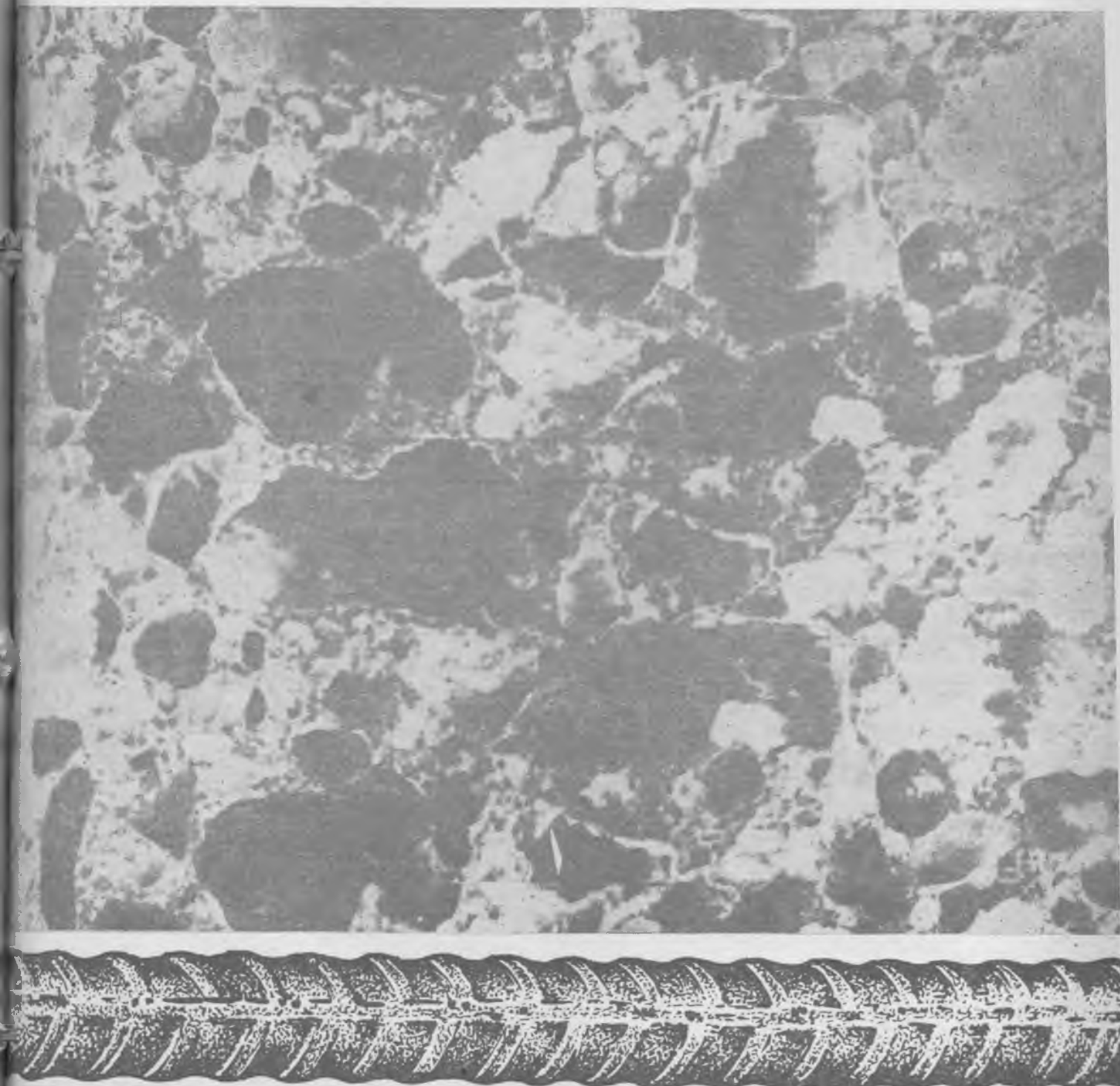
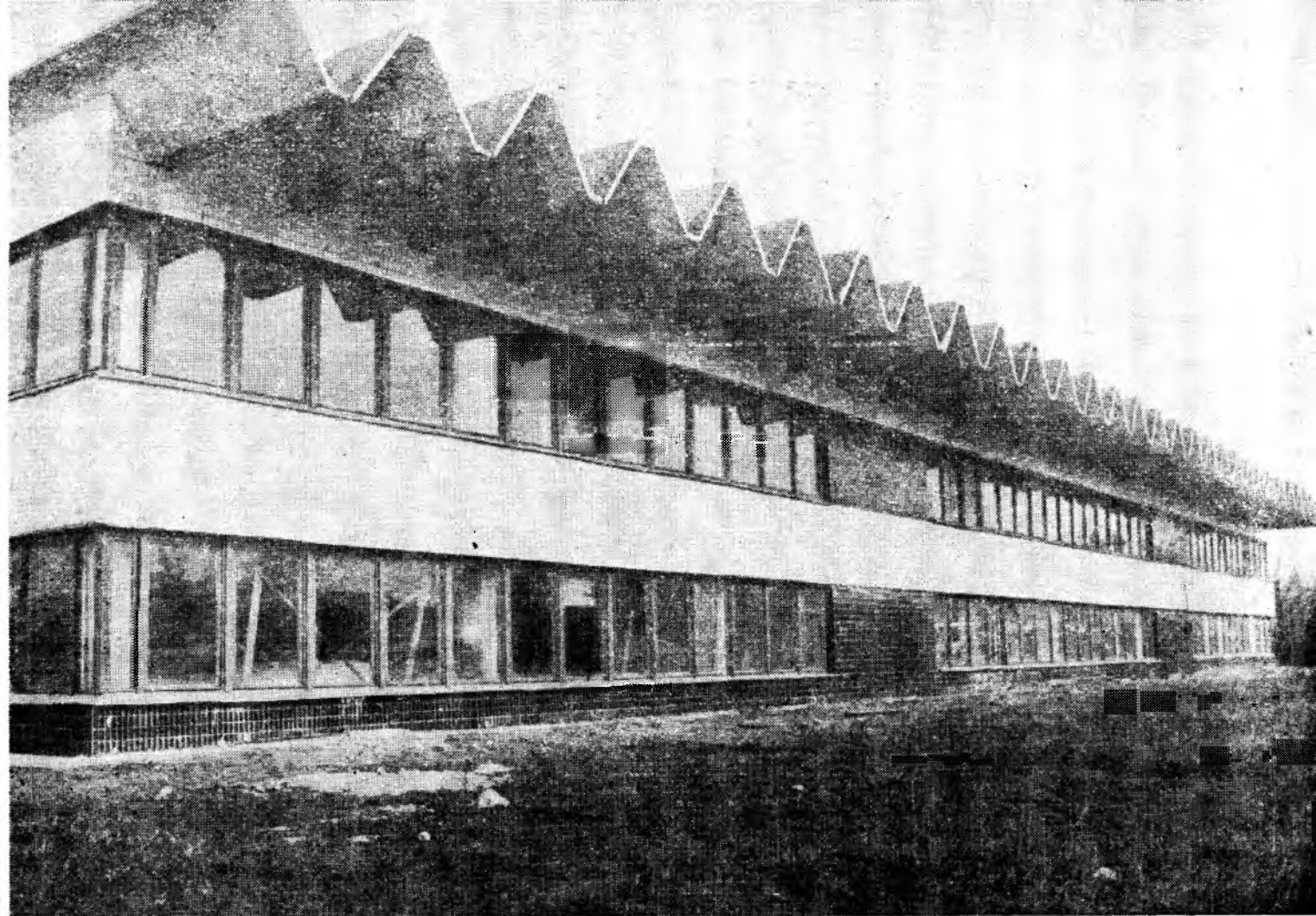


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН 7

1984

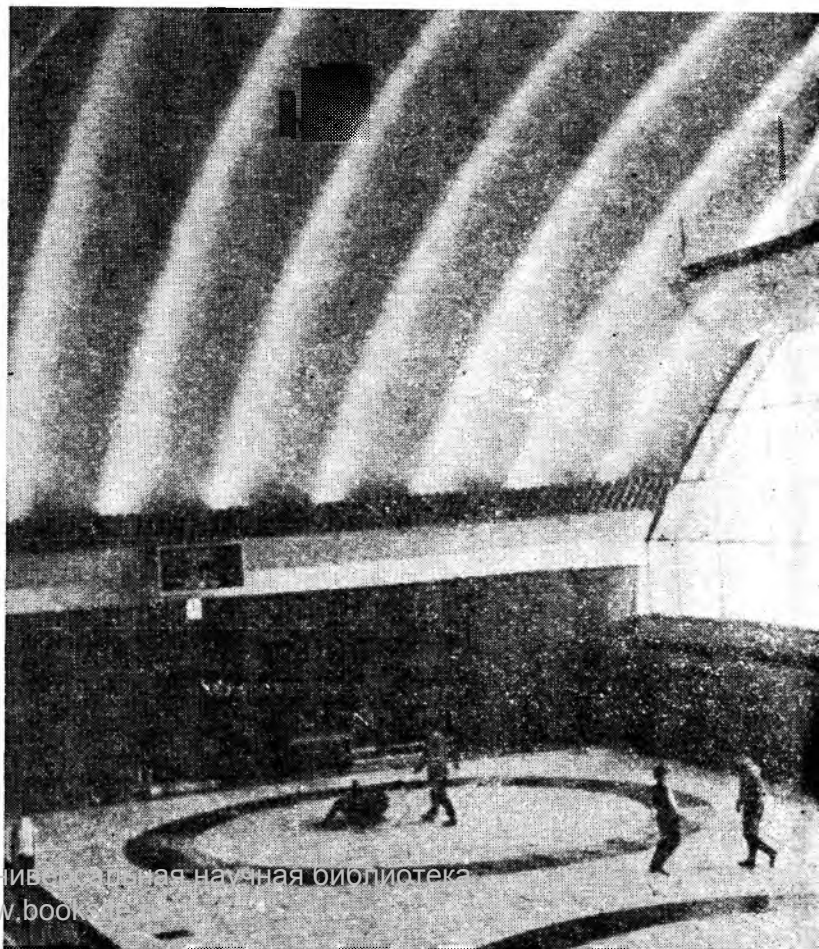




Эллинг яхт-клуба ДСО «Труд», перекрытый призматическими складками пролетом 12 м

Интерьер демонстрационных теннисных кортов в Минске, перекрытых армоцементным волнистым сводом пролетом 40 м

(к статье Б. А. Миронкова, Б. К. Неофитова, П. В. Минина «Типовые пространственные армоцементные конструкции покрытий для залов»)



БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

Содержание

Пути экономии ресурсов в производстве сборного железобетона	2
Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!	
<i>Хайдуков Г. К., Качановский Е. К.</i> Особенности расчета и конструирования армоцементных конструкций	3
<i>Миронков Б. А., Неофитов Б. К., Минаева П. В.</i> Типовые пространственные армоцементные конструкции покрытий для валов	6
<i>Галич В. Д., Овчар В. П., Борисова Т. В.</i> Армоцементные конструкции для промышленного строительства	8
<i>Дараган К. А., Божков В. И., Судаков В. И., Телятников В. М., Бородин В. Я., Иваненко Н. А.</i> Строительство автодорожных мостов с применением армоцемента	10
<i>Пакариш С. Н.</i> Технология заводского изготовления сводчатых армоцементных конструкций	13
<i>Стерин В. С.</i> Заводское производство армоцементных элементов плит регулярной структуры	15
<i>Роженко М. Д., Дорофеев В. А.</i> Автоматизация изготовления сварных арматурных сеток на ДСК	17
Конструкции	
<i>Потапкин Е. В., Лемьш Л. Л.</i> Экономия арматурной стали в фундаментах	18
<i>Байков В. Н., Залесов А. С.</i> Особенности работы припорных участков балок	20
<i>Фонов В. М., Макаричева Н. В.</i> Исследование узлов сопряжений армированных трубобетонных элементов	22
Бетоны	
<i>Горяинов К. Э.</i> Предварительная водная активация цементного теста при приготовлении бетонной смеси	24
<i>Гасанов Я. А., Шаниязов А. М.</i> Автоклавный ячеистый бетон на основе барханного песка	25
<i>Любимов А. А., Кононов В. П., Филимонов П. И.</i> Взаимосвязь между ползучестью и релаксацией напряжений в бетоне	26
Арматура	
<i>Калмыков В. В., Дмитриев Ю. В., Филонов О. В., Гончаренко Н. Ф., Грачев В. И., Красовская Г. М.</i> Новая термомеханически упрочненная арматура из стали 10ГС2	28
<i>Фридлянов Б. Н.</i> Арматура с винтовым профилем	30
Заводское производство	
<i>Булахов А. А., Митник Г. С.</i> Определение удельной металлоемкости стальных форм	32
Строительное производство	
<i>Дибров Г. Д., Конопленко А. И., Сторожук Н. А.</i> Вакуумная обработка бетонной смеси в монолитных конструкциях	33
<i>Арадовский Я. Л., Самсонова Г. В., Синельников И. Ю.</i> Применение литых бетонов при возведении монолитных домов в Узбекистане	35
В помощь проектировщику	
<i>Шоршнев Г. Н., Воронцов С. М.</i> Влияние нагрева на анкеровку ненапрягаемой арматуры в шунгизитобетоне	37
Теория	
<i>Холмянский М. М.</i> Несущая способность бетона и место линейной механики разрушения в ее прогнозе	38
Долговечность	
<i>Новгородский В. И.</i> О допустимой ширине кратковременного раскрытия трещин	41
Стандарты	
<i>Нерсесов С. Н., Пименова В. И.</i> Основополагающие стандарты на железобетонные конструкции	43
Использование промышленных отходов	
<i>Сафаров В. А., Лужко Е. В.</i> Применение золы-уноса сухого отбора при производстве железобетонных конструкций	44
Информация	
<i>Ткачук В. П., Черепанов Ю. П., Сасонко Л. В.</i> Братское сотрудничество	45
Библиография	
<i>Бердичевский Г. И., Волков Ю. С.</i> Очерки истории развития строительных конструкций	47
<i>Петрова К. В., Спивак Н. Я.</i> Книга о бетонах на пористых заполнителях	47

© Стройиздат, 1984

7

[352]

июль 1984



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
МОСКВА

ПУТИ ЭКОНОМИИ РЕСУРСОВ В ПРОИЗВОДСТВЕ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА.

