваемыми в опытах независимыми переменными величинами:

$$\frac{N_{ст}}{N} = f\left(\frac{R_{ш}}{R_3}, h, F, \frac{a}{b}\right), \quad (1)$$

где $N = R_{пр}^H$ — разрушающее усилие для призмы;

$R_{пр}^H$ — нормативное призмное сопротивление;

F — площадь поперечного сечения призмы;

$\frac{R_{ш}}{R_3}, h, \frac{a}{b}$ — соответственно отношение кубиковых прочностей раствора

шва к материалу призмы, толщина шва, отношение длин сторон прямоугольной призмы.

В качестве расчетного параметра принято расстояние C от грани поперечного сечения образца до границы условной площади смятия $F_{см}$, по которой передается условное равномерно распределенное давление. Выбор такого параметра позволяет одновременно учитывать все факторы, влияющие на прочность стыка, и рассматривать их как независимые переменные, исключив при этом величину $\frac{a}{b}$.

Расчетная формула для определения C получена последовательным нахождением эмпирических зависимостей $C_i = f\left(\frac{R_{ш}}{R_3}\right)_i$; $C_j = f(h)_j$; $C_k = f(F)_k$ и совместным решением системы уравнений:

$$C_{ijk} = m f\left(\frac{R_{ш}}{R_3}\right)_i + n f(h)_j + p f(F)_k + q \quad (2)$$

с неизвестными коэффициентами m, n, p, q .

Образцы представляли собой призмы, составленные по высоте из трех кубов, или элементарных призм, уложенных на цементный раствор. Кубы имели размеры ребра 7, 10, 15, 20 и 30 см, элементарные призмы — высоту 20 см, сечение 7×20, 10×20 и 15×20 см. Кубы и призмы изготовляли из цементно-песчаного раствора состава 1:3, марки 300 с по-

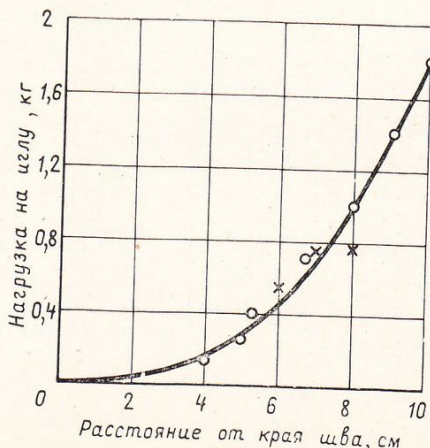


Рис. 1. Распределение плотности раствора по шву

гружением конуса СтройЦИЛ на 5 см $B/C = 0,59$. Между кубами и призмами укладывали цементно-песчаный раствор состава 1:2 при таком же погружении конуса. Для получения определенной толщины шва раствор укладывали в деревянную раму и разравнивали металлической линейкой. За расчетную толщину принимали среднюю величину между двумя швами образца, измеренную штангенциркулем перед его нагружением. В опытах использовали портландцемент Белгородского завода активностью 460 кгс/см² и горно-речной песок с $M_{кр} = 2,3$.

Прочность образцов на сжатие определяли по полному разрушающему усилию на прессе, прикладываемому с непрерывным возрастанием нагрузки. Нормативную призмную прочность вычисляли по формуле $R_{пр}^H = 0,785 R_{куб}$.

Обработкой полученных в результате испытания образцов данных установлены следующие эмпирические зависимости:

$$C_j = 1,77 - 0,176 h_j + 0,2 h_j^2;$$

$$C_i = 0,5 + 4,5 \left(1 - \sqrt[5]{\frac{R_{ш}}{R_3}}\right)_i;$$

$$C_k = 1,77 + 0,00125 F_k.$$

Система уравнений (2) решена при значениях величин:

$\frac{R_{ш}}{R_3}$	h	F	C
0,05	1,5	400	2,5
0	1,5	400	5
0,05	3,5	400	3,87
0,05	1,5	0	1,77

Неизвестные оказались равны: $m = -1$; $n = 1$; $C = 1$; $q = 4,35$, а уравнение, определяющее параметр C , получило выражение

$$C = 4,35 + \frac{F}{800} + 0,2 h (h - 1) - 4,5 \sqrt[5]{\frac{R_{ш}}{R_3}}. \quad (3)$$

Расчетная площадь, принятая для квадратного и прямоугольного сечений элементов, равна соответственно

$$F_{см} = (a - 2C)^2 \text{ и } F'_{см} = (a - 2C)(b - 2C),$$

где a и b — стороны квадрата и прямоугольника.

Определив площадь смятия, находят прочность стыка по известным формулам расчета на местное сжатие.

Анализ влияния переменных величин на прочность стыка и сопоставление их

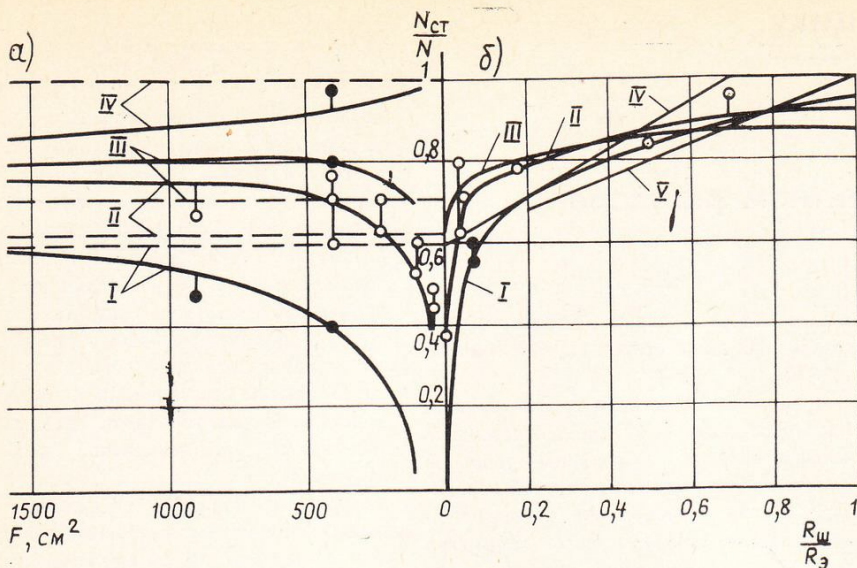


Рис. 2. Зависимости $\alpha - \frac{N_{ст}}{N} = f\left(\frac{R_{ш}}{R_3}\right)$; $\delta - \frac{N_{ст}}{N} = f(F)$; I-IV — кривые при $\frac{R_{ш}}{R_3}$, равном соответственно 0; 0,05; 0,2; 1; — — — значения по ВСН 98-64

с существующими способами расчета показали, что прочность раствора шва значительно влияет на прочность стыка при раннем нагружении, примерно до 1 сут с момента устройства стыка, когда $\frac{R_{ш}}{R_3} < 0,05$.

При $h=1,5$ см, $F=10 \times 10, 20 \times 20$ и 40×40 см и при $\frac{R_{ш}}{R_3} = 0$ $\frac{N_{ст}}{N}$ изменяется почти от 0 до 0,6 (рис. 2, б), т. е. с ростом площади влияние пониженной прочности раствора шва падает.

По сравнению с существующими способами расчета стыков крупногабаритных элементов заметно расхождение в области низких значений $\frac{R_{ш}}{R_3}$ и малых площадей F . С увеличением площади стыкуемых элементов влияние параметра C и вместе с ним $\frac{R_{ш}}{R_3}$ уменьшается (см. рис. 2, а).

Из графика видно, что при площади $F > 40 \times 40$ см кривая I ($\frac{R_{ш}}{R_3} = 0$) приближается к расчетному значению (по ВСН 98-64) $\frac{N_{ст}}{N} = 0,6$, а кривые при $\frac{R_{ш}}{R_3} > 0,5$ — к $\frac{N_{ст}}{N} = 0,8$, что меньше на 10—20%, чем в [1], и ВСН 98-64 $\frac{N_{ст}}{N} = 1$ для граничного случая $\frac{R_{ш}}{R_3} = 1$.

Необходимо учитывать, что в условиях строительства разнородность материала шва и стыкуемых элементов неизбежна, поэтому прочность таких элементов будет на 10—20% меньше целых

[3]. При этом чем больше площадь сечения элементов, тем большая вероятность неравномерного распределения плотности материала по шву и более значительного снижения прочности стыка. Такое положение иллюстрируется расчетной кривой IV (см. рис. 2, а).

Влияние толщины шва на прочность стыка учитывается любым способом расчета. Полученная непрерывная, в отличие от дискретной, расчетная зависимость характерна тем, что для элементов с размерами поперечного сечения до 30×30 см (рис. 3) увеличение толщины шва в рассмотренных пределах (до 4 см) уменьшает прочность стыка. Для элементов с площадью сечения от 40×40 см влияние толщины шва по расчету резко снижается и приближается к значению, рекомендуемому ВСН 98-64. Таким образом, при стыковании элементов с площадью поперечного сечения

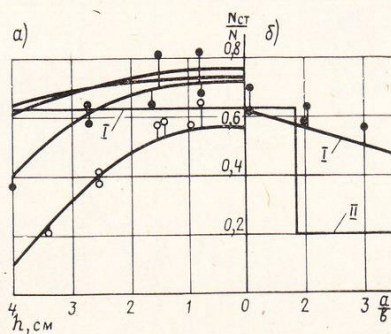


Рис. 3. Зависимости $\alpha - \frac{N_{ст}}{N} = f(h)$; I — значения по ВСН 98-64 $\delta - \frac{N_{ст}}{N} = f\left(\frac{a}{b}\right)$; I — расчетная кривая; II — значения по ВСН 98-64

примерно до 40×40 см желательно точнее учитывать толщину шва.

Конфигурация площади стыкуемых элементов заметно сказывается на расчете прочности стыка лишь при отношении длины сторон прямоугольника или приведенной к нему иной формы сечения не менее 3 (см. рис. 3, б). При этом меньший размер сторон сечения должен быть не более 20 см, так как в противном случае преобладает влияние переменной F . На рис. 3, б показана зависимость $\frac{N_{ст}}{N} = f\left(\frac{a}{b}\right)$ (кривая I) и опытные данные при $\frac{R_{ш}}{R_3} = 0,05$, $F = 200$ см², $h = 1,5$ см.

В нормах ВСН 98-64 конфигурация поперечного сечения стыкуемых элементов учитывается лишь толщиной элемента. Это приводит к неточной оценке фактора конфигурации для элементов с малыми размерами в поперечном сечении и резкому скачку при раннем нагружении.

Расчет по предлагаемому способу показывает достаточно удовлетворительную сходимость с экспериментальными данными (отклонение не более 15%).

Уменьшение толщины шва для малогабаритных элементов с $h < 1,5$ см почти не влияет на прочность стыка, так как одновременно с увеличением центральной зоны уплотненного раствора появляется и снижающая прочность различная уплотненность раствора из-за неровности поверхностей стыкуемых элементов и неравномерного распределения его при укладке. В связи с этим необходимо назначать толщину шва в горизонтальных стыках малогабаритных элементов в 1,5—2 см.

Выводы

Проведенное исследование позволяет уточнить проектирование сжатых стыков на цементном растворе небольших в поперечном сечении бетонных и железобетонных элементов до 40×40 см при пониженной прочности раствора.

Прочность стыка рекомендуется рассчитывать по известным формулам расчета на местное сжатие, определяя площадь смятия по параметру C с учетом размера конфигурации площади сечения элемента, прочности раствора и толщины шва.

ЛИТЕРАТУРА

1. Спиридонов В. В. Несущая способность горизонтальных стыков крупнопанельных зданий. — «Бетон и железобетон», 1957, № 5.
2. Андиперовский В. С. Исследования работы предварительно напряженных железобетонных балок со стыком на прессованном бетоне. — Сб. трудов. Вып. 32, Новосибирск, 1963.
3. G. Zelger und H. Rüs ch. Der Einfluss von Fügen and die Festigkeit von Fertigtischalen. — «Beton und Stahlbetonbau», 1961, № 10.

Информация

Д-р техн. наук, проф. К. В. МИХАЙЛОВ,
канд. техн. наук В. П. ТРАМБОВЕЦКИЙ

УДК 624.012.45 : 69.059.1

Поведение конструкций из железобетона при эксплуатации

Под таким названием в период с 4 по 6 июня 1975 г. в Льеже (Бельгия) состоялся коллоквиум с участием широкого круга специалистов. Заседаниям коллоквиума предшествовали два дня работы Административного совета ФИП, где советская делегация в составе авторов статьи также приняла участие.

В заседаниях Административного совета ФИП, одного из руководящих органов федерации, приняло участие 24 известных специалиста из разных стран мира во главе с президентом Федерации проф. Б. Гервиком (США). Повестка дня заседаний включала в себя широкий круг вопросов, начиная от финансовых и кончая административными и техническими.

Детальному обсуждению подвергся вопрос о публикациях ФИП. Был рассмотрен и утвержден план изданий на ближайшие годы, предусматривающий издание трудов VII конгресса ФИП, Рекомендаций ФИП—ЕКБ по огнестойкости железобетонных и преднапряженных конструкций, Руководства по особенностям возведения преднапряженных конструкций и сооружений, по конструкциям из легких бетонов, по потерям предварительного напряжения вследствие тепловой обработки, по ускорению твердения бетонов и т. д.

Было принято новое положение о порядке присуждения медалей ФИП, предусматривающее более справедливое распределение наград между национальными группами.

Подробно обсуждалось состояние дел с проведением симпозиумов ФИП в Австралии в сентябре 1967 г. и VIII конгресса в Лондоне в мае 1978 г. На симпозиумах ФИП в Сиднее «Мосты малых и средних пролетов и преднапряженные конструкции зданий» намечено обсуждение следующих основных вопросов: расчеты и проектирование, материалы и конструирование, особенности отдельных мостов и зданий. В программу симпозиума, по рекомендации советской делегации, включен доклад «Преднапряженные плиты покрытий и перекрытий с

высокопрочной стержневой арматурой», который будет подготовлен отечественными специалистами. Информация о конгрессе ФИП в Лондоне касалась места его проведения и предварительной программы. Организаторы конгресса обещали разослать уточненную программу с учетом замечаний членов Административного совета до сентября 1975 г.

О планировании жилищного строительства в развивающихся странах доложил проф. Г. Людвиг (ГДР). После обсуждения доклада было решено образовать новую временную комиссию по применению преднапряженного железобетона в массовом жилищном строительстве, задача которой заключается в подготовке обзорного доклада по достижениям отдельных стран в этой области. Председатель этой комиссии и ее состав будут определены на следующем заседании исполкома.

Административный совет рассмотрел и обсудил также вопрос о преднапряженных конструкциях с частичным натяжением, информацию о предстоящем в марте 1976 г. в Филадельфии (США) совместном симпозиуме ЕКБ (Европейского комитета по бетону) и Американского института бетона по вопросу сравнения норм ФИП—ЕКБ с американскими нормами, о перспективах завершения новой редакции международных Рекомендаций ФИП—ЕКБ по проектированию обычных и преднапряженных железобетонных конструкций, о сотрудничестве с другими международными организациями, в частности с ИСО. Комитетом по высотным зданиям, Американским институтом бетона, ЕКБ и другие вопросы.