В решениях XXVI съезда партии, ноябрьского (1982 г.) и декабрьского (1983 г.) Пленумов ЦК КПСС подчеркнута необходимость коренного улучшения строительства, повышения уровня его индустриальности и степени заводской готовности конструкций и деталей. В реализации этих задач важное значение имеет повышение эффективности и качества бетона и железобетона как основных конструктивных материалов современного строительства.

В 1983 г. в стране было произведено около 250 млн. м³ бетона и железобетона всех видов, в том числе сборного железобетона более 125 млн. м³. На их производство израсходовано около 13 млн. т натуральной стали, включая прокат на закладные детали, что составило более 12% выпущенного в стране проката, и около 87 млн. т цемента в натуральном исчислении, или почти 70% его годового объема выпуска. Только производство основных составляющих материалов для бетона и железобетона потребовало около 50 млн. т усл. топлива, или примерно 30% суммарных годовых топливно-энергетических затрат в строительстве.

Постановлением ЦК КПСС и Совета Министров СССР «Об усилении работы по экономии и рациональному использованию сырьевых, топливно-энергетических и других материальных ресурсов» указано на необходимость решительного поворота всей плановой и хозяйственной деятельности, науки и техники к более эффективному использованию и экономии материальных ресурсов. Материальные ресурсы составляют основную статью затрат в себестоимости бетона и железобетона. Бережное расходование этих ресурсов является не только материалосберегающим фактором, но и фактором, экономящим трудовые ресурсы и основные фонды строительства.

В истекшем году увеличился объем выпуска несущих и ограждающих конструкций и изделий из легких бетонов (на пористых заполнителях и ячеистых), в том числе более чем на 10% — из автоклавных ячеистых бетонов, возросло производство сборных преднапряженных конструкций, в том числе конструкций из бетонов марки М500 и выше — почти на 10%, плит покрытий зданий и сооружений полной заводской готовности почти на 5%, крупноразмерных («на пролет») плит покрытий для пролетов 12 м и выше — почти на 30%, прогрессивных конструкций свай — более чем на 20% и др.

В нынешнем году планируется дальнейшее увеличение выпуска несущих и ограждающих конструкций из легких бетонов на пористых заполнителях, а так-

же конструкций и изделий из автоклавного бетона.

Применение наружных стеновых панелей из легких бетонов объемной массой 900 кг/м³ и ниже взамен аналогичных объемной массой 1000—1100 кг/м³ позволяет на 20—30% уменьшить расход бетона на стены зданий, а панелей из ячеистого бетона объемной массой 600 кг/м³ и ниже — на 35—40% при сохранении теплотехнических свойств стены. Использование несущих конструкций из легких бетонов объемной массой 1700 кг/м³ и ниже взамен аналогичных из тяжелого бетона обеспечивает возможность уменьшения расхода стали до 15%.

Эффективность легкого бетона в зданиях повышается, если применять его комплексно, т. е. для ограждающих и несущих конструкций. Такой подход экономически оправдан в районах с соотношением стоимости крупного пористого и плотного заполнителей, не превышающим в одноэтажных и многоэтажных промзданиях — 1,5, крупнопанельных жилых зданиях — 2,5, сельскохозяйственных производственных зданиях — 3.

В настоящее время представляется возможным и экономически целесообразным осуществлять комбинированное применение легких (в качестве несущих конструкций) и ячеистых (в качестве ограждающих) бетонов в жилищном строительстве. Уже теперь оно может быть организовано более чем в 20 областных городах страны, в том числе в европейской части и на Урале, в районах Сибири и Казахстана.

В 1984 г. объем выпуска сборных преднапряженных конструкций останется на уровне 28 млн. м³. При этом планируется, что производство таких конструкций из бетона марки М500 и выше впервые превысит 1 млн. м³.

Производство и применение несущих конструкций из бетонов марки М500 и выше является важным резервом экономии материальных ресурсов. Так, например, в колоннах многоэтажных зданий повышение марки бетона с М400 до М600 может обеспечить экономию стали до 250 кг на 1 м³. В ряде случаев за счет повышения марки бетона представляется возможным уменьшить сечение колонн и снизить при этом расход бетона на 35—45%. В стропильных балках или фермах применение бетона марки М600 позволяет уменьшить число типоразмеров опалубочных форм и обеспечивает экономию около 40% бетона. Однако удельный вес их применения в составе несущих конструкций промышленных и гражданских зданий составляет не более 6—8%.

В стране созданы все предпосылки для расширения объемов внедрения несущих

конструкций из бетонов марки М600 и выше. В частности, выявлена рациональная номенклатура таких конструкций, в основном разработаны для них рабочие чертежи, организовано промышленное производство на ряде заводов сборного железобетона, выпускающих одновременно конструкции из бетонов марок М200—М400. Цементная промышленность выпускает ежегодно более 1,5 млн. т цемента марок 550 и 600, которого хватило бы на производство более 2,5 млн. м³ конструкций из высокопрочного бетона. Использование суперпластифицирующих добавок позволяет применять для высокопрочных бетонов марок М600 и выше цементы марки 500.

Укрупнение несущих и ограждающих конструкций до размеров, обеспечивающих монтаж зданий из максимально ограниченного числа изделий, является прогрессивным направлением совершенствования сборных конструкций. Так, применение плит покрытий «на пролет» типа КЖС размером 3×18 и 3×24 м уменьшает в 2,5—3 раза количество монтажных элементов по сравнению с конструкциями покрытий, состоящих из плит размером 3×6 и 3×12 м и стропильно-балочных систем. При этом на 20—25% уменьшается расход бетона на покрытие, снижается расход стали на 25%, максимально повышается заводская готовность панелей и сокращается число опалубочных форм. Одновременно обеспечивается более полная загрузка подъемно-транспортного оборудования и сокращаются затраты на монтаже почти на 60%. В ряде случаев укрупнение конструкций позволяет перенести со строительной площадки в заводские условия трудоемкие процессы, связанные с устройством кровли (комплексные плиты покрытия) и заполнением оконных, дверных и воротных проемов в ограждающих конструкциях.

В 1984 г. планируется увеличить объем выпуска сборных преднапряженных крупноразмерных («на пролет») плит, а также комплексных плит покрытий.

В ряде территориальных районов СССР из-за отсутствия природных запасов камня твердых пород производство бетона и железобетона обеспечивается только привозными крупными заполнителями (щебнем) с доставкой их иногда за 1000 км и более. Применение мелкозернистых бетонов, которые не требуют крупного заполнителя, позволяет не только уменьшить затраты на транспортирование заполнителей, но и снизить себестоимость выпускаемых из этих бетонов конструкций и изделий за счет применения местного песка. Несмотря на повышенный по сравнению с тяжелыми бетонами расход цемента (в среднем

около 100 кг/м³ для бетонов марок М200—М300), общая стоимость конструкций и изделий из мелкозернистых бетонов снижается на 15—30% по сравнению с аналогичными конструкциями из тяжелого бетона на щебне. Экономический эффект зависит от региональных условий строительства, крупности и чистоты мелкого заполнителя, а также от конкретно-го типа конструкций или изделий.

В последние годы в стране средняя марка выпускаемого цемента удерживается на уровне 408. Планируется, что в 1984 г. она сохранит достигнутое значение. При этом удельный вес выпуска цемента марки 500 и выше составит 21,5%, т.е. около 27 млн. т, в том числе марок 550 и 600 — более 1,5 млн. т.

Однако расход цемента в промышленности сборного железобетона, а также товарного бетона и растворов продолжает оставаться высоким и превышает действующие нормативы. Одной из основных причин перерасхода цемента является несоответствие качества и структуры применяемых цементам требованиям современной технологии бетонов. В частности, недостаточен выпуск быстротвердеющих, специальных, а также низкотемпературных цемента для приготовления кладочных и штукатурных растворов, что вызывает необходимость расходовать не по назначению на эти цели цементы марок 400, 500, 550 и 600.

Другим основным исходным материалом, используемым для изготовления железобетонных конструкций и изделий, является арматурная сталь. Сложившаяся структура производства и потребления арматурной стали, особенно высокоэффективной, не в полной мере отвечает возросшим техническим возможностям промышленности сборного железобетона. Из года в год Минчермет СССР не обеспечивает поставку примерно 2 млн. т высокоэффективной стержневой арматурной стали классов А-III и выше, высокопрочной проволоки и арматурных канатов, что приводит к уменьшению на 6—8% средневзвешенного предела прочности применяемой арматуры и, следовательно, к дополнительному расходу, как минимум, 0,8—1 млн. т натуральной стали.

В стране все еще велик объем железнодорожных перевозок сборных железобетонных конструкций и изделий. Ежегодно их перевозится около 40 млн. м³, или более 30% годового объема производства. Средняя дальность перевозок составляет более 800 км. В результате транспортирования ежегодно выбраковывается 1—20% перевезенных конструкций и изделий, что превышает 0,5 млн. м³. Необходимо, чтобы министерства и ведомства страны совместно с госпланами союзных республик ежегодно составляли схемы направлений грузопотоков железобетонных конструкций и изделий и исключали неоправданные их перевозки.

Реализация заданий научно-технического прогресса в области бетона и железобетона в 1984 г. и пятилетки в целом неразрывно связана с экономным и рациональным использованием материальных ресурсов. Трудящиеся нашей страны, молотом сплоченные вокруг ленинской Коммунистической партии, полны решимости приложить все свои силы и энергию для успешного выполнения и перевыполнения планов четвертого года одиннадцатой пятилетки.

УДК 624.012:691.328:666.981.45

Г. К. ХАЙДУКОВ, д-р техн. наук, Е. К. КАЧАНОВСКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Особенности расчета и конструирования армоцементных конструкций

В настоящее время проектирование армоцементных конструкций осуществляется согласно СН 366-77. В 1983 г. НИИЖБ при участии НИИСК, ЛенЗНИИЭП Госгражданстроя и других организаций разработал проект СНиП 2.03.03 по проектированию армоцементных конструкций, в котором учтены исследования последних лет.

Сетчатое армирование и мелкозернистый бетон придают армоцементу свойства, характерные для более однородного композиционного материала, чем обычный железобетон. Наиболее эффективными являются армоцементные конструкции с комбинированным армированием, в которых главные усилия растяжения воспринимаются в основном концентрированной арматурой (рис. 1). Сетчатое армирование учитывается в расчете на эти усилия и воспринимает растяжение в остальных частях конструкций. Для армоцементных конструкций характерны

замедленное раскрытие трещин в упруго-пластической стадии работы и пластическое разрушение.

Особенность армоцемента заключается также в малой величине защитного слоя бетона для сетчатого и стержневого армирования. По действующим нормам, защитный слой бетона должен быть не менее 4 мм для сеток и 8 мм для стержневой. Соблюдение столь малого защитного слоя (с отклонениями при формовании менее ±1—2 мм) обеспечивается технологически. Допустимость малого защитного слоя бетона для защиты арматуры от коррозии объясняется повышенной плотностью бетонной смеси (водопоглощение ≤ 8%), наличием частых сеток в защитном слое для стержневой арматуры, препятствующей появлению в нем усадочных и значительному раскрытию мелких трещин.

З разработанных в 1983 г. проектах СНиП 2.03.03 и 2.03.11 допускается применение армоцементных конструкций в слабоагрессивной газовой среде с защитой сеток и арматуры оцинкованием, антикоррозионной окраской, поверхностным покрытием и в слабоагрессивной твердой среде с защитой сеток и арматуры оцинкованием и дополнительным покрытием. Экспериментами установлено, что наружные кровельные и ограждающие армоцементные элементы, удовлетворяющие требованиям к плотности мелкозернистого бетона, толщине защитного слоя и трещиностойкости, можно применять с неоцинкованной сетчатой арматурой и без рулонной гидроизоляции или окрасочных покрытий.