В заключение участники заседания прослушали и обсудили отчеты о работе некоторых комиссий ФИП, в том числе комиссий по железобетонным судам, морским сооружениям, сейсмостойким конструкциям, спецбетонам, огнестойкости, конструкциям из легких бетонов, комиссии по железобетонным сосудам высокого давления, заводскому изготовлению, особенностям возведения пред-

напряженных зданий и сооружений. Наиболее детально обсуждалась деятельность и дальнейшие перспективы работы комиссии по арматурной стали. Председатель этой комиссии проф. Брюггелинг (Нидерланды) доложил о состоянии исследований в области коррозии арматуры под напряжением и попросил поддержки ФИП в организации более широкого исследования этого важного вопроса по единой методике.

В течение последующих трех дней советская делегация принимала участие в работе международного коллоквиума «Поведение железобетонных конструкций при эксплуатации», в организации которого приняли участие ФИП, АИПК (Международная ассоциация по мостовым конструкциям и дорогам), ИАСС, ЕКБ и РИЛЕМ. В работе коллоквиума приняло участие более 250 специалистов из 32 стран мира. Целью коллоквиума являлось обобщение накопленных знаний в данной области за период, прошедший со времени последних симпозиумов, коллоквиумов и других международных форумов; обсуждение некоторых частных вопросов на основе представленных докладов.

В начале работы коллоквиума вниманию участников были предложены вводные доклады Р. Лакруа (Франция) «Национальные и международные нормы по долговечности и надежности» и Ф. Леви (Италия) «Зависимость между критериями долговечности и надежности», которые вызвали значительный интерес.

Исходя из поставленных задач программа коллоквиума была разбита на две части: сначала были заслушаны обзорные доклады на следующие темы: поведение конструкций под воздействием агрессивных вод (д-р П. Хальстед, Англия); выносливость конструкций под воздействием повторяющихся нагрузок (д-р Р. Жаккард, Франция); влияние замораживания-оттаивания при использовании солей, предотвращающих обледенение (проф. Г. Рем, ФРГ);

поведение конструкций после пожара (проф. О. Петтерсон, Швеция); поведение конструкций после землетрясения (проф. Ферри-Борджес, Португалия);

проблемы, связанные со стыками (Ж. Валлантин, Франция);

допустимые предельные деформации для конструкций, испытывающих статические и динамические нагрузки (проф. Г. Маччи, Италия);

долговечность подводных сооружений из бетона (проф. Б. Гервик, США).

Затем были заслушаны и обсуждены доклады по отдельным темам, в которых были изложены исследования и концепции отдельных авторов. Эти доклады охватили следующий комплекс вопросов: оценка поведения конструкций в условиях эксплуатации; старение и внешний вид поверхностей; трещинообразование в конструкциях; коррозия; техника ремонта; долговечность конструкций под воздействием воды. Из обзорных докладов следует отметить содержательные доклады П. Хальстета, Р. Жаккарда, проф. Ферри-Борджеса и проф. Г. Маччи. Особенно интересным был доклад проф. Б. Гервика, посвященный долговечности подводных сооружений. В докладе обобщен опыт успешного практического применения железобетона в различного рода морских и подводных сооружениях и дан анализ причин некоторых неудачных попыток. Автор рассмотрены вопросы трещинообразования конструкций, коррозии арматуры, влияние толщины защитного слоя бетона, предложены и проанализированы способы обнаружения коррозии арматуры и методы ремонта. Указаны зоны, наиболее подверженные разрушению, и предложены некоторые защитные мероприятия. В конце доклада указаны наименее исследованные вопросы, подчеркнута их актуальность и намечены пути исследований.

Доклады на основе отдельных авторских исследований (вторая часть коллоквиума) носили более частный характер, хотя в некоторых из них также обобщался большой экспериментальный материал. Среди таких докладов можно выделить доклады проф. О. Валента (ЧССР) «Основные задачи воздействия агрессивных вод на бетон и рациональное проектирование конструкций», проф. К. Лауэра (США) «Обзор стандартных методов, разработанных для визуального обследования бетона», румынских специалистов Л. Селеса и С. Реуса «Методология анализа аварий сооружений», проф. П. Шиесля (ФРГ) «О допустимом раскрытии трещин в железобетонных конструкциях» и т. д.

Анализ авторских докладов, представленных на коллоквиум, показывает, что наиболее интенсивные исследования ведутся в области оценки поведения железобетонных конструкций в различных условиях эксплуатации, особенно в условиях химических производств, изучаются условия образования трещин и их влияние на работу конструкций и разрабатываются методы ремонта и восстановления железобетонных конструкций и сооружений. Обращает на себя внимание значительное количество работ, посвященных технике ремонта с применением синтетических смол, чему в отечественной практике также следует уделить больше внимания.

Организаторы коллоквиума издали трехтомный сборник трудов, куда включено 84 доклада специалистов. Предполагается издание аннотированной библиографии этих трудов, а наиболее интересные с точки зрения отечественной практики доклады будут переведены на русский язык.

Советская делегация приняла активное участие в заседаниях и в руководстве работой коллоквиума.

Для участников коллоквиума была организована однодневная техническая экскурсия по стране. В Генте было осмотрено строительство выставочного павильона, осуществляемое фирмой «Маесде-Мейер». Объем всего сооружения составляет 145 тыс. м³ и выполняется частично в сборном, а частично в монолитном железобетоне. Наибольший интерес представляет использование выразительных средств самого бетона. Большинство открытых бетонных поверхностей не отделяется другими материалами, а предстает взору публики в естественном виде. Эстетический эффект достигается как за счет придания рельефности поверхностям, так и за счет обнажения заполнителей. Следует отметить высокое качество бетонных работ и достаточную выразительность принятых решений, что следует шире применять и в отечественной практике строительства общественных зданий.

Весьма интересное с технической точки зрения решение было показано участникам экскурсии близ Антверпена на строительстве автомобильного туннеля под р. Руппель. Идея проекта заключается в том, что заранее изготовленные секции туннеля длиной 138, шириной 17,5 и высотой 9,5 м будут погружены на дно реки и затем соединены с монолитной частью туннеля, благодаря чему образуется дорожное полотно для двухстороннего трехрядного движения общей шириной 28,5 м и пешеходного прохода шириной 5 м. Такое решение позволяет свести до минимума перерыв в движении судов по реке. Секции туннеля выполняются с применением предварительного напряжения. Обращает на себя внимание высокая точность производства работ и умелое использование стесненной территории строительства.

СТРОЙИЗДАТ ВЫПУСКАЕТ В IV КВАРТАЛЕ

Белоусов А. С., Ратнер Л. А., Киреев В. И. Автоматизация производства на заводах сборного железобетона. М., 1975, 12 л. с ил., 6000 экз., 80 к.

Гладких К. В. Ячеистые бетонные изделия на основе шлаков и зол. М., 1975, 15 л. с ил., 8000 экз., 1 р. 06 к.

Крейс У. И., Нигол Т. К., Немвальс А. Ф. Индустриальное строительство сельскохозяйственных зданий из ячеистого бетона (опыт ЭССР). Л., 1975, 10 л. с ил., 4000 экз., 65 к.

Микульский В. Г., Козлов В. В. Скле-

ивание бетона. М., 1975, 15 л. с ил., 20 000 экз., 91 к.

ВЫШЛИ В СВЕТ:

Арбенев А. С. Технология бетонирования с электроразогревом смесей. М., Стройиздат, 1975, 5 л. с ил., 3000 экз., 27 к.

Белецкий Б. Ф. Монтаж сборных конструкций очистных сооружений. М., Стройиздат, 1975, 10 л. с ил., 10000 экз., 53 к.

Бетонные плотины (на скальных основаниях). Авт.: М. М. Гришин и др. М., Стройиздат, 1975, 352 с. с ил., 6000

экз., 1 р. 64 к. Учебное пособие для вузов.

Динеску Г., Шандру А., Радулеску К. Скользящая опалубка. Изд. 2-е. Пер. с рум. М., Стройиздат, 1975, 20 л. с ил., 3000 экз., 1 р. 32 к.