Для армоцементных конструкций устанавливаются две категории трещиностойкости, когда не допускается раскрытие трещин и когда оно допускается в определенных пределах. Длительное раскрытие трещин допускается a_{arc2} в пределах 0,03—0,06 мм во влажных условиях и до $a_{arc2} = 0,15$ мм в случае эксплуатации элементов внутри отапливаемых помещений с относительной влажностью воздуха менее 60%. Кратковременное раскрытие

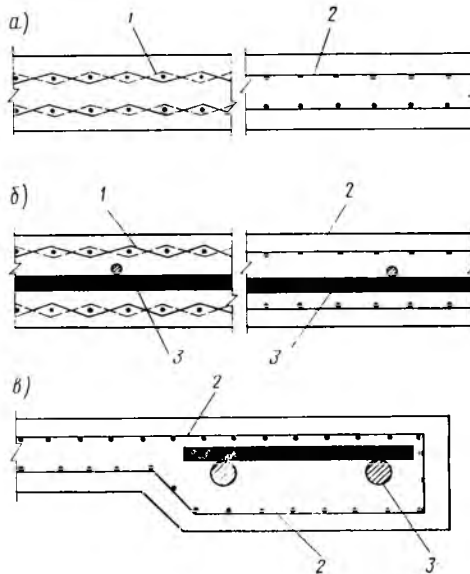


Рис. 1. Армирование армоцементных конструкций

а — сетчатое; б — комбинированное; в — с утолщением; 1 — частые тонкие тканые сетки; 2 — частые тонкие сварные сетки; 3 — стержневая или проволоочная арматура

трещин допускается в диапазоне 0,06—0,12 мм, а при относительной влажности воздуха менее 60% $a_{arc} \leq 0,2$ мм.

В работе [1] изучено временное сопротивление разрыву отожженной низкоуглеродистой проволоки диаметром 0,6, 1 и 1,2 мм, применяемой на пяти заводах для изготовления частых тканых сеток. Средние арифметические значения величин сопротивления разрыву X равны соответственно 381, 380 и 365 МПа, среднее квадратичное отклонение $\sigma = \pm 28, 35,2$ и 28,7 МПа. За нормативное сопротивление проволоки принят, как обычно, браковочный минимум со степенью надежности 0,95, т. е. $X - 1,64\sigma$, или для образцов из проволоки диаметром 0,7, 1 и 1,2 мм соответственно 335, 322 и 318 МПа.

Поскольку испытания проволоки осуществляются на стандартных образцах длиной 10 см, а в реальных условиях достижение текучести (и тем более разрыва) множества тонких проволок происходит в стесненных условиях, т. е. одновременно в зоне трещины на коротком участке нарушенного сцепления, равном двум ячейкам сетки (1,5—2 см), то вероятность достижения предельного состояния всех пересекающих трещину проволок меньше, чем для одной проволоки с длинным участком нарушенного сцепления. Нормативное сопротивление сетчатой арматуры в армоцементе с учетом этих условий больше. Полагая, что трещину в растянутой зоне армоцементного элемента пересекает не менее 40—50 проволок частой сетки, среднее квадратичное отклонение $\sigma_d = \frac{\sigma}{\sqrt{40}}$ и опытный образец проволоки состоит из 5 коротких (по 2 см) участков (значение интеграла вероятности $0,95^5 = 0,773$, а нормативное отклонение $t = 1,21$), когда $R_m = \bar{X} - 1,21\sigma_d$. Коэффициент условий работы сетки определяется из отношений:

$$m_d = \frac{\bar{X} - 1,64\sigma}{\bar{X} - 1,21\sigma_d}$$

$$m_{d=0,7} = \frac{375,6}{335} = 1,12;$$

$$m_{d=1} = \frac{373,7}{322} = 1,16;$$

$$m_{d=1,2} = \frac{359,6}{318} = 1,13.$$

Принимая с некоторым запасом $m_d = 1,1$ временное сопротивление проволоки $R_{1,2} = 318$ МПа, расчетное сопротивление сетки по ГОСТ 12184—66* в армоцементных конструкциях

$$R_m = \frac{318 \cdot 0,8 \cdot 1,1}{1,1} = 253,3 \approx 250 \text{ МПа.}$$

Величина R_m включена в проект СНиП 2.03.03.

Для армоцементных конструкций применяются тканые сетки по ГОСТ 12184—64 и сварные сетки по ТУ 14-4-713-76 с ячейкой $7 \times 7 - 12,5 \times 12,5$ мм и проволока диаметром 0,7—1,1 мм. Модуль упругости сеток $E_m = 1,5 \cdot 10^5$ МПа.

Для конструктивного армирования можно также использовать плетеные и другие частые стальные сетки (с ячейками не более 10 мм и диаметром проволоки до 1,1 мм). Для таких конструкций применяется мелкозернистый бетон на кварцевом песке крупностью меньше 5 мм вида А, В с $M_{кр} \geq 2,1; \leq 2,1; \geq 1$. По прочности на сжатие применяется бетон классов В_c20—В_c50, по прочности на растяжение от В_t1,6 до В_t2,4, марка по морозостойкости от F 100 до F 400 и марка по водонепроницаемости W6, W10 и W12. За предел прочности бетона на сжатие в сжатых, внецентренно сжатых и изгибаемых элементах целесообразно принимать призменную прочность бетона R_b .

Начальные модули упругости мелкозернистого бетона E_b , согласно СНиП 2.03.01, на 25—30% меньше начального модуля обычного тяжелого бетона той же характеристики по прочности.

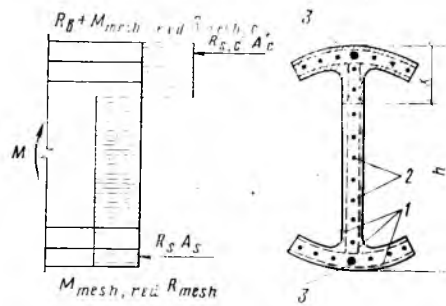


Рис. 2. Схема внутренних усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси элемента, при расчете по прочности 1 — сетки; 2 — стержневая или проволочная арматура, приведенная к равномерно распределенной по сечению элемента; 3 — сосредоточенная стержневая или проволочная арматура

Особенность тонкостенных армоцементных конструкций — в форме их поперечного сечения. Предположение расчетного сечения из прямоугольных участков и прямоугольных эпюр напряжений в сжатой зоне и в растянутой арматуре сечений значительно упрощает расчет армоцементных элементов по первому предельному состоянию (рис. 2).

При расчете армоцементных конструкций по прочности сечения ненапрягаемая и напрягаемая стержневая и проволочная арматура, если она расположена по сечению достаточно равномерно и расстояние между стержнями или проволокой не превышает $10t$ (t — толщина полки или стенки сечения), учитывается введением приведенного коэффициента дис-

персного армирования по формуле (1) в зависимости от соотношения их расчетных сопротивлений

$$\mu_{m1} = \mu_m + \mu_s \frac{R_s}{R_m} + \mu_p \frac{R_p}{R_m}, \quad (1)$$

где μ_m — коэффициент сетчатого армирования;

$$\mu_m = \frac{A_m}{t};$$

μ_s, μ_p — коэффициенты армирования стержневой или проволочной арматурой ненапряженной и преднапряженной:

$$\mu_s = \frac{A_{s1}}{A_b}; \quad \mu_p = \frac{A_{p1}}{A_b},$$

причем A_m — площадь сечения проволок сеток на единицу длины, $\text{см}^2/\text{см}$; t — толщина рассматриваемого участка, см ; A_b — площадь участка рассматриваемого сечения, см^2 ;

A_{p1} — площадь сечения арматуры ненапряженной и преднапряженной, равномерно распределенной на рассматриваемом участке;

R_m — расчетное сопротивление сетки; R_s, R_p — расчетное сопротивление арматуры ненапряженной и преднапряженной.

Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии, производится в зависимости от относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_b , определяемой из условия равновесия, и граничного значения относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/h$. Например, при расчете элементов с двутавровым поперечным сечением, армированных сетками и часто расположенными стержнями (рис. 3), когда граница сжатой зоны проходит в полке $\xi h \leq \xi'_f$, т. е. удовлетворяется условие (2)

$$R_{c1} A_{bfc} \geq R_m \mu_{mf1} A_{bft} + R_m \mu_m A_{bfw}, \quad (2)$$

предельный момент может быть найден из выражения

$$M \leq R_m \mu_{mf1} A_{bft} \left(h - \frac{t_{ft} + t_{fc}}{2} \right) + R_m \mu_{mw1} A_{bw} \left(\frac{h_w + t_{fc}}{2} \right), \quad (3)$$

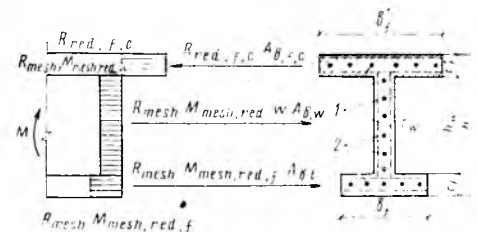


Рис. 3. Схема усилий и эпюра напряжений в изгибаемых элементах двутаврового сечения при $\xi h \leq \xi'_f$

1 — тонкие сетки; 2 — стержневая или проволочная арматура, приведенная к равномерно распределенной по сечению

где $R_{cf1} = R_b + R_{mc} \mu_{mf1}$;

$$A_{bfc} = b_f^2 t_f^2;$$

$$A_{bft} = b_f t_f;$$

$$A_{bw} = t_w h_w.$$

Прочность по наклонному сечению [2] на действие поперечной силы Q в проекте СНиП 2.03.03 предлагается определять из условия равновесия (4)

$$Q = Q_b + Q_m. \quad (4)$$

Здесь усилие, воспринимаемое бетоном в наклонной трещине

$$Q_b = \frac{0,75 R_{bt} b_f^2 h^2}{a_q},$$

где b_f , h — ширина и высота элемента в рассматриваемом сечении; a_q — проекция наклонной трещины.

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными вертикальными проволоками сетки, пересекающими наклонную трещину,

$$Q_m = q_{mw} a_q,$$

где q_{mw} — усилие, воспринимаемое вертикальными стержнями на длине l см.

Суммарная поперечная сила в сечении равна прочности наклонного сечения.

Для определения деформаций армоцементных конструкций без трещин армирование приводится к бетонному сечению с учетом соотношения модулей упругости мелкозернистого бетона, а при установлении напряжений в арматуре для расчета ширины раскрытия трещин бетонное сечение приводится к сплошному стальному заменяющему сечению.

Результаты исследований [3, 4] свидетельствуют о том, что суммарные деформации преднапряженных армоцементных элементов от усадки и ползучести зависят от степени армирования сетками. Например, эти деформации при $\mu_m = 0,7\%$ и $\mu_m = 2\%$, а в сравнении с полными деформациями при одинаковом стержневом армировании уменьшаются соответственно на 8 и 22%.

Потери преднапряжения от усадки в армоцементных конструкциях также зависят от сетчатого армирования и составляют при $\mu_m = 0,7\%$ — 94 МПа, при $\mu_m = 2\%$ — 80 МПа. По сравнению с потерями в конструкциях, армированных только стержнями, потери преднапряжения от усадки армоцемента меньше соответственно на 14 и 26%. Потери преднапряжения арматуры от ползучести мелкозернистого бетона в сумме с потерями от быстронатекающей ползучести также зависят от сетчатого армирования: при $\mu_m = 0,7\%$ — 131 МПа, при $\mu_m = 0,2\%$ — 95 МПа. По сравнению со стержневым армированием потери преднапряжения от ползучести в армоцементе соответственно меньше на 9 и 34%.

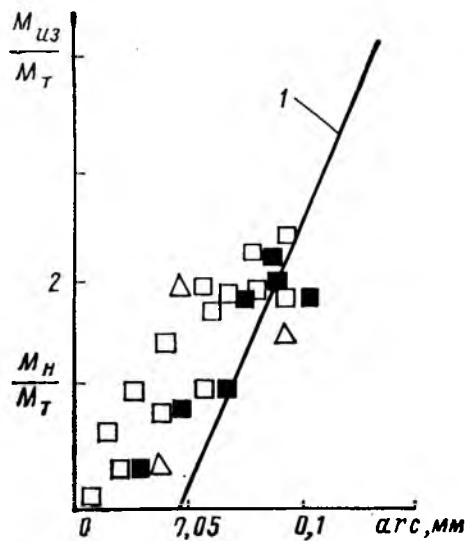


Рис. 4. Сопоставление расчетного раскрытия трещин с опытным

△ — опыты НИИЖБ; □ — опыты НИИСК; ■ — комбинированное армирование; 1 — расчетное по проекту СНиП 2.03.03

Для армоцементных конструкций с сетчатым армированием ширина раскрытия трещин a_{arc} определяется с учетом того, что зона нарушенного сцепления, как правило, равна двум ячейкам сетки.

Тогда

$$a_{arc} = \eta_m \eta_{abs} \frac{\sigma_m}{E_m} S_m, \quad (5)$$

где $\eta_m = 3$ при сварных сетках; $\eta_m = 3,5$ при тканых сетках; $\eta_{abs} = 1$ при кратковременных нагрузках; $\eta_{abs} = 1,5$ при длительных нагрузках; σ_m — напряжение в сетках в растянутой зоне сечения, вычисляемое для растянутой грани приведенного стального сечения; E_m — модуль упругости сеток; S_m — шаг вводимых в расчет проволок в сетках.

В результате сравнения теоретических и опытных величин установлено удовлетворительное совпадение в пределах нормативной нагрузки (рис. 4).