Королев И. В. Дорожный теплый асфальтобетон. Киев, «Вища школа», 1975, 155 с., 5000 экз., 29 к. Учебное пособие для вузов.

Макаренков В. Н. Цветные дорожные пластбетоны. Воронеж, изд-во Воронеж. ун-та, 1975, 166 с., 2000 экз., 1 р.

Милованов А. Ф. Расчет жаростойких железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1975, 15 л. с ил., 5000 экз., 80 к.

Международный конгресс по полимербетонам

В мае 1975 г. английская ассоциация цемента и бетона совместно с Институтом пластмасс, британской федерацией пластмасс, американским институтом бетона и РИЛЕМ провели в Лондоне первый Международный конгресс по полимербетонам¹. В работе конгресса приняли участие более 275 научных работников и специалистов, в том числе около 50 профессоров из 31 страны.

На конгрессе было заслушано 54 генеральных доклада, около 60 участников конгресса выступили с дискуссией.

Бетонополимеры. Известно, что систематические исследования технологии изготовления бетонополимеров, их физико-механических свойств и рациональных областей применения начались несколько позже, чем полимерцементных бетонов и полимербетонов. Если полимербетоны и полимерцементные бетоны во всевозрастающих масштабах применяются во многих странах в самых разнообразных областях строительства, то бетонополимеры изучены недостаточно, нет простой и доступной технологии изготовления бетонополимерных конструкций, не выявлены экономически оправданные области их применения. Поэтому наибольшее число докладов и дискуссий на конгрессе было посвящено этой проблеме.

Ведущее место в мире по изучению и практическому применению бетонополимерных изделий и конструкций занимают Япония и США. Обзор докладов показал, что в большинстве стран при разработке заводской технологии отказались от радиационного способа отверждения мономеров в поровой структуре бетона и отработывают технологический процесс, состоящий из сушки зрелого бетона, насыщения его мономером и полимеризации мономера внутри бетона термokatалитическим способом в горячей воде.

Номенклатура выпускаемых в Японии изделий из бетонополимеров включает преднапряженные балки, строительные панели, водопроводные трубы, панели перекрытий с внутренними нагревателя-

ми, высокопрочные сваи, фундаменты под оборудование в агрессивных средах и др. Предполагается применение бетонополимеров для морских сооружений.

В докладе д-ра Е. Охама (Япония) приводится проект завода по производству бетонополимеров, пропитанных стиролом термokatалитическим способом отверждения, позволяющим получать разнообразные изделия.

Технологический процесс изготовления бетонополимеров включает следующие операции: бетонные изделия с помощью крана подают в сушильную камеру емкостью до 50 т. После сушки продолжительностью до 24 ч при $t = 150^\circ\text{C}$ изделия охлаждают в течение 5 ч в холодильной камере и переносят в пропиточные камеры. После вакуумирования бетона в камеры подается мономер под давлением от 1 до 10 кгс/см². Общий цикл вакуумирования и пропитки длится около 1 ч. Затем элементы помещают в камеру полимеризации с горячей водой ($\sim 90^\circ\text{C}$). Расчетная себестоимость изделий и конструкций составляет примерно 500 дол./м³.

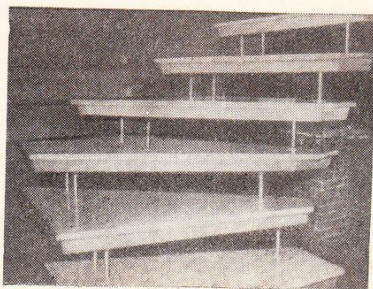
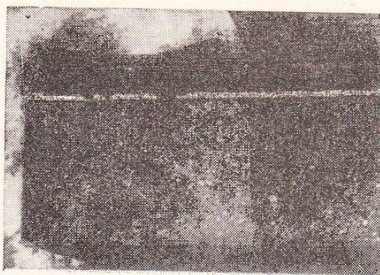
В США исследуют применение бетонополимеров в строительстве для кана-

лизационных труб, подземных опор, сборных элементов облицовки туннелей, преднапряженных плит перекрытий мостов и др.

В докладе Л. Е. Кукаса (США) приводятся основные положения технологии изготовления и использования бетонополимеров. В течение нескольких лет в США ведется наблюдение за опытными участками бетонополимерных труб, уложенных в местах с большим содержанием сульфатов в грунтовых водах и с агрессивными средами на промышленном предприятии. Максимальный размер труб — диаметр 1 м, длина 2 м и толщина стенки 10 см. Ведутся наблюдения за поведением в различных условиях 36 подземных опор длиной 2,4 м и определяется их экономическая целесообразность по сравнению с деревянными. Установлено, что сферы для морских сооружений из бетонополимеров выдерживают давление на 40% больше по сравнению с непропитанным бетоном. Максимальная глубина погружения таких сфер составляет 1220 м. Интересным опытом явилось бы строительство барж из преднапряженного бетонополимера для перевозки сжиженных газов.

В докладе А. М. Кука (Австралия) рассматривается возможность использования частичной пропитки бетонов как один из способов упрощения технологии изготовления бетонополимерных несущих конструкций. Приводится методика расчета для частично пропитанных бетонных колонн, работающих на сжатие при центральном приложении нагрузки, при сочетании осевой нагрузки с изгибом и для изгибаемых элементов, а также данные по прочности на растяжение и сжатие при раскалывании цилиндров. Разработана расчетная математическая модель поведения под нагрузкой частично пропитанных метилметакрилатом сжатых и изгибаемых бетонных элементов, основанная на совместной работе пропитанной части бетона, расположенной по периметру сечения и обычного бетона, находящегося внутри обоймы пропитанного бетона. При этом в расчет вводятся бетоны с модулями упругости E_1 и E_2 через объединенный модуль упругости бетона E_c .

Полимербетоны. В качестве связующего полимербетонов наиболее распро-



Балконная плита и ступени лестниц без стен из акрилового полимера

¹ Комиссия по терминологии под председательством д-ра техн. наук, проф. А. А. Гвоздева приняла общее название «П-бетоны» для материалов на основе бетонополимеров, полимербетонов и полимерцементных бетонов.

странены эпоксидные смолы (Франция, США), полиэфирные смолы (Япония, ФРГ, Италия), акриловые мономеры (США, ФРГ). Во многих капиталистических странах, в первую очередь в Японии и ФРГ, полимербетоны выпускаются многими фирмами в больших объемах. Широко используют полиэфирные смолы и метилметакрилат для изготовления цветных плит для пола и других строительных конструкций из полимербетонов, обладающих хорошим внешним видом. В большинстве случаев такие конструкции используют при строительстве жилых и административных зданий и сооружений.

Наибольший интерес представляет доклад П. Коблишека (ФРГ), в котором отмечается, что эпоксидные смолы дороги и имеют большую вязкость. Полиэфирные смолы также имеют сравнительно высокую вязкость и не достаточно щелочестойкости. По мнению автора, в качестве связующего полимербетонов следует применять метилметакрилат вязкостью от 2 до 150 с. п., обладающий высокой химической стойкостью. Полимербетоны на ММА имеют: прочность на сжатие 1200—1400 кгс/см², на растяжение при изгибе 300—350 кгс/см², усадку от 0,05 до 0,1%. При отсутствии цемента на него не действуют растворы практически всех кислот, щелочей, растворов солей и другие агрессивные продукты. К недостаткам этого бетона относится легковоспламеняемость мономера в процессе приготовления. Автор отмечает, что ему удалось решить эту проблему в соответствии с требованиями безопасности.

В ФРГ разработано специальное оборудование для промышленного производства таких бетонов, выявлены рациональные области их применения и конструктивной разработки изделий из полимербетонов. Некоторые фирмы серийно выпускают на заводах опорные плиты, бордюрные камни, плиты для облицовки фасадов, желоба, лотки, сантехнические изделия, лестничные марши, ступеньки и другие изделия (см. рисунок).

Интересные доклады по результатам исследований физико-механических свойств полимербетонов в зависимости от изменения температуры от 20 до 100°C и испытаний на огнестойкость образцов и фрагментов конструкций из полимербетонов на полиэфирных смолах были сделаны специалистами из Японии. Отмечено, что добавки Sb₂O₃ существенно повышают огнестойкость таких бетонов. Многие фирмы выпускают трубы, коллекторные кольца, сегментные облицовки для тоннелей, кана-

лы для телефонных кабелей, смотровые колодцы, различные панели, декоративные плитки и другие изделия.

По объему производства изделий и конструкций из полимербетона Япония выходит на одно из первых мест в мире.

Следует отметить, что в Советском Союзе наиболее распространены полимербетоны на фурановых смолах, хотя в последнее время интенсивно изучают и полимербетоны на полиэфирных, карбамидных, фенольных и акриловых смолах.

Полимерцементные бетоны. Наибольший интерес вызвал доклад Б. Девиса (ФРГ), в котором приведены новые данные о применении меламиноформальдегидных полимеров в бетоне. Показано, что небольшое количество добавок меламиноформальдегидной смолы в процессе приготовления бетона снижает расход воды на 25—30%. При этом получена бетонная смесь с хорошей удобоукладываемостью, прочность на сжатие в возрасте 28 сут увеличилась с 392 до 446 кгс/см² при 1,5% и до 536 кгс/см² при 3%-ной добавке меламиноформальдегидной смолы. Таким образом, с введением меламиноформальдегидных смол получают более плотные и прочные полимерцементные бетоны, имеющие хорошую удобоукладываемость в процессе формирования при значительном уменьшении В/Ц.

Результаты Международного конгресса свидетельствуют о том, что всестороннему исследованию, определению рациональных областей применения и промышленному внедрению «П-бетонов» уделяется большое внимание. Следует отметить, что в области исследований и использования бетонополимеров значительные успехи имеют Япония и США. В области полимербетонов Советский Союз занимает одно из ведущих мест в мире.

Зарубежные фирмы в большинстве случаев серийно выпускают полимербетонные изделия и конструкции для жилищного или административного строительства, уделяя основное внимание декоративной отделке и внешнему виду. В Советском Союзе усилия специалистов направлены на внедрение химических свойств несущих конструкций для промышленных предприятий. В этом случае наиболее полно и комплексно используются как высокие физико-механические свойства, так и химическая стойкость полимербетонов.

Материалы конгресса представляют большой интерес для специалистов, занимающихся изучением и внедрением этих конструкций на основе прогрессивных полимерных материалов.

Хроника



К 60-летию О. Я. Берга

В этом году исполнилось 60 лет со дня рождения и 36 лет научной, инженерной и общественной деятельности известного советского специалиста в области строительных материалов, бетонных и железобетонных конструкций и защиты их от агрессивного воздействия среды, заслуженного деятеля науки и техники РСФСР, профессора, доктора технических наук Олега Яновича Берга. Им получены фундаментальные теоретические результаты по основным проблемам прочности бетона при различных сложных сочетаниях внешних воздействий и процессам развития трещин в бетоне и железобетоне.

На основе теоретических разработок О. Я. Берга и исследований, выполненных под его руководством, успешно решаются сложные технические вопросы практики проектирования и строительства, связанные с повышенным долгов-

вечности и эксплуатационной надежности мостовых конструкций, опор контактной сетки, гидротехнических сооружений, конструкций обделки тоннелей и метрополитенов.

О. Я. Берг принял большое участие в решении важной государственной проблемы электрификации железных дорог страны. При его участии решались научные вопросы, связанные со строительством таких уникальных сооружений, как первая приливная электростанция в суровых условиях береговой зоны Баренцова моря; причалы морской паромной переправы в Ванино-Холмске; обделка метрополитена в Киеве.

Как крупный специалист в области новых строительных материалов, О. Я. Берг руководил разработкой и внедрением высокопрочных бетонов, полимербетонов, полимерных материалов в ответственных сооружениях транспортного строительства.

Предложенные Олегом Яновичем методы расчета железобетонных мостов приняты в Нормах проектирования 1947, 1956, 1962 и 1967 гг., используются также при расчете конструкций промышленных и гражданских сооружений.

Работы О. Я. Берга явились основой для создания научной школы, под влиянием которой развиваются исследования во многих научных учреждениях страны и за рубежом. Под его руководством подготовлены свыше 25 кандидатов и три доктора технических наук.

Много внимания О. Я. Берг уделяет научно-общественной деятельности. Он является членом Бюро Совета по координации научно-исследовательских работ в области бетона и железобетона при НИИЖБ Госстроя СССР; секции железобетона научно-технического общества строителей; научно-технического Совета Минтрансстроя; Международной ассоциации по мостам и инженерным сооружениям; редколлегии журнала «Бетон и железобетон» и председателем секции теории железобетона научно-технического совета НИИЖБ Госстроя СССР. На протяжении многих лет он активно участвует в выполнении научно-исследовательских работ по координационным планам Постоянной комиссии СЭВ по строительству.

Редколлегия и редакция журнала желает Олегу Яновичу здоровья и новых творческих успехов.

Критика и библиография

УДК 691.87:693.554

О книге «Стержневая арматура железобетонных конструкций»

В монографии¹ изложены основные вопросы, относящиеся к разбираемой теме, а также важные пояснения, мотивировки и оценки существенных положений проекта разрабатываемых норм. Это придает особую ценность книге и полезно для преподавателей высшей школы и составителей учебных пособий и учебников.

В первой главе приводятся основные требования, предъявляемые к стержневой арматуре классов А-I—А-V; А-IIв, А-IVв; Ат-IV—Ат-VII, сведения по технологии ее изготовления, классификации и стандартизации, а также особенности арматуры горячекатаной, термически упрочненной и упрочненной вытяжкой.

Вторая глава содержит данные о сцеплении арматуры с бетоном и принципы формирования рационального профиля. Автору удалось в сжатом виде и со знанием дела раскрыть основные факторы, определяющие природу и механизм сцепления, а также определить параметры, необходимые для разработки такого профиля, который одновременно обеспечивал бы надежное сцепление и высокую усталостную прочность. Этот результат является заметным шагом вперед в развитии прикладной теории сцепления арматуры с бетоном.

Глава написана на основе учета и анализа наиболее существенных результатов советских и зарубежных работ, а также личных исследований автора и представляет большой научный и практический, а также методологический интерес.

Третья глава посвящена изложению свойств стержневой арматуры. Приведены необходимые сведения о пределах упругости и текучести, модуле упругости, временном сопротивлении, относительном удлинении и сужении после разрыва, относительном равномерном удлинении. Справедливо подчеркивается важное значение последней характеристики, влияющей на характер разрушения железобетонных элементов.

Далее рассмотрены релаксация напряжений и ползучесть, а также характер их протекания при повышенной тем-

пературе. Подробно изложено влияние высоких температур на свойства стержневой арматуры. В этом вопросе по многим важным, но оставшимся неясными или спорными аспектам автором внесена четкость и определенность воззрений.

Интересен материал, посвященный влиянию низких отрицательных температур, кратковременных динамических и многократно повторных нагрузок на свойства стержневой арматуры, а также влиянию коррозии. Автору удалось изложить основное из разобраных тем в систематизированном виде и лаконической форме.

Методика назначения расчетных характеристик стержневой арматуры рассмотрена в четвертой главе. В ней обоснованы соображения, принятые в проекте норм, на основании которых будут назначаться нормативные и расчетные сопротивления, коэффициенты безопасности и условия работы. Принципиально новым является введение коэффициента повышения (при известных условиях) расчетного сопротивления напрягаемой арматуры ($m_{a\epsilon}$).