Для определения ширины раскрытия трещин в армоцементных конструкциях с комбинированным армированием применена формула (6), принятая для железобетонных конструкций, дополненная коэффициентами, учитывающими особенность таких конструкций:

$$a_{arc} = \Phi \Phi_c \gamma_m \eta_m \frac{\sigma_m}{E_{m1}} \times 20 (3,5 - 100 \mu_{mt1}) \sqrt{d_s}, \quad (6)$$

где $\Phi = 1$ — для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов; $\Phi = 1,2$ — для растянутых элементов; $\Phi_c = 1$ — при учете кратковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок; $\Phi_c = 1,5$ — при многократно повторных нагрузках, а также при продолжительном действии постоянных и длительных нагрузок для бетона группы А; γ_m — коэффициент, зависящий от величины сетчатого армирования растянутой зоны элемента:

при $0,4\% < \mu_{m1} < 1\%$ — 4,5;

» $1\% < \mu_{m1} < 2\%$ — 3;

» $\mu_{m1} > 2\%$ — 1,5;

$\eta_m = 0,8$ — при сварных сетках; $\eta_m = 1$ — при тканых сетках; σ_m — напряжение в сетках; μ_{m1} — коэффициент приведенного армирования растянутой зоны $\leq 0,02$;

$$E_{m1} = \frac{E_m \mu_m + E'_s \mu_s}{\mu_m + \mu_s}. \quad (7)$$

Для расчета перемещений армоцементных конструкций можно использовать общий метод строительной механики. Кривизна элемента определяется как сумма

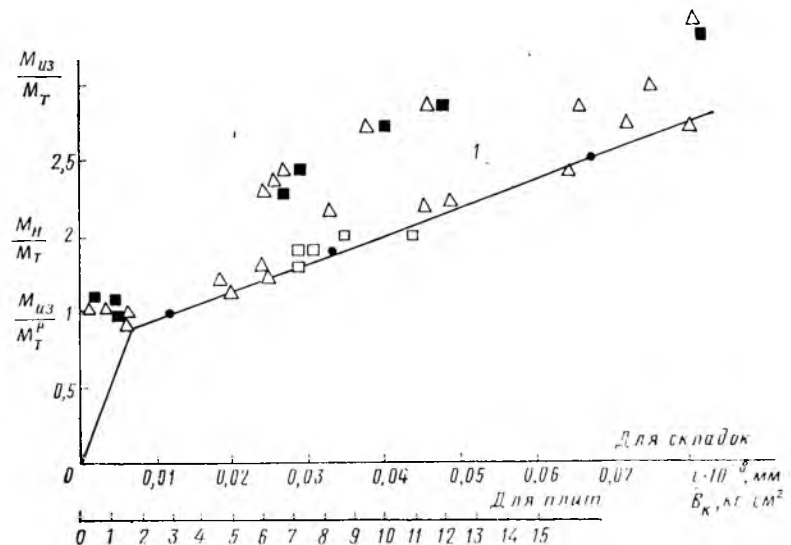


Рис. 5. Сопоставление расчетных прогибов с опытными

△ — опыты НИИЖБ (складки); □ — опыты НИИСК (плиты); ● — опыты НИИСФ (складки); ■ — комбинированные кривые; 1 — см. по рис. 4

соответствующих жесткостям кривизн по формуле (8). В случае преднапряжения суммарная кривизна уменьшается на кривизну выгиба от усилия преднапряжения.

Для изгибаемого армоцементного элемента

$$\rho = \frac{M_{arc}}{B_1} + \frac{M_{сер} - M_{arc}}{B_2}, \quad (8)$$

где $M_{сер}$ — изгибающий момент от всей внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного сечения, нормальным к про-

дольной оси элемента при образовании трещин; B_1 — жесткость сечения: $B_1 = = 0,85 E_b I_1$;

$$B_2 = K B_1,$$

причем K — коэффициент снижения жесткости элемента в зависимости от вида и количества сетчатого и стержневого армирования.

Прогиб изгибаемых элементов подсчитывается по известной зависимости

$$f = \int M(X) \rho(X) dX.$$

Сравнение теоретических и опытных

значений прогибов свидетельствует об их удовлетворительном совпадении в пределах нормативных нагрузок (рис. 5).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рожненко М. Д. Тканые сетки для армоцементных конструкций. — Бетон и железобетон, 1984, № 3.
2. Хайдуков Г. К., Качановский Е. К., Абдельхафез А. Исследование прочности конструкций, армированных сварными сетками. — В реф. сб. ЦИНИС. М., 1970, вып. 6.
3. Лысенко Е. Ф., Яковец Н. М. Падение предварительного напряжения в армоцементных комбинированно-армированных элементах. — В кн.: Расчет строительных конструкций и сооружений. М., МИСИ, 1983.
4. Дараган К. А., Москвич В. К. Нормирование усадки и ползучести мелкозернистых бетонов и железобетонных конструкций. Прочность и надежность строительных конструкций. Краснодар, 1981.

УДК 69.024.4:691.328:666.981

Б. А. МИРОНКОВ, канд. техн. наук, Б. К. НЕОФИТОВ, П. В. МИНИНА, инженеры (ЛенЗНИИЭП)

Типовые пространственные армоцементные конструкции покрытий для залов

Проектирование пространственных конструкций покрытий для зальных помещений общественных зданий ведется с учетом архитектурно-планировочных решений. Отвечая в первую очередь функциональным требованиям различных типов зданий с зальными помещениями (зрелищные, спортивные, торговые, общественного питания и др.), они направлены на придание сооружению индивидуальности и архитектурной выразительности. Это заключается в стремлении архитекторов обеспечить свободную планировку зала как в горизонтальном, так и в вертикальном членении, не ограниченную типовыми конструкциями, выпускаемыми

строительной индустрией с принятыми модульными шагами, кратными 3—6 м.

Усилия проектировщиков, занятых созданием пространственных конструкций для зальных помещений, в последнее время были направлены на преодоление противоречия между архитектурными требованиями и возможностями предприятий, выпускающих изделия для массового строительства. Проекты, разрабатываемые в СКО по пространственным конструкциям ЛенЗНИИЭП, предусматривают наличие на заводе, выпускающем элементы покрытий, матриц лишь одного типа, в которых можно изготовлять унифицированные элементы различных раз-

меров. Это позволяет создавать индивидуальные архитектурные композиции при ограниченном объеме.

В настоящее время разработаны на стадии рабочих чертежей, проверены в экспериментальном строительстве и утверждены Госгражданстроем в качестве типовых три конструкции, предназначенные для зальных помещений:

унифицированные складчатые конструкции покрытий пролетами 9—18 м;

унифицированные сводчатые конструкции пролетами 24—42 м;

плиты регулярной структуры из армоцементных элементов пролетами 12—18 м.

В основу проекта унифицированных складчатых конструкций (серия 1.266.1-3) положены два типа складок — из армоцемента и из железобетонных сборных элементов. Складки из армоцемента выполняют на всю длину пролета шириной 2 м. Они имеют закрытое поперечное сечение, что позволяет использовать в покрытии преимущества плоской кровли и в то же время включить верхнюю плиту в работу конструкции (рис. 1). Складки из армоцемента с преднапряженной арматурой изготовляют на плоских формах-матрицах. После бетонирования изделиям придают требуемое по проекту складчатое очертание. На незатвердевший цементно-песчаный раствор устанавливают плоскую плиту, образующую закрытое сечение складки. В таком виде бетон в конструкции набирает необходимую прочность.

Несколько менее эффективным по технико-экономическим показателям, но ва-

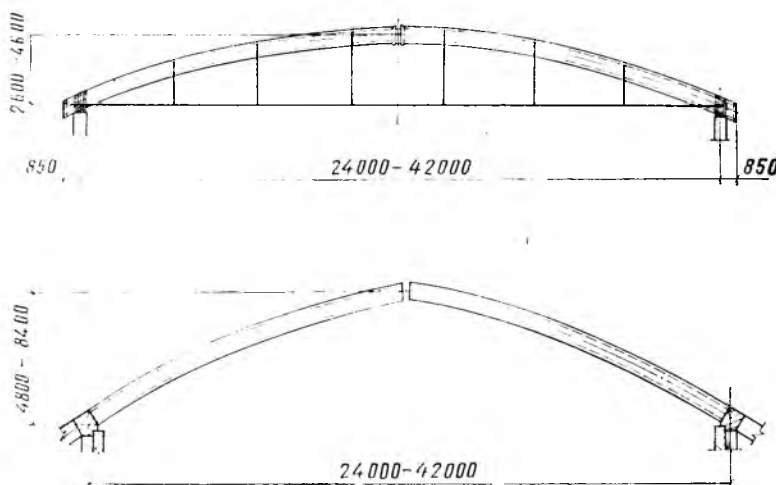


Рис. 1. Схемы волнистых сводов из армоцементных элементов (типовой проект серии 1.266.1-2)

риабельным решением представляется конструкция железобетонных складок, разработанная для тех же пролетов (9—18 м). Для этих конструкций на заводе изготавливают клюшкообразные элементы, которые после соединения сваркой образуют складчатые элементы требуемых размеров. Эти элементы выпускают в одной форме-матрице, разработанной таким образом, чтобы после установки ограничителей можно было вырывать геометрические параметры элемента. Такое конструктивное решение дает возможность выполнять покрытия с различным обрезом консолей, выходящих на фасад здания, перекрывать помещения с переменным расстоянием между сторонами, а также с произвольной (не прямоугольной) конфигурацией в плане. Стыкованием разных по ширине и высоте элементов складок можно получать весьма интересные пластические композиции экстерьеров и интерьеров сооружений, а также устраивать световые проемы между складками.

Типовой проект складчатых конструкций рассчитан на применение в различных климатических районах страны, в том числе в Сибири и на Крайнем Севере, а также в сейсмических районах.

Накоплен большой опыт применения железобетонных складок в экспериментальном строительстве на различных объектах Ленинграда: в спортивных и зрелищных залах, павильонах и т. д. (см. рис. 2 на обложке).

В типовом проекте серии 1.266.1-2 представлены унифицированные сводчатые конструкции для залов с пролетами 24—42 м. Своды образуются из армоцементных элементов волнистого поперечного сечения высотой 600 мм, шириной 2 м. Элементы выполняют методом послойного виброформования, предусматривающего механизированную укладку арматуры и цементно-песчаного раствора и обеспечивающего необходимое качество изделия при малой толщине (20 мм).

Каждая арка свода шириной 2 м образуется из двух элементов, причем если для пролета 42 м принято круговое очертание свода, то для меньших пролетов — стрельчатое (рис. 2).

Своды рассчитаны по двухшарнирной схеме, опирание может осуществляться как на опорные балки, так и на отдельно стоящие фундаменты.

Монтаж таких покрытий выполняют с применением одной передвижной опоры посередине пролета или стационарной монтажной при сборке свода в одном из торцов зала и последующей его надвигке лебедками в проектное положение.

Сводчатые покрытия пролетами до 42 м можно использовать в различных климатических районах страны, в том

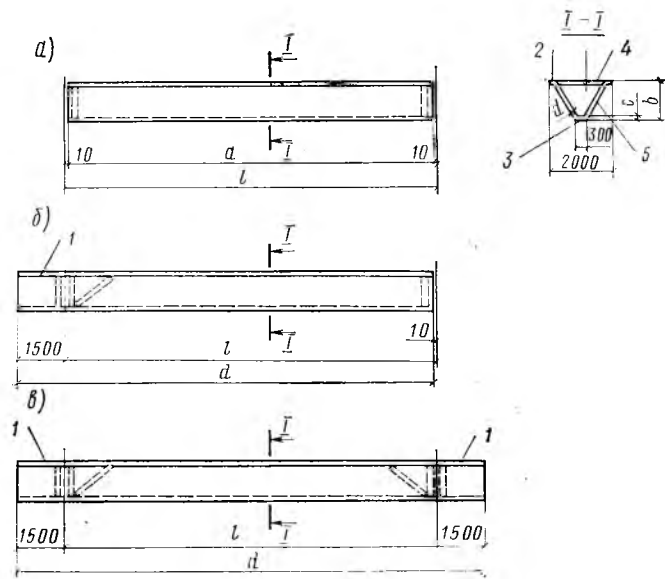


Рис. 2. Схемы унифицированных складчатых конструкций из армоцемента и из железобетонных сборных элементов (типовой проект серии 1.266.1-3)

Складки: а — без консолей; б — с одной консолью; в — с двумя консолями; 1 — консоль; 2 — верхняя полка; 3 — нижняя полка; 4 — плита; 5 — наклонная грань

числе в районах с повышенной сейсмичностью. В настоящее время построены теннисные корты в Минске и Ленинграде, а также возведены армоцементные волнистые своды различных гражданских и промышленных сооружений (см. рис. 1 на обложке).

Третий типовый проект (серия 1.260-1) предусматривает применение для зальных помещений покрытий в виде плиты регулярной структуры из армоцементных элементов. Это конструктивное решение, в основе которого лежат всего два элемента — пирамидальный и ребристая плита с размерами в плане $1,5 \times 1,5$ м, в наибольшей степени допускает произвольное очертание перекрываемого зала, отход от стандартного модуля 6 м и переход к модулю 1,5 м. К преимуществам таких покрытий относятся их малая строительная высота (в пределах 1 м), плоская кровля, возможность размещать между пирамидальными элементами необходимые технологические коммуникации, возможность устройства в покрытии зенитных фонарей, а также хорошие акустические данные конструкции без применения специальной обработки поверхности.

Пирамидальный элемент представляет собой армоцементную квадратную в плане пирамиду с основанием $1,5 \times 1,5$ м. Высота пирамиды 900 мм, толщина граней 15 мм. По контуру основания и в местах перелома граней элемент имеет ребра.

Ребристые плиты выполнены со скошенными углами, из которых выступают арматурные стержни, служащие для соединения плиты с вершинами пирамидальных элементов. Высота ребер плиты 100, толщина 15 мм.

Сборку элементов в пространственные монтажные блоки 3×9 или 3×12 м производят на специальном кондукторе. При этом сваривают нижние закладные части пирамидальных элементов и устанавливают верхние ребристые плиты. Масса такого блока не превышает 8 т.

Экспериментальное строительство, осуществленное в Ленинграде, позволило отработать на экспериментальном заводе Главленинградстроя технологию изготовления конструкций и решить все вопросы, связанные с их возведением. Опыт, полученный при внедрении покрытий с различными условиями опирания и архитектурно-планировочными решениями, дал возможность разработать в СКО типовой проект конструкций плит регулярной структуры для зальных помещений общественных зданий. Их выпуск предполагается в Ереване, Запорожье, Сочи, Ташкенте и других городах нашей страны.

Разработанные на стадии типовых проектов конструкции покрытий из армоцемента и железобетона пролетами 9—42 м с успехом применяются для зрелищных, спортивных, административных, торговых, учебных и других сооружений. Они дают возможность получать различные объемно-планировочные решения с произвольными планами, разнообразить архитектуру сооружений во взаимосвязи с конструктивными формами, получать высокоэффективные технико-экономические характеристики сооружений.

Экономический эффект от внедрения новых типов пространственных конструкций, предназначенных для зальных помещений, даже при внедрении их ежегодно в объеме 100 тыс. м² превысит 1 млн. р.

Армоцементные конструкции для промышленного строительства

НИИСК разработал армоцементные конструкции для объектов массового строительства, конструктивные решения которых соответствуют условиям механизированного изготовления. Более чем 20-летний опыт исследования и эксплуатации свидетельствует о том, что только механизированное изготовление армоцементных конструкций позволяет достигнуть хорошего качества, долговечности и экономичности.

Для основных и вспомогательных помещений промышленных предприятий совместно с Киевским Промстройпроектом разработаны армоцементные перегородки — волнистые, ребристые двойные и ребристые одинарные (рис. 1). Номенклатура ребристых панелей перегородок включает изделия длиной 2,5—7,2 и 7,2—12 м при одинаковой ширине. Одна поверхность панелей гладкая, другая имеет продольные и поперечные ребра. Толщина плиты принята 20 мм, поперечные ребра, расположенные с шагом 1,5 м, имеют треугольное сечение высотой 30 мм, продольные — трапециевидное высотой 120 мм — для панелей длиной до 7,2 м и 200 мм — для панелей длиной до 12 м.

Панели изготавливают из мелкозернистого бетона марки М300. Плиту панели армируют тканой сеткой по ГОСТ 3826—82, продольные ребра — плоскими каркасами с продольными стержнями из арматуры класса А-III, поперечные ребра — отдельными стержнями из арматуры класса Вр-I. К торцам стержней, армирующих поперечные ребра, приварены стальные пластины, предназначенные для заанкеривания стержней и для соединения панелей при монтаже. Для распалубки и монтажа панелей в продольных ребрах предусмотрены закладные трубки.

Для одно- и многоэтажных зданий принята унифицированная конструктивная схема перегородок. Панели устанавливаются вертикально, при этом нижний конец заделывается в бетонную подготовку под полы, верхний опирается на металлический или железобетонный прогон, прикрепленный к элементам покрытия (перекрытия). Применение армоцементных панелей по сравнению с железобетон-

ными позволяет снизить массу перегородок на 50%, расход стали на 30—50%, стоимость на 15—20%. Армоцементные перегородки использованы при строительстве в Киевской области (более 20 тыс. м²).

Для одноэтажных бесфонарных зданий текстильных предприятий с сеткой колонн 12×18 м совместно с ГПИ-5 разработаны подвесные потолки из армоцементных панелей-оболочек и панелей-складок. Основной конструктивный элемент подвесного потолка — рядовая панель-оболочка представляет собой гладкую цилиндрическую оболочку средней длины, укладываемую выпуклостью вверх и имеющую продольные борта и торцовые опорные ребра-диафрагмы.

Панели из мелкозернистого бетона марки М300 имеют размер в плане 2,4×5,8 м, высоту 0,3 м, толщину плиты оболочки 20 мм, высоту продольных бортов 120 мм, торцовых ребер 50—80 мм.

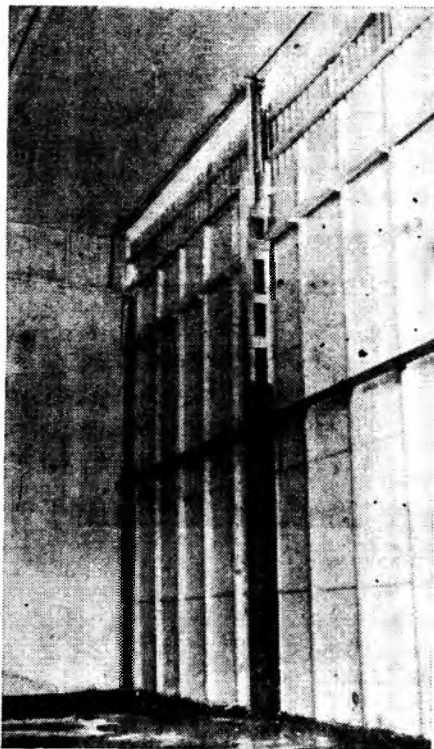


Рис. 1. Фрагмент армоцементной перегородки из ребристых панелей

Оболочки армированы двумя слоями тканой сетки по ГОСТ 3826—82 и сварной сеткой из проволоки Вр-IØ3 мм, располагаемой в срединной поверхности. Продольные и торцовые диафрагмы армируют сварными каркасами из стали классов А-II и А-III. Для соединения панелей между собой и с балками в ребрах предусмотрены закладные детали. Для подъема панелей служат потайные монтажные петли с падающими кольцами, располагаемые в торцовых диафрагмах.

Часть панелей выполнена с одним или двумя проемами диаметром 660 мм для пропуска приточно-вытяжной вентиляции.

Доборные панели размером 5,8×1,5 м, укладываемые в местах примыкания потолка к поясам ферм, представляют собой половину основной панели, ограниченную продольным ребром высотой 300 мм. Армирование их аналогично армированию основных панелей.

Преднапряженные железобетонные балки пролетом 12 м, служащие для опирания на них панелей-оболочек, имеют тавровое сечение с полкой в растянутой зоне и с помощью специальных стальных подвесных опор крепятся к нижнему поясу ферм с шагом 6 м.

В случае необходимости устройства акустической подшивки к панелям-оболочкам и балкам на системе подвесок крепят звукопоглощающую облицовку.

Для улучшения эксплуатационных свойств подвесных потолков и возможности использования легкого колесного транспорта при их обслуживании разработаны панели-складки с горизонтальной верхней гранью шириной 1,2 м. Размеры в плане панелей-складок такие же, как и панелей-оболочек; высота 25 мм. Грань складки армируют одной тканой сеткой и сварной сеткой из проволоки Вр-IØ3 мм.

Акустическая облицовка панелей осуществляется приклейкой звукопоглощающих плит к плоским граням складки.

Панели — оболочки и складки транспортируют в специальных контейнерах, монтаж производят обычными подъем-

ными механизмами одновременно с основным каркасом здания.

Армоцементные потолки смонтированы на Донецком и Тираспольском хлопчатобумажных комбинатах, Макеевской ХПФ и других объектах легкой промышленности. Общая площадь армоцементных потолков достигла 700 тыс. м², при этом масса зданий снижена на 70 тыс. т, сэкономлено около 20 тыс. м³ бетона, 2,5 тыс. т стали и около 2 млн. р. капиталовложений.

Для складских зданий и вспомогательных производств промышленных предприятий можно использовать сводчатые здания, собираемые из армоцементных цилиндрических панелей-оболочек. Такие здания применимы также для сельского строительства (рис. 2).

При сборке панелей-оболочек образуются трехнаправленные своды с конструктивными шарнирами в пятах и в коньке. Из однотипных панелей монтируют своды пролетом 18, 21 и 24 м со стрелой подъема соответственно 9, 7,2 и 6 м.

Армоцементная панель-оболочка из мелкозернистого бетона марки М300 размером 3×12,7 м представляет собой ребристую конструкцию с гладкой наружной поверхностью, очерченной по дуге окружности радиусом 14,69 м. Панель имеет продольные несущие ребра высотой 380 мм, торцовые и промежуточные подкрепляющие ребра высотой 120 мм, располагаемые с шагом 1 м. Толщина оболочки 15 мм. Оболочка армируется одной тканой сеткой, располагаемой в срединной поверхности, продольные и торцовые ребра — плоскими сварными каркасами, поперечные ребра — одиночными стержнями.

Панели-оболочки могут быть глухими, с проемами для зенитных фонарей или окон с вертикальным остеклением, для установки вентиляционных шахт. В сводчатых зданиях возможно устройство боковых воротных проемов, подвеска подъемно-транспортных механизмов (однобалочных электрических кранов, тельферов).

Для перевозки панелей-оболочек автомобильным транспортом служат специальные опорные устройства, устанавливаемые на серийный полуприцеп-площадку.

Своды монтируют автомобильным или другим краном с использованием центральной монтажной опоры или двумя кранами без опоры.

Такие панели-оболочки при необходимости могут служить панелями на пролет. Для этого с помощью специальных вкладышей, устанавливаемых в форму, видоизменяются торцы продольных ребер, к которым впоследствии крепят стационарные затяжки.

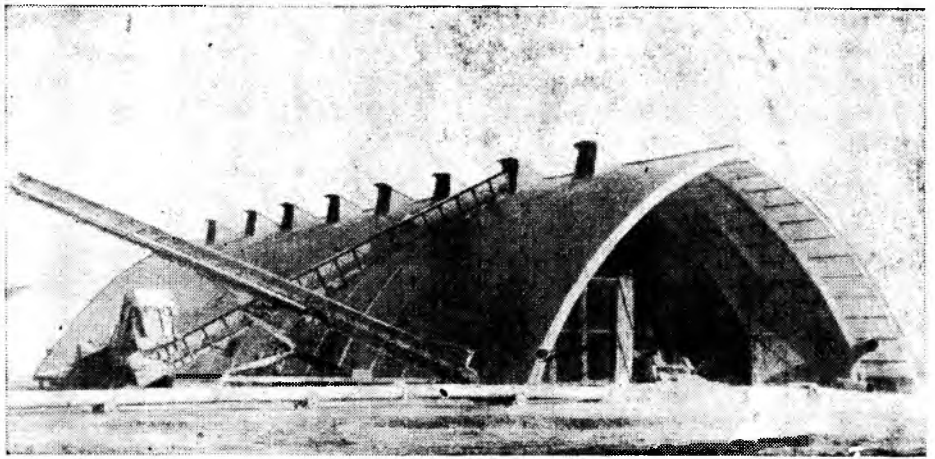


Рис. 2. Сводчатый склад хлопка-сырца из армоцементных панелей-оболочек

Во всех случаях конструкции панелей-оболочек повышенной заводской готовности: для неотапливаемых зданий на заводе на панель-оболочку наносят гидроизоляционное покрытие (мастичное или рубероидное), для отапливаемых — паро-, тепло- и гидроизоляцию.

Применение сводчатых зданий вместо традиционных из типовых железобетонных конструкций снижает расход стали на 15—20%, бетона на 15—20%, уменьшает стоимость строительства на 10—30% и сокращает сроки сооружения в 1,5—2 раза.

В последние два года в НИИСК разработана и исследована универсальная армоцементная конструкция для устройства перегородок, подвесных потолков, наружных стен неотапливаемых зданий, воздуховодов, покрытий навесов и т. д.

Универсальная панель из мелкозернистого бетона марки М300 представляет собой конструкцию П-образного сечения без поперечных и торцовых ребер. Ширина панелей 1190 мм, высота ребер 175 мм, толщина плиты 20 мм. В месте примыкания к ребрам плита утолщается до 45 мм.

Для армирования ребер панелей применяют плоские сварные каркасы, продольные стержни в которых из стали класса А-III, поперечные — из обыкновенной арматурной проволоки класса Вр-1. Плиты армируют одной тканой сеткой, располагаемой в срединной плоскости, утолщение плиты — отогнутыми стержнями из арматуры класса Вр-1, привариваемыми к каркасам ребер. Для распалубки, подъема и кантования панелей в ребрах служат отверстия. Для перегородок панели

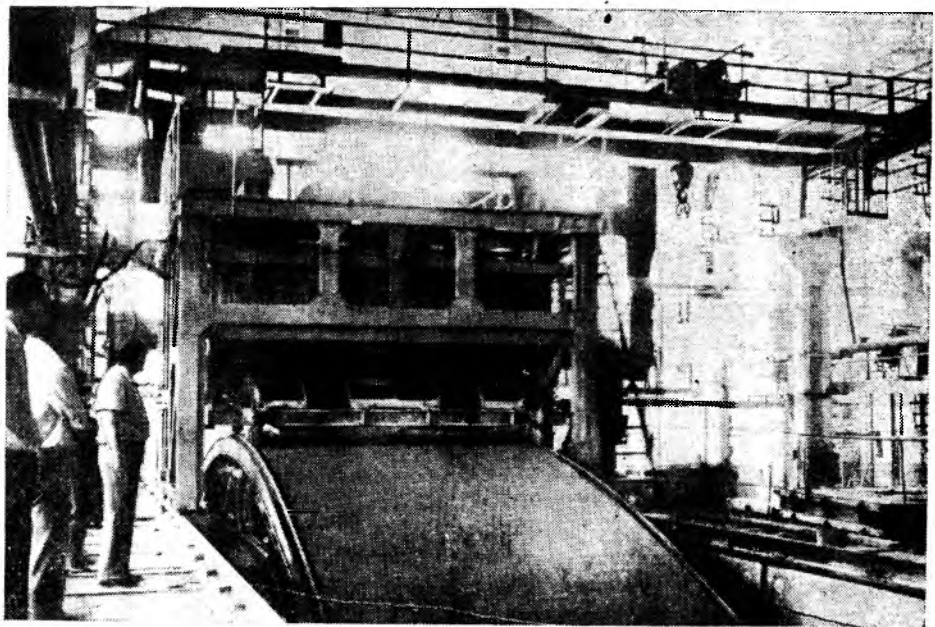


Рис. 3. Формование армоцементной сводчатой панели-оболочки

устанавливают вертикально и крепят так же, как в рассмотренном случае. В подвесных потолках панели укладывают ребрами вверх на полки ригелей каркаса. Совместная работа панелей обеспечивается сваркой их между собой накладками по верху ребер посередине пролета.