Здесь же рассмотрены вопросы повышения надежности свойств арматурной стали в стадии поставки, вскрыты причины, снижающие надежность стали при ее изготовлении, и разработаны пути их устранения на основе принципа регулирования технологического процесса с целью получения продукции гарантированного качества (подлежащей аттестации и присвоения Государственного Знака качества) и не требующей контрольных приемочных испытаний.

Значительное внимание в книге (гл. V) уделено определению требуемой длины анкеровки $l_{ан}$ стержневой арматуры в бетоне и длины зоны передачи напряжений $l_{п.н}$. С удовлетворением надо отметить, что в рецензируемой книге нашла признание давно назревшая необходимость проведения четкой грани между этими принципиально различными понятиями.

Автор книги справедливо указывает, что существующие попытки создания общей теории сцепления арматуры с бетоном пока не получили нужного завершения. Поэтому расчет анкеровки на опорных участках балок, в местах обрыва стержней, в стыках внахлестку

¹ Мулин Н. М. Стержневая арматура железобетонных конструкций.— М., Стройиздат, 1974. 233 с., табл. 28, ил. 62, список лит.: 138 назв.

и длины зоны передачи должен строиться на основе методов математической статистики.

Автором получены соответствующие оригинальные расчетные формулы. Приведены также рекомендации по учету влияния косвенного армирования. Сделан важный вывод о том, что при оценке анкеровки стержней на опорах с достаточной надежностью можно использовать зависимость, установленные при выдергивании стержней из призм. В целом глава V может явиться примером того, как на основе большого и разнородного экспериментального материала можно получить четкие и надежные практические рекомендации и важные теоретические выводы в такой сложной области теории железобетона, как сцепление арматуры с бетоном.

Известно, что автор книги внес большой личный вклад в развитие теории и методов расчета изгибаемых элементов, армированных высокопрочной стержневой арматурой. Результаты проведенных работ изложены в монографии и включены в проект норм.

В книге анализируется экономическая эффективность применения стержневой арматуры повышенной и высокой прочности и дается перспектива ее развития в СССР.

При последующем переиздании книги необходимо устранить некоторые имеющиеся неточности. Так, например, лучше говорить о «характеристиках пластичности арматуры», а не о «пластических характеристиках»; вид кривой II на рис. V.1.a требует уточнения; на рис. V.1.b изображены нулевые ординаты эпюр τ на торцах образца. Как известно, возможность нулевой ординаты $\tau=0$ у торцов образца спорна; видимо автору следовало бы остановиться на этом вопросе и мотивировать свою точку зрения.

К пожеланиям на будущее издание относятся следующие. Посвятив вопросам сцепления и анкеровки две разные главы, автор как бы разобщил эти явления, хотя вопрос сводится только к терминологии. Вероятно, эти главы необходимо объединить.

Целесообразно полнее сопоставить значения расчетных характеристик арматурных сталей длины зоны анкеровки и других показателей с зарубежными нормами; привести более подробные экспериментальные данные, а также сведения о свариваемости арматурных сталей.

В целом книга Н. М. Мулина является существенным вкладом в теорию и практику железобетона.

Проф., д-р техн. наук А. А. ОАТУЛ

По страницам зарубежных журналов

Swamy R. N., Lankard D. R. **О применении фиброцемента, армированного стальной проволокой.** — «Proc. Instn Civ. Engrs», 1974, Vol. 56, Part. 1, p. 235—256, 19 ill., 3 tab. Bibliogr.: 25 ref. (англ. — Англия).

Способность фиброцемента с микроарматурой из отрезков стальной проволоки уменьшать трещинообразование и поглощать энергию делают его новым конструктивным материалом. Обсуждаются некоторые области применения этого материала. Рассмотренные примеры и приведенные данные открывают новые направления для разработок с использованием свойств фиброцемента.

Jagannadha Rao U., Dilger W. H. **Расчет составных преднапряженных железобетонных балок.** — «Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs», 1974, X, Vol. 100, No ST10, p. 2109—2121, 7 ill., 2 tab. Bibliogr.: 7 ref. (англ. — США).

Разработан метод расчета поведения составных железобетонных преднапряженных балок (состоящих из преднапряженной балки прямоугольного сечения и омоноличенной с нею верхней плитой из обычного железобетона) под воздействием собственной массы и постоянных нагрузок. В расчет принимаются усадка и ползучесть бетона стенки, релаксация стали для преднапряжения, присутствие ненапряженной арматурной стали, неравномерные усадка и ползучесть. Результаты хорошо согласуются с экспериментальными данными. Кроме того, этот метод включает только две неизвестные величины по сравнению с семью неизвестными в обычном методе расчета. Предложенный метод рекомендуется для расчета составных балок.

Ali M. M., Grierson D. E. **Проектирование железобетона с удовлетворительными характеристиками прочности и деформируемости.** — «Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs», 1974, X, Vol. 100, No EM5, p. 839—860, 12 ill., 2 tab. Bibliogr.: 18 ref. (англ. — США).

Разработан метод проектирования работающих на изгиб железобетонных элементов каркаса, в котором одновременно удовлетворяются критерии прочности и деформации при рабочих и предельных расчетных уровнях нагрузки. Принят метод проектирования по предельному состоянию. Проектное решение включает размеры поперечных сечений и процентное содержание стали, при которых рассчитываемые конструктивные элементы обладают достаточным сопротивлением моменту после на-

чала текучести и сопротивлением кручению при предельном уровне расчетной нагрузки. При этом прогибы и напряжения и деформации находятся в приемлемых пределах при расчетном уровне рабочей нагрузки. Приведен пример проектирования неразрезной балки с применением предложенного метода с расчетом на минимальную стоимость бетона и стали.

Bentur A., Ish-Shalom M. **Свойства расширяющегося цемента типа К из чистых компонентов.** «Cement and Concrete Research», 1974, IX, Vol. 4, No 5, p. 709—721, 5 ill., 1 tab. Bibliogr.: 9 ref. (англ. — международный журнал, резюме на франц. яз.).

Предложена модель, объясняющая результаты экспериментов с гидратацией цементного теста из чистого расширяющегося компонента цемента типа К. При этом исходят из предпосылки о росте пористого слоя этрингита вокруг зерен C_4A_3S , образующего сферы расширения. Модель количественно объясняет процесс расширения и вариации пористости как функцию гидратации, а также распределения размеров пор.

Установлено, что расширение начинается только за пределом критической степени гидратации α_{cr} . При α_{cr} общая пористость минимальна, а прочность на сжатие и модуль разрыва максимальны. С повышением температуры гидратации α_{cr} уменьшается, а расширение и общая пористость повышаются при одной и той же степени гидратации.

Albander F. A.-A., Mills G. M. **Прогнозирование ширины раскрытия трещин в железобетонных балках.** — «Mag. of Concrete Research», 1974, IX, Vol. 26, No 88, p. 153—160, 7 ill., 4 tab. Bibliogr.: 14 ref. (англ.).

Проводили исследования в заводских условиях железобетонных балок прямоугольного сечения. Изучали толщину защитного слоя бетона и среднюю эффективную площадь бетона, окружающего каждый арматурный стержень. Ширину трещин измеряли по фотопластинкам, снятым в масштабе 1:1 в зоне растяжения серии из 9 балок, нагруженных до предельного напряжения в стали. Сравнивается средняя и максимальная ширина раскрытия трещин, полученная по ранее предложенным формулам и новым формулам, включающим два изменяемых параметра вместе со средней деформацией бетона при рассматриваемом уровне нагружения.

Dotson P. L. **Одноосная ползучесть и потеря устойчивости (разрушение) бе-**

тона). — «Mag. of Concrete Research», 1974, IX, Vol. 26, No 88, p. 144—152, 13 ill., 1 tab. Bibliogr.: 21 ref. (англ. — Англия).

Описываются исследования бетона при одноосном растягивающем напряжении с применением ранее разработанного метода испытаний. Исследовали влияние пропорций смеси и условий выдерживания на кратковременное растягивающее напряжение и деформацию и на ползучесть при растяжении при нагрузке, равной 35% критической кратковременной прочности, а также влияние переменной влажности на ползучесть при растяжении.

Полученные результаты сравниваются с микроструктурой цементного геля. Определено влияние уровня нагружения и долговременной прочности бетона при растяжении на его ползучесть.

Gustafgerro A. H. Огнестойкость архитектурного сборного железобетона. — «J. Prestressed Concrete Inst.», 1974, IX—X, Vol. 19, No 5, p. 18—37, 10 ill., 5 tab. Bibliogr.: 13 ref. (англ. — США).

Описано поведение декоративного сборного железобетона в условиях пожара. Представлены данные для расчета толщины стен многих типов, обеспечивающей огнестойкость в течение 1,3 и 4 ч. Включены таблицы и расчетные графики для определения толщины одно- и двухслойных панелей, ребристых панелей, многослойных панелей и панелей с оконными проемами. Даны примеры расчета.

Предложены рекомендации по обработке стыков между стеновыми панелями, защите соединительных деталей и предупреждению распространения огня между этажами и стеновыми панелями.

Fotinos G. C. Проектирование жилого дома из сборного преднапряженного железобетона. Часть VI: Проектирование фундаментов на преднапряженных железобетонных сваях. — J. Prestressed Concrete Inst., 1974, IX—X, No 19, No 5, p. 38—53, 14 ill., 3 tab. (англ. — США).

Предложена методика проектирования типового высотного жилого дома из сборного преднапряженного железобетона.

Освещается проектирование фундаментов на преднапряженных железобетонных сваях. Описаны типичные проектные соображения при выборе соответствующего типа свай. Обсуждаются такие факторы, как несущая способность свай, их длина, условия погружения и стоимость. Представлен расчет для типичного фундамента на преднапряженных железобетонных сваях.

Патенты и изобретения

№ 17*

(11) 69600 (51) В 28b 1/50; В 28b 11/08; С 04b 41/32 (72). Г. И. Книгина, Н. П. Харенко (54). **Способ изготовления ячеистобетонных изделий с декоративной лицевой поверхностью.**

(11) 469602 (51) В 28b 7/22 (72). С. С. Киркоров, М. Ф. Трофимов и В. И. Могильный (54). **Установка для формования железобетонных элементов.**

(11) 469671 (51) С 04b 13/24 (72). А. П. Меркин, Л. А. Морозова, И. У. Гейданс и др. (54). **Комплексная добавка для бетонных смесей.**

(11) 469672 (51) С 04b 15/02 (72). Г. Т. Пужанов, Н. А. Фалалеева, А. П. Нелина и др. (54). **Легкобетонная смесь.**

(11) 469673 (51) С 04b 21/02; С 04b 15/02 (72). А. П. Акимова, А. Т. Баранов, М. Я. Кривицкий и др. (54). **Пастообразный газообразователь для поризации бетонных смесей.**

(11) 469674 (51) С 04b 25/02; С 04 7/56 (72). М. Н. Найденов, Н. В. Хабер и В. А. Парфенов (54). **Полимербетонная смесь.**

(11) 469675 (51) С 04b 41/30 (72). Э. М. Бубен, И. В. Панасюк и В. В. Пахманов (54). **Установка для непрерывного пароразогрева бетонной смеси.**

№ 18

(11) 470397 (51) В 28b 7/18 (72). Н. И. Ковалев (54). **Установка для изготовления коробчатых железобетонных изделий.**

(11) 470398 (51) В 28b 7/22 (72). Е. В. Ендржеевский, В. И. Резниченко, В. А. Ластик и др. (54). **Установка для формования объемных лестничных блоков.**

(11) 470399 (51) В 28b 7/24 (72). О. П. Матюшевский и А. Ф. Овчаренко (54). **Кассетная форма «параллелограммного типа» для изготовления железобетонных изделий.**

(11) 470400 (51) В 28b 11/14 (72). Ю. Г. Небов и Ю. Д. Жуков (54). **Устройство для вертикальной продольной резки ячеистых бетонов.**

(11) 470401 (51) В 28b 11/14 (72). Т. А. Тийдеманн и Х.—А. Х. Кяби (54). **Устройство для резки пластических материалов.**

№ 19

(11) 471177 (51) В 23k 11/10; Е 04c 5/01 (72). Г. Л. Исеров (54). **Устройство для сварки объемных арматурных каркасов.**

(11) 471178 (51) В 23k 11/10 (72). Ю. Н. Петрищев, В. Г. Ефремов и В. В. Зинин (54). **Устройство для сварки арматурных пространственных каркасов.**

(11) 471204 (51) В 28b 1/08 (72). Я. А. Лейдман, М. А. Могилевкин, И. И. Набокин и др. (54). **Вибрационная площадка.**

(11) 471205 (51) В 28b 5/04; В 28b 7/00 (72). Л. П. Туляков, В. И. Асямолов, Ю. Ф. Свердлов и др. (54). **Форма для изготовления железобетонных изделий.**

(11) 471206 (51) В 28b 7/00; В 28b 1/50 (72). С. В. Пещеров и В. П. Стихин (54). **Форма для изготовления строительных изделий.**

(11) 471207 (51) В 28c 5/06 (72). И. А. Власенко и В. И. Шаврин (54). **Способ приготовления бетонной смеси.**

(11) 471211 (51) В 29j 5/00 (72). В. М. Хрулев и К. Я. Мартынов (54). **Масса для изготовления опалубки монолитного железобетона.**

(11) 471327 (51) С 04b 13/22 (72). В. И. Бабушкин, С. П. Новикова, Е. Я. Сокол и др. (54). **Бетонная смесь.**

(11) 471328 (51) С 04b 15/02; С 04b 13/24; С 04b 41/28 (72). В. А. Белый, И. М. Золотухин, А. И. Свириденко и др. (54). **Композиция.**

(11) 471330 (51) С 04b 25/06 (72). З. П. Нуруллаев и А. С. Казакханов (54). **Полимербетонная композиция.**

(11) 471345 (51) С 04b 41/24; С 04b 41/32; С 04b 15/02 (72). Г. С. Коган (54). **Способ изготовления декоративных бетонных изделий.**

(11) 471346 (51) С 04b 41/30 (72). И. В. Поперечный (54). **Термоформа.**

(11) 471347 (51) С 04b 41/30 (72). Э. А. Генин, В. Е. Тяглик и Г. Я. Данько (54). **Установка для обработки бетонных и железобетонных изделий.**

№ 20

(11) 472190 (51) Е 04g 21/06; В 28b 1/26; В 28b 1/52 (72). Г. П. Владыченко, В. И. Гуйтур и И. П. Овчинников (54). **Установка для формования изделий из бетонных изделий.**

* См. «Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки», 1975.