Из таких конструкций институтом ГПИ-5 запроектированы перегородки и подвесные потолки хлопкопрядильной фабрики в Брянске.

Все описанные конструкции изготовляют на механизированных технологических линиях: панели-оболочки сводчатых зданий — по стендовой технологии, остальные конструкции — по агрегатно-поточной.

Панели-оболочки и панели-складки подвесных потолков формируют методом стационарного виброштампования, другие конструкции — методом скользящего виброштампования (рис. 3).

При стационарном виброштамповании оснастка состоит из формы-матрицы и крышки. Армирование осуществляется пространственными каркасами, бетон раскладывается бетоноукладчиком. После заполнения формы-матрицы бетоном устанавливают крышку и форма поступает на виброплощадку. При уплотнении бетона используют гидравлический или гравитационный пригруз. После этого форма с крышкой подается в пропарочную камеру.

При скользящем виброштамповании укладка и уплотнение бетона в полке и ребрах конструкции выполняются формочной машиной (см. рис. 3). Одновременно осуществляется механизированное армирование полки тканой или сварной сеткой со строгой фиксацией ее в проектном положении по высоте сечения. Для термообработки изделий формы снабжены паровыми рубашками.

Опыт производства и применения армоцементных конструкций свидетельствует о том, что они не уступают по технологичности, качеству и надежности железобетонным и позволяют заметно снизить материалоемкость, трудоемкость и стоимость промзданий.

УДК 624.21:625.745.12:691.328:666.981

К. А. ДАРАГАН, канд. техн. наук, В. И. БОЖКОВ, В. И. СУДАКОВ, В. М. ТЕЛЯТНИКОВ, кандидаты техн. наук, В. Я. БОРОДИН, Н. А. ИВАНЕНКО, инженеры (Краснодарский политехнический ин-т)

Строительство автодорожных мостов с применением армоцемента

В Краснодарском политехническом институте исследованы тонкостенные несущие конструкции балочных автодорожных мостов, выполненных на основе мелкозернистого бетона. При этом изучали вопросы технологии изготовления, конструирования, поведения конструкций при воздействии длительных статических, кратковременных динамических и многократно повторных нагрузок.

В ходе опытного проектирования перекрытий пролетом 5—24 м были отобраны конструкции балочного типа, отвечающие предъявляемым требованиям (рис. 1). При разработке первых мостовых армоцементных конструкций учли отечественный опыт проектирования, строительства и эксплуатации пешеходных мостов из армоцемента и автодорожных тонкостенных мостов из традиционного тяжелого бетона [1, 2].

Первые конструкции пролетных строений автодорожных мостов были сборно-монолитные [3]. В качестве основных несущих элементов пролетного строения использовали сборные плоские ребра-стенки с односторонним уширением в нижней зоне, выполненные из преднапряженного армоцемента.

Установленные в поперечном сечении пролетного строения на расстоянии 1,2 м ребра объединены поверху монолитной плитой проезжей части из обычного железобетона марки М300. Полная высота балок составляет 60 см, расчетный пролет 4,3 м, толщина стенки ребра 4,5 см, толщина железобетонной плиты проезжей части 10 см. Стенки армоцементных балок армированы 12 слоями тканой сетки № 10—1,0, причем во внешние

слои для повышения коррозионной стойкости были уложены оцинкованные сетки. Использована несущая арматура из напрягаемой высокопрочной холоднотянутой проволоки периодического профиля диаметром 5 мм. Армоцементные ребра главных балок выполнены из морозостойкого бетона марки М400.

Объединение плиты проезжей части и балок для совместной работы достигалось соответствующей обработкой поверхности старого бетона, а также постановкой арматурных коротышей, для которых в ребрах были предусмотрены отверстия.

Использование монолитной плиты проезжей части было оправдано только для опытной конструкции автодорожного моста. Снижение объема монолитного бетона, укладываемого на месте строительства, может быть достигнуто членением пролетного строения на полносборные элементы таврового или коробчатого сечения (см. рис. 1). В этом случае каждая балка представляет собой комплексную конструкцию, состоящую из плоского напряженного армоцементного ребра или пространственной складки и верхней плиты из обычного

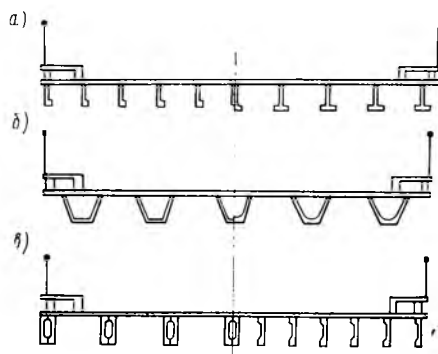


Рис. 1. Типы поперечных сечений облегченных пролетных строений из армоцемента
а — сборные плоские ребра-стенки с односторонним уширением в нижней зоне; б — полносборные элементы таврового сечения; в — то же, коробчатого сечения

железобетона. В конструкторских разработках элементы плиты проезжей части выполнены из обычного тяжелого бетона, хотя не исключена возможность использования морозостойкого бетона с минимальным процентом дисперсного армирования.

При компоновке пролетного строения отдельные блоки могут объединяться обжатием плиты проезжей части преднапряженной арматурой, располагаемой поперек оси моста. Для размещения в ребрах рабочей арматуры в нижней их зоне предусмотрено двустороннее уширение. Однако это не намного повышает несущую способность армоцемента, поэтому с увеличением пролета приходится либо увеличивать высоту ребер, либо более часто их располагать. Анализом установлено, что конструкции, представленные на рис. 1, рекомендуются для пролетов 5—15 м.

Для перекрытия больших пролетов (до 24 м) предлагается собирать пролетное строение из сборных балок коробчатого сечения, которые представляют собой складку с замыкающим элементом — верхней плитой, что придает поперечному сечению пролетного строения повышенную жесткость. Коробчатые балки можно считать относительно тонкостенными, поскольку соотношение толщины стенок и плит, образующих сечение, к высоте или ширине менее $1/12$ — $1/22$. Наличие нижней плиты, размеры которой можно варьировать, позволяет удобно и компактно размещать рабочую арматуру при одновременном обеспечении прочности и устойчивости балки на всех стадиях работы. Наклонное положение стенок коробки объясняется технологическими требованиями и, кроме того, дает возможность, не развивая нижней плиты, регулировать величину пролета плиты проезжей части. При действии внешней вертикальной нагрузки в верхней плите, в пределах контура коробки, вследствие разложения сил в контуре возникает группа мембранных усилий, которая замыкается в пределах контура, а между коробчатыми балками из-за образования распора плита преимущественно сжата, что обеспечивает лучшие условия работы продольных стыков. Основное достоинство тонкостенных коробчатых балок заключается в более равномерном распределении внутренних усилий по сечению вследствие повышенной жесткости на кручение. Это обстоятельство используется в автодорожных мостах, на которых временная подвижная нагрузка, действуя эксцентрично, вызывает появление поперечных крутящих моментов. Применение наклонных боковых стенок в коробчатых сечениях несколько увеличивает



Рис. 2. Автодорожный мост с коробчатыми армоцементными балками

ет крутильную жесткость. В коробчатых пролетных строениях со сравнительно частым расположением балок нет необходимости в установке опорных и промежуточных диафрагм.

Оптимальную конструкцию коробчатых балок выбирали с учетом многих факторов, влияющих на работу пролетных строений, с помощью ЭВМ. Для унификации формы поперечных сечений коробчатых балок из армоцемента и технологической оснстки высота балок в пределах всей длины пролета сохранялась неизменной. Увеличение жесткости сечения на опорных участках достигалось увеличением толщины стенок и нижней плиты.

На заводе мостовых конструкций выпущены опытные тонкостенные мостовые балки с обычной и преднапряженной арматурой по стендовой технологии. Коробчатая часть балок выполнялась из высокопрочного морозостойкого бетона ($R_k=50$ МПа), армированного комбинированной арматурой: структурообразующими частями ткаными сетками с размером ячейки 10×10 мм при диаметре проволоки 1 мм, прочности 240 МПа; каркасами из стержней диаметром 8 мм и прочностью 240 МПа; рабочей преднапрягаемой высокопрочной проволокой периодического профиля диаметром 5 мм и прочностью 1600 МПа. В ненапрягаемых балках использовали рабочую арматуру периодического профиля диаметром 28 мм, прочностью 400 МПа. Верхняя плита балок, служащая для проезда автомобилей, выполнена из железобетона марки М400. В процессе отработки технологии испытали две балки длиной 12 м. В результате выявлена несколько лучшая работа балок с ненапрягаемой арматурой. Это послужило предпосылкой для апробации конструкций тонкостен-

ных коробчатых балок из армоцемента в пролетных строениях автодорожного моста.

Двухпролетный балочный мост размером 2×12 м разрезной конструкции с габаритом проезжей части Г-10+ 2×1 м (см. рис. 1) запроектирован под нагрузки Н-30, НК-80. В поперечном сечении пролетного строения на расстоянии 2,4 м установлено пять главных балок из тонкостенного железобетона высотой 1 м. Балки объединяются для совместной работы в поперечном направлении омоноличиванием бетоном арматурных выпусков из смежных балок. Диафрагмы и поперечные связи в пролетном строении отсутствуют (рис. 2). После постройки моста были освидетельствованы его основные несущие конструкции и проведены статические и динамические испытания пролетных строений.

Сравнение полученных результатов с данными теоретических расчетов, выполненных на ЭЦВМ с использованием метода конечного элемента и численно-аналитического метода Улицкого, указывает на достаточно хорошее совпадение напряжений в бетоне и арматуре.

На рис. 1 приведены пролетные строения, особенность которых заключается в членении конструкции на элементы минимальных типоразмеров и небольшого веса. При изготовлении таких конструкций не требуется сложного технологического оборудования, при транспортировании и монтаже нет необходимости в тяжелых транспортных средствах и мощном крановом оборудовании.

В 1981 г. построен мост с пролетным строением из тонкостенных армоцементных элементов длиной 15 м. Основные

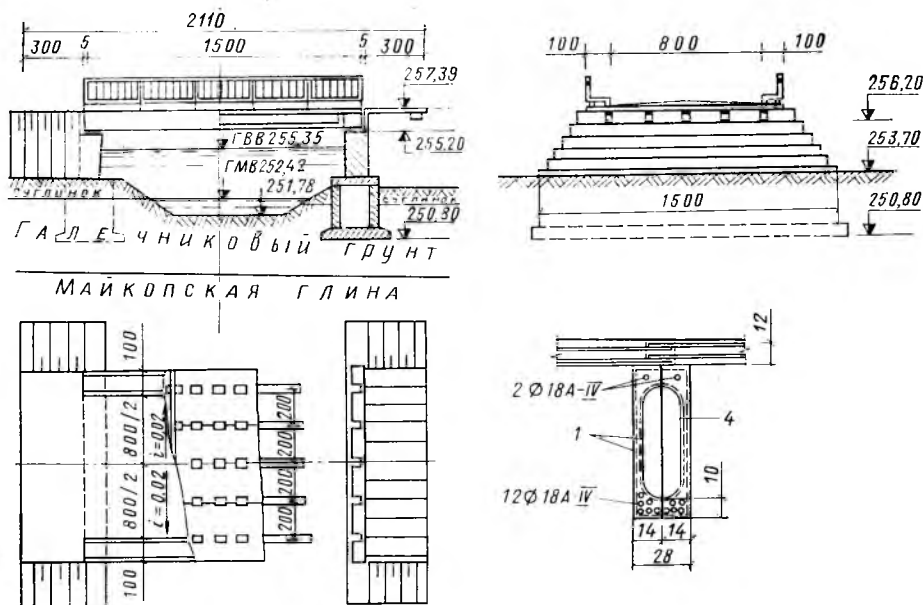


Рис. 3. Конструкция автодорожного моста из сборных армоцементных балок
1 — тканая сетка

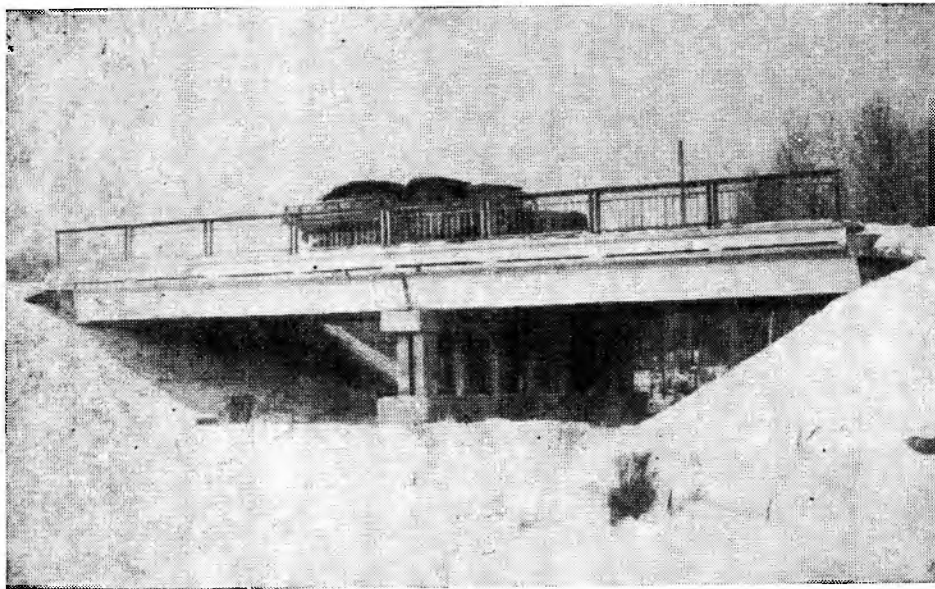


Рис. 4. Мост пролетом 15 м

несущие швеллерообразные армоцементные балки выполнены из морозостойкого бетона с $R_n = 50$ МПа. Полная длина балок 15 м, высота балки 80 см; верхняя и нижняя полки швеллера имеют толщину 10 см, ширину 14 см; стенка балки в пределах пролета толщиной 4 см. На опорных зонах на расстоянии 125 см от торца толщина стенки балок увеличена до ширины полок. В нижнем поясе балки размещена преднатянутая арматура диаметром 18 мм класса А-IV, проч-

ностью 600 МПа. Арматура напрягалась механическим способом гидродомкратами. В верхнем поясе для предотвращения образования трещин установлен напряженный стержень того же класса. Кроме напрягаемой арматуры балка армирована стержнями диаметром 10 и 14 мм класса А-III и сетчатой арматурой с ячейкой 10 мм из проволоки диаметром 1 мм, расположенной в четыре слоя. Балки изготовляли в металлической форме в горизонтальном положении. Мо-

розостойкий бетон укладывали с помощью площадочного вибратора и вибронасадок.

В пролетное строение габаритом Г-8+2×1 м установлено 10 армоцементных балок (рис. 3), причем их соединяли в пять блоков, расположенных на расстоянии 2 м. Поверху балок укладывали накладные плиты двух типоразмеров — 4,99×3,13 и 4,99×1,86 м, толщиной 12 см. Накладные плиты объединяли для совместной работы с главными балками сваркой закладных деталей, расположенных в окнах плит.

Двухлетняя эксплуатация моста (рис. 4) показала надежную работу основных несущих элементов.

Технические показатели предложенных и типовых конструкций пролетных строений свидетельствуют о явном преимуществе тонкостенных конструкций: расход бетона и арматуры в среднем уменьшается соответственно на 30—40 и 20—30%, а масса пролетного строения — на 36—42%.

Внедрению тонкостенных пролетных строений из армоцемента предшествовали обширные теоретические и экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния тонкостенных армоцементных элементов с комбинированным армированием [4].

В результате исследований работы пролетных строений из комбинированного железобетона с применением армоцемента при различных эксплуатационных воздействиях установлены полное соответствие расчетным предпосылкам и достаточная несущая способность, трещиностойкость и деформативность. Почти 15-летний срок эксплуатации опытных армоцементных пролетных строений свидетельствует о надежности работы в различных климатических условиях и позволяет рекомендовать их для ответственных несущих конструкций транспортных сооружений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мостовые конструкции из армоцемента / Р. И. Берген, С. Г. Вейцман, Ю. Б. Колеский, Н. Н. Рудомазин. — Бетон и железобетон, 1967, № 7.
2. Вейцман С. Г., Френкель П. И. Тонкостенное пролетное строение автодорожного моста. — Транспортное строительство, 1969, № 8.
3. Опытный автодорожный мост из тонкостенного железобетона / К. А. Дараган, В. И. Божков, В. Я. Бородин, В. М. Телятников. — Транспортное строительство, 1970, № 3.
4. Дараган К. А. Армоцементные конструкции в мостостроении. Краснодар, Краснодарское книжное изд-во, 1977.

Технология заводского изготовления сводчатых армоцементных конструкций

Опыт применения в массовом строительстве армоцементных конструкций показал, что их преимущества в полной мере могут проявиться лишь при заводском изготовлении сборных элементов. Наиболее наглядно это проявилось при разработке и освоении технологии изготовления армоцементных элементов волнистых сводов двоякой кривизны. Их изготовление на первом этапе освоения армоцементных конструкций осуществлялось на стройплощадке в деревянных формах по традиционной технологии. На форме вручную вязали арматурный каркас, затем также вручную подавали бетон, который уплотняли с помощью площадочных поверхностных вибраторов. Фиксация армирующей тканой сетки в таких условиях не обеспечивалась.

При таком изготовлении трудозатраты, отнесенные к 1 м^2 поверхности армоцементных элементов, составляли 1,2—1,6 чел.-ч, при этом доля арматурных работ составляла 30—40%.

Разработки в области технологии изготовления элементов двоякой кривизны показали, что механический перенос применяемых при изготовлении железобетонных элементов способов и приемов формования не дает желаемого эффекта. Это объясняется сложной геометрической формой элементов, а также особенностями армирования: большинство из них армируется двумя слоями тканой сетки с расположенной между ними стержневой арматурой.

Применение для армирования гибких мелкоячеистых тканых сеток, прижимаемых к форме массой бетонной смеси, потребовало разработки дополнительных мер по обеспечению их фиксации в процессе укладки бетона для уплотнения и создания защитного слоя.

Анализ методов изготовления армоцементных конструкций показал, что наибольшее распространение получили разновидности вибропрофилирования, основанные на применении формовочных машин с рабочими органами в виде вибробалок, вибронасадок, вибропрофилеров, перемещаемых по поверхности изготавливаемых изделий. Применение таких машин позволяет при малой энергоёмкости и металлоёмкости оборудования механизировать трудоёмкие процессы распре-

ления и уплотнения бетонной смеси, изготавливать изделия практически любой длины.

Применение виброформовочных машин позволило снизить трудоёмкость работ по распределению и уплотнению смеси в 5—6 раз — до 0,15—0,2 чел.-ч на 1 м^2 . Механизация процессов формования уменьшила их общую трудоёмкость до 15—30%, однако арматурные работы не претерпели существенного изменения.

Очевидно, современный уровень механизации процессов распределения и уплотнения бетонной смеси находится близко к своему пределу и не даст большого экономического эффекта. Дальнейшее совершенствование процессов и усложнение формующего оборудования может привести даже к обратному эффекту, так как снизит надёжность оборудования и потребует увеличения обслуживающего персонала.

Таким образом, основным направлением дальнейшего снижения трудоёмкости изготовления армоцементных изделий является механизация арматурных работ при сохранении достигнутого уровня механизации процессов формования.

При изготовлении элементов сложной геометрической формы арматурные работы в настоящее время остались операцией, наиболее трудно поддающейся ме-

ханизации. После проведения рядом научно-исследовательских организаций исследований по разработке технологии изготовления армоцементных элементов появилось новое направление, в котором намечена тенденция совместить такие традиционно отдельные операции, как армирование и бетонирование, в единый процесс.

ЛенЗНИИЭП и НИИСК разработали и проверили в производственных условиях способы изготовления и формующие машины, позволяющие совместить процесс распределения и уплотнения бетонной смеси с укладкой армирующих сеток и фиксации их в проектное положение.

Разработанный в ЛенЗНИИЭП способ послойного профилирования позволяет соединить воедино процесс армирования элементов тканой сеткой и стержневой арматурой с бетонированием. Разработанные формовочные машины позволяют полностью механизировать и автоматизировать изготовление армоцементных элементов и превзойти по этим показателям уровень технологии, достигнутый в промышленности сборного железобетона.

Большинство армоцементных элементов сводов армируют двумя слоями тканой сетки с расположенной между ними продольной стержневой арматурой; изготовление таких элементов осуществляется за один рабочий ход двумя формовочными тележками (рис. 1). При этом каждая формовочная тележка укладывает, уплотняет и армирует с одновременной фиксацией сетки слой бетона, равный половине толщины изделия.

Одновременная укладка стержневой арматуры осуществляется следующим образом. После укладки первой формо-

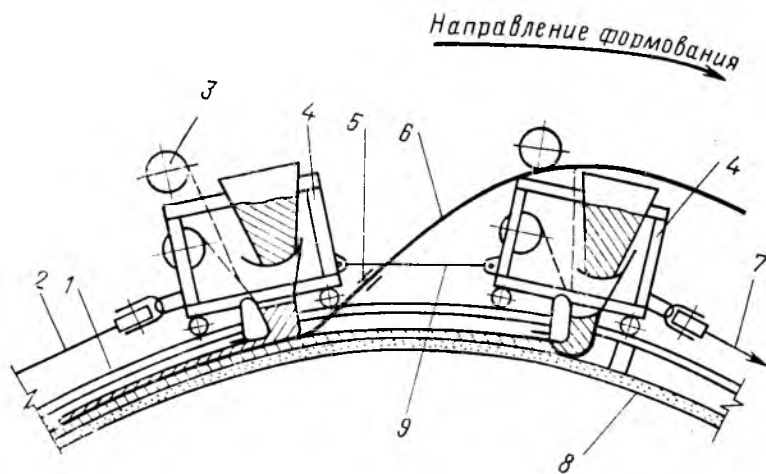


Рис. 1. Схема установки для послойного формования армоцементных элементов

1 — рельсовый путь; 2 — удерживающий трос; 3 — барабаны с тканой сеткой; 4 — формовочная тележка; 5 — распределительное устройство; 6 — стержневая арматура; 7 — шарнирный трос; 8 — форма; 9 — шарнирный трос

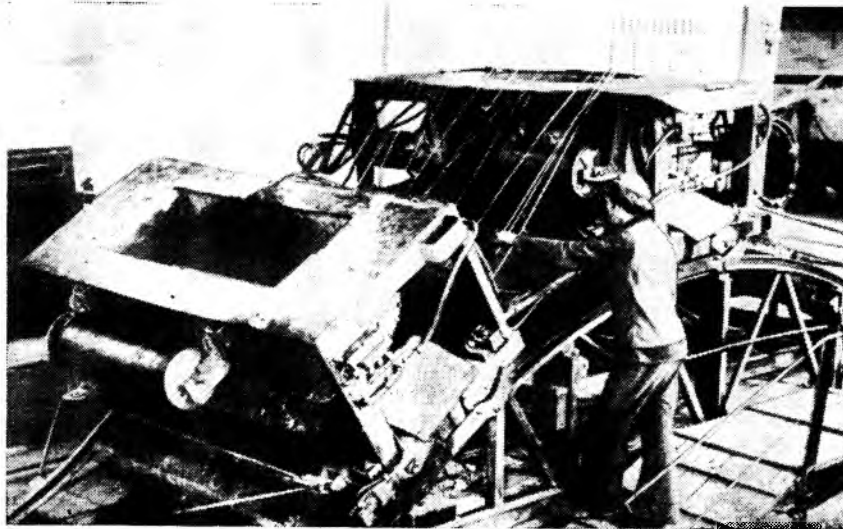


Рис. 2. Установка для формирования элементов армоцементных водозащитных зонтов пролетом 6,7 м

вочной тележкой первого слоя бетона и при подходе второй тележки к торцу формы установка останавливается. Заготовленная по длине оболочки стержневая арматура укладывается на бункер первой формовочной тележки, пропускается через отверстия распределительной планки и закрепляется за торец формы. В процессе формирования вторая тележка закрывает уложенную на первый слой бетона стержневую арматуру вторым слоем бетона, армированным сеткой.

После этого форма с изделием краном снимается с формовочного поста и переносится на пост формирования торцовых диафрагм или торцовых бортов. Здесь на форму закрепляют борта, устанавливают арматуру в виде сварных сеток или каркасов и производят бетонирование с применением глубинных вибраторов.

Формующая установка состоит из металлоконструкций поста с рельсовым путем для перемещения формовочных тележек, оборудованным четырьмя опорными площадками с фиксаторами для установки форм. Перемещение формовочных тележек осуществляется с помощью четырехбарabanной лебедки и тросовой передачи. Лебедка обеспечивает две скорости перемещения тележек: рабочую — 0,6 м/мин и транспортную — 4 м/мин.

Уплотнение песчаного бетона осуществляется высокочастотными вибробалками, оборудованными шлейфами (стабилизирующими опалубками). Установленные на вибробалках пневматические вибраторы обеспечивают амплитуду колебаний 0,12 мм и частоту до 167 Гц.

Транспортируемые формы для изготовления элементов сводов выполнены в виде комбинированной конструкции, состоящей из заменяемого нагреваемого железобетонного поддона толщиной 80—

100 мм и пространственной металлоконструкции.

В процессе создания таких форм проведены исследования, связанные с обоснованием и выбором конструктивной схемы металлоконструкции, конструкции железобетонного поддона, системы нагрева, а также технологии изготовления формы [1].

В связи с тем, что окончательная отделка поверхности форм осуществляется при перемещении формовочных тележек, оборудованных специальным виброорганом, по одним и тем же направляющим, достигается высокая точность изготовления поверхности комплекта форм.

На основе этой технологии ЛенЗНИИЭП в содружестве с Ленметростроем разработали три установки для формирования крупноэлементных армоцементных водозащитных зонтов наклонных ходов и станций Ленинградского метрополитена. Эти установки обеспечивают изготовление элементов толщиной 20 мм и шириной 1,6 м для сводов пролетом 6,7; 10,5 и 22 м. В настоящее время такими зонтами закрыто свыше 60 тыс. м² поверхности туннелей (рис. 2).

По этому же принципу действует установка для изготовления армоцементных элементов типовых унифицированных сводов шириной 1,98 м, пролетом 24—42 м по стендовой технологии. Экспериментальная установка, на которой было осуществлено изготовление элементов теннисного корта пролетом 40 м в Минске, показана на обложке [2].

В содружестве с Псковским облмежколхозстройобъединением разработана технология изготовления, транспортирования и монтажа складских сельскохозяйственных зданий в виде волнистых сводов пролетом 12 м [3]. Технологическая линия для изготовления элементов

сводов размещается в цехе завода ЖБИ в г. Опочка (Псковская обл.). На обложке показана установка для формирования армоцементных элементов шириной 1,92, длиной 8,2 и высотой сечения 0,3 м. Из элементов, выпущенных на этой установке, смонтировано около 300 зданий размером в плане 12×36 м.

Дальнейшие разработки в области технологии изготовления армоцементных конструкций направлены на расширение области их применения.

Большие перспективы в этом направлении открывает использование слоистых композитных элементов заводского изготовления. Так, для применения в слабоагрессивных средах появляется возможность создания двухслойных армоцементных конструкций со слоем из цементно-полимерного бетона [4].

Существенным недостатком тонкостенных железобетонных конструкций является их низкая огнестойкость. Исследования, проведенные ЛенЗНИИЭП совместно с институтом Гипронинметаллоруд, показали, что имеется возможность формовать на тех же самых установках двухслойные армоцементные элементы с огнезащитным слоем из вермикулитобетона толщиной 15—20 мм, объемной массой 600—700 кг/м³ [5].

Испытания двухслойных армоцементных элементов сводов во ВНИИПО, проведенные совместно с НИИЖБ, показали, что слой вермикулитобетона толщиной 18—20 мм обеспечивает предел огнестойкости 2,5—3,1 ч, что позволяет применять их для сооружений I степени огнестойкости.

Таким образом, разработка заводской технологии изготовления двухслойных композиционных армоцементных конструкций открывает широкие возможности применения их в различных областях строительства и позволяет в полной мере использовать преимущества тонкостенных конструкций при обеспечении экономии расхода материалов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Панарин С. Н., Малышев А. Ф. Комбинированные металлобетонные формы для изготовления армоцементных оболочек сводов. — В кн.: *Формы для производства сборного железобетона*. М., МДНТП, 1973.
2. Панарин С. Н., Минин Ю. Т. Технология машинного изготовления армоцементных элементов для покрытия теннисного корта пролетом 40 м. Сб. научных трудов ЛенЗНИИЭП. Л., 1975.
3. Миронков Б. А., Панарин С. Н., Пушкарёв В. Н. Армоцементные волнистые своды покрытий сельскохозяйственных зданий. — *Бетон и железобетон*, 1979, № 7.
4. Панарин С. Н., Миронков Б. А., Копачкий А. В. Применение армоцементных конструкций в сельскохозяйственном строительстве. — В кн.: *Повышение эффективности сельскохозяйственного строительства*. Л., ЛДНТП, 1978.
5. Панарин С. Н., Хежев Т. А., Чистяков Б. З. Технологические особенности изготовления армоцементных конструкций с огнезащитным слоем на основе вермикулита. — В кн.: *Применение вермикулита в народном хозяйстве*. Л., ЛДНТП, 1982.

В. С. СТЕРИН, инж. (Главленинградстрой)

Заводское производство армоцементных элементов плит регулярной структуры

В Ленинграде организовано массовое производство и применение армоцементных конструкций покрытий в виде плит регулярной структуры. Конструкция и технология их изготовления предложена ЛенЗНИИЭП, технология отработана на экспериментальном заводе треста Ленинградоргстрой Главленинградстроя. В этом решении комплексно рассмотрены все архитектурные, конструктивные, технологические вопросы, связанные с созданием армоцементных конструкций массового строительства. Конструкции заняли прочное место в каталоге элементов заводского изготовления, освоенных экспериментальным заводом Главленинградстроя.

В настоящее время на заводе смонтирована технологическая линия мощностью 10 тыс. м² в год по выпуску элементов плит регулярной структуры (рис. 1), включающая посты по изготовлению арматурного каркаса, формованию элементов, сборочный стенд для объединения в пространственные блоки размером до 3×12 м. Плиты собирают из элементов двух типов — пирамидального и ребристого.

Пирамидальный элемент представляет собой армоцементную квадратную в пла-

не пирамиду с основанием 1,5×1,5 м. Ее высоты 1950 и 900 мм, толщина граней 15 мм. По контуру основания и в местах перелома граней имеются ребра. В вершине пирамиды размещена закладная часть с анкерным устройством в виде болта с навинчиваемой гайкой или стержня с высаженной головкой.

В ребрах основания пирамиды также имеются закладные детали для последующего соединения элементов между собой. Несущие ребра и основание пирамиды армируют каркасами из арматурных стержней, наклонные грани пирамидального элемента — мелкоячеистыми сетками [1].

Ребристые плиты изготовляют размером в плане 1,5×1,5 м, а укрупненные — длиной до 10,5 м в зависимости от длины пространственного блока. Разработка и применение укрупненных ребристых плит позволили значительно снизить материалоемкость элемента и трудозатраты при изготовлении и сборке пространственного блока, а также на строительномонтажных работах (рис. 2).

Ребристые плиты формуют по агрегатно-поточной технологии и выполняют со скошенными углами, на которых устанавливают закладные детали или вы-

пускают арматурные стержни для соединения с вершинами пирамидальных элементов. Высота ребер плиты 100 мм, толщина 15—25 мм.

Пирамидальные элементы формуют по стендовой технологии в двойных металлических термоформах способом вибролитья. В форме одновременно изготавливают четыре пирамидальных элемента вершинами вверх.

Термоформы установлены на жесткие металлические рамы с резиновыми амортизаторами. Смесь уплотняется при помощи подвешенных на поддон четырех вибраторов ИВ-24. Уплотнение доборных пирамидальных элементов типа опорных, фонарных и др. производится на виброударной установке, разработанной специалистами ЛИСИ (рис. 3).

Для формования элементов применяют мелкозернистую бетонную смесь состава 1:2,75, состоящую из портландцемента марки 400 Волховского завода и песка с модулем крупности 2,3—2,4. Расход цемента 545 кг/м³, подвижность бетонной смеси не менее 3,5—4,5 см ($B/C = 0,41 \div 0,43$).

Термоформа заполняется бетонной смесью с помощью течки через четыре вершины пирамидальных элементов. Вре-

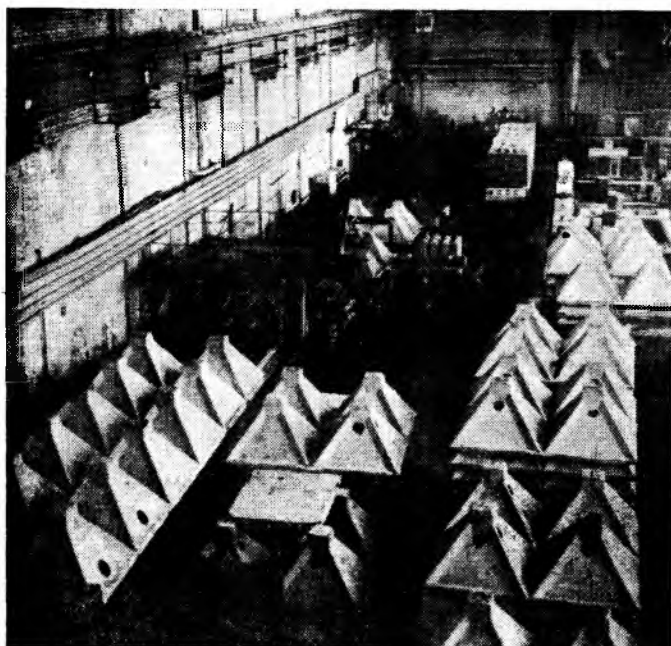


Рис. 1. Технологическая линия по выпуску элементов плиты регулярной структуры

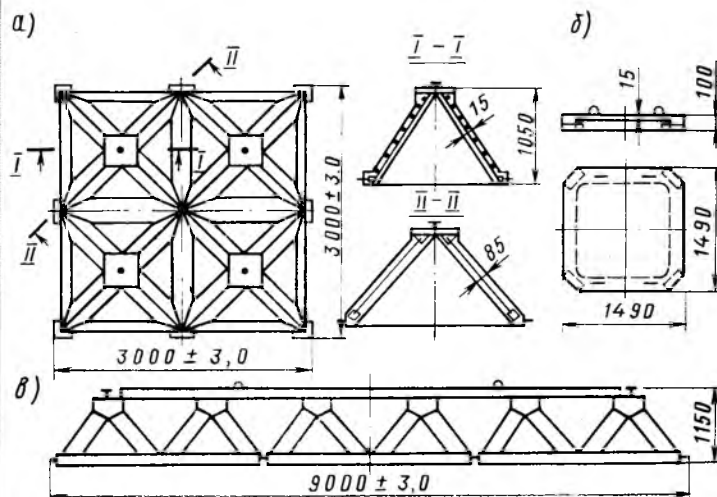


Рис. 2. Элементы плиты регулярной структуры
а — блок ПЭ; б — плита ПВ; в — пространственный блок с укрупненной ребристой плитой

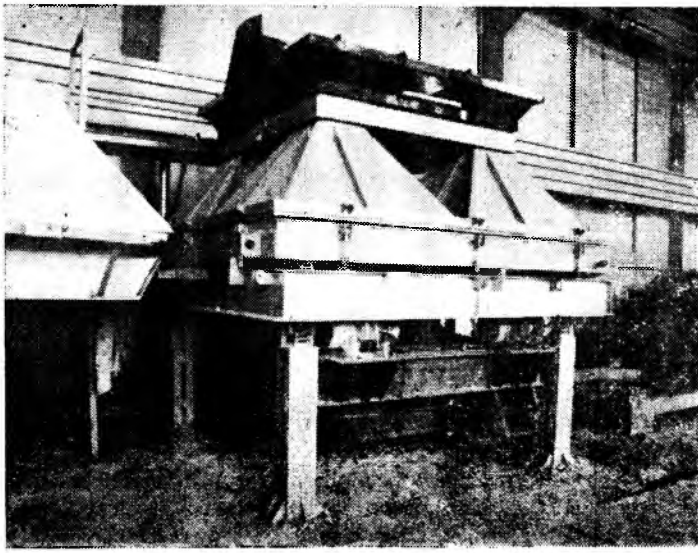


Рис. 3. Пост уплотнения на виброударной установке

мя заполнения формы 5—7 мин, общее время вибрации 20 мин.

Тепловая обработка элементов плит регулярной структуры осуществляется по режиму 2+1+2 ч при температуре изотермического прогрева 98°C с последующей выдержкой изделий после распалубки в цехе в течение 14—16 ч. Режим термообработки обеспечивает двукратную обрабатываемость формооснастки в сутки.

При изготовлении пирамидальных элементов наиболее трудоемкими являются арматурные работы, которые составляют около 90% всех трудозатрат. Конструкции подобного типа требуют повышенной точности изготовления. Для удобства сборки и сварки арматурный каркас разбивают на отдельные узлы, постепенно его укрупняют в направлении от вершины пирамидальных элементов к основанию до получения готового объемного каркаса.

Расчетная точность сборки арматурных каркасов обеспечивается сборочно-сварочными приспособлениями. Они разработаны с таким расчетом, чтобы сварку и сборку арматурных каркасов вести по пути укрупнения узлов, вести сварку в наиболее удобном положении, что позволяет уменьшить трудоемкость работ на 20%.

Впервые в заводских условиях вместо привязки тканой сетки к арматурному каркасу была применена сварка на контактной сварочной машине, увеличившая надежность соединений и позволившая уменьшить трудоемкость операции в 3 раза. Из-за сложной геометрической поверхности изделий трудно было снимать крышку формы, применение гидротраверсы позволило решить эту проблему. Съём самого изделия с формы производится специальной траверсой за четыре анкерных устройства.

В технологической схеме изготовления плит регулярной структуры предусмотрена сборка их в пространственные блоки размером 3×12 м на специальном стенде. Согласно проекту производства работ в заводских условиях, объемная сборка блоков любого размера гарантирует точность в пределах ±3 мм, значительно снижает трудозатраты на монтаже [2].

За прошедшие годы плиты регулярной структуры широко применяются на строительных объектах Ленинграда — при строительстве станций метро, кинотеатров, магазинов, залов различного назначения. Экспериментальный завод изготовил элементы плит