CONTENS

- Gusev V. A. Improvement of reinforced concrete structures quality.
Pechenov A. N., Dekhtyar S. B. Catalogue of unified products in Kiev.
- Medvedev M. I., Khakalo B. P., Kirshner B. M., Sannikov I. V. Reinforced concrete structures for residential and public buildings.
- Meder V. A., Skatynsky V. I., Chikota E. I. Experimental house made from lime-concrete block—rooms
- Drizo V. Ya., Budilovsky M. P., Dzyuba V. B., Krivobok S. A. Roofing structures for supermarket in Kiev.
- Natsievsky Yu. D., Verzhbitskaya M. G., Zagiko V. M., Cheryakov Yu. N., Bondarev V. A., Rubach O. M., Markus Yu. I. Industrial building from ceramsite concrete structures.
- Pereyaslavtsev N. S., Atamasenko G. N., Livshits L. S. Sectional foundations for main building hydro-electric power station in Stavropol
- Panov I. P., Lysyak V. A. Precast concrete for the Metro in Kiev.
- Vainkoph Ya. F., Makedon N. L., Ivanenko V. A., Bregeda V. D. Shock-vibration process at casting bed technology of production.
- Burakas A. I. Non-destructive tests and quality control of concrete units and structured.
- Kostyuchenko A. F., Leshchinsky M. Yu., Tselykovsky G. A., Alexandrov V. I., Lushkarev Yu. V., Solyakin V. P., AU-40 installation for test of flat floor panels
- Smolyaninov Yu. M. Strength and deformations in reinforced concrete beams under various rates of loading.
- Mukhin A. N. Shock technology for manufacturing of reinforced concrete structures.
- Bondar' Ya. P., Ostrinsky Yu. S. Interaction between slipping form and concrete mix.
- Nikolsky V. V., Khrustalev M. I. Sand separator for concrete.
- Shishov I. I., Solomin V. I., Klimov M. I. Optimal reinforcing of ring round foundations.
- Kazarnovsky R. N. Use of effective sections and rational schemes in creation the architecture compositions.
- Litvinov L. N. Strength of joint on cement mortar under early loading.

CONTENU

- Goucev V. A. Sur le perfectionnement de qualité des structures en béton armé.
- Petchenov A. N., Dekhtjar S. B. Expérience d'élaboration et d'introduction du catalogue des produits unifiés pour Kiev.
- Medvedev M. I., Khakalo B. P., Kirshner B. M., Sannikov I. V. Structures en béton armé des bâtiments d'habitation et publics.
- Meder V. A., Skatynsky V. I., Tchikota E. I. Structures des bloc-pièces en béton silico-calcaire et l'immeuble expérimental construit de ces structures.
- Drizo V., Ja., Boudilovsky M. P., Dziouba V. B., Krivobok S. A. Structures de revêtement du Magasin Universel d'auto-service en Kiev.
- Natsievsky Yu. D., Vergebitskaia M. G., Zaghiko V. M., Tcherovjakov J. N., Bondarev V. A., Roubatch O. M., Markouss J. I. Bâtiment de production en structures de béton de céramsite.
- Perejaslavtsev N. S., Atamasenko G. N., Livshits L. S. Fondations composées de l'édifice principal de la centrale électrique régionale de Stavropol
- Panov I. P., Lysjak V. A. Béton armé préfabriqué aux chantiers du métro de Kiev.
- Vajnkoff J., Ph., Makedon N. L., Ivanenko V. A., Bregeda V. D. Moulage de choc et de vibration des produits selon la technologie de stand.
- Bourakas A. I. Essais non-destructifs et contrôle de la qualité des produits et des structures en béton armé.
- Kostjoutchenko A. Ph., Letschinsky M. Y., Tselykovsky G. A., Alexandrov V. I., Lushkarev Y. V., Soljakine V. P. Installation A.OU-40 pour des essais des plats panneaux de plancher.
- Smolyaninov Y. M. Etudes de résistance et de déformations des poutres en béton armé sous des différentes vitesses de chargement.
- Moukhine A. N. Expérience de l'introduction de la technologie du choc pour la fabrication des structures en béton armé.
- Bondar' Ja. P., Ostrinsky Y. S. Interaction du coffrage glissant et du béton frais.
- Nikolsky V. V., Khroustalew M. I. Expérience de l'exploitation des installations fabriquant le sable enrichi pour la production du béton.
- Shishov I. I., Solomine V. I., Klimov M. I. Renforcement optimal des fondations rondes et annulaires.
- Kazarnovsky R. N. Utilisation des sections efficace et des schémas rationnels dans la création des compositions architecturales.
- Litvinov L. N. Résistance du joint sur le mortier de ciment pendant le chargement initial.

INHALSVERZEICHNIS

- Gusev W. A. Qualitätsverbesserung der Stahlbetonkonstruktionen.
- Petschjonow A. N., Dechtjar S. B. Probeausarbeitung und Probeeinführung des Katalogs der unifizierten Erzeugnisse für Kiev.
- Medwedew M. I., Chakalo B. P., Kirschner B. M., Sannikow I. W. Stahlbetonkonstruktionen der Wohngebäude und der gesellschaftlichen Gebäude.
- Meder W. A., Skatynskij W. I., Tschikota E. I. Konstruktionen der Silikatbetonraumblocks und Probegebäude aus solchen Konstruktionen.
- Drizo W. J., Budilowskij M. P., Dsjuba W. B., Kriwobok S. A. Dachkonstruktionen des Selbstbedienungswarenhouses in Kiev.
- Nazijewskij J. D., Werchbizkaja M. G., Sagiko W. M., Tschervjakova J. N., Bondarew W. A., Rudatsch O. M., Markus J. I. Produktionsgebäude aus Keramsitbetonkonstruktionen.
- Perejaslawzew N. S., Atamossenko G. N., Liwschiz L. S. Zusammengesetztes Fundament des Hauptgebäudes des staatlichen Bezirkskraftwerks in Stavropol.
- Panow I. P., Lyssjak W. A. Vorgefertigter Stahlbeton an den Bauobjekten des Untergrundbahnbaues in Kiev.
- Weinkof J. F., Makedon N. L., Iwanenko W. A., Bregeda W. D. Schlagvibrationsformgebung der Erzeugnisse gemäss der Prüfstandtechnologie.
- Burakas A. I. Nichtzerstörende Prüfungen und Gütenkontrolle der Erzeugnisse und Konstruktionen aus Stahlbeton.
- Kostjutschenko A. F., Leschtschinskij M. J., Zelykowskij G. A., Aleksandrow W. I., Luschkarjow J. M., Soljakin M. P. AP-40 Anlaga für Proben der flachen Deckenplatten.
- Smolianinow J. W. Festigkeits- und Deformationsuntersuchung der Stahlbetonträger bei den verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten.
- Muchin A. N. Probeeinführung der Schlagtechnologie für die Fabrikation der Stahlbetonkonstruktionen.
- Bondar' J. P., Ostrinskij J. S. Zusammenwirken der Gleitschalung mit der Betonmischung.
- Nikoljskij W. W., Chrustaljew M. I. Ausnutzungserfahrung der Anlagen für Produktion des vergüteten Sandes für Beton.
- Schischow I. I., Solomin W. I., Klimow M. I. Optimale Bewehrung der Ringfundamente und der Fundamente mit rundem Grundriss.
- Kazarnowskij R. N. Ausnutzung der Effektivquerschnitte und der rationellen Skivven für den Aufbau der architektonischen Kompositionen.
- Litwinow L. W. Stossfestigkeit auf dem Zementmörtel bei Frühbelastung.

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, В. Н. Байков, Ю. М. Баженов, О. Я. Берг, Ю. В. Волконский, А. А. Гвоздев, А. М. Горшков, Г. С. Иванов, В. Т. Ильин, Р. И. Каралов (зам. главного редактора), Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, А. А. Лейрих, В. А. Михайлов, В. В. Михайлов (главный редактор), А. П. Морозов, В. М. Москвин, Д. А. Паньковский, В. С. Подлесных, С. И. Сименко, Д. М. Чудновский, А. В. Шерстнев

Адрес редакции:
103006,
Москва, К-6,
Каляевская ул., 23а.
Телефоны:
250-18-54, 250-24-35

Технический редактор
М. Г. АНГЕРТ

Сдано в набор 12/IX 1975 г.
Подписано к печати 13/X 1975 г.
Т-14755 УИЛ 8,02 Бумага 60×90¹/₈
Объем 6 печ. л.+¹/₄ п. л. накидка
Тираж 2240 экз. Заказ 619

Цена 40 коп.

Корректор
В. М. ЗАЛЕВСКАЯ

Подольская типография Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
г. Подольск, ул. Кирова, 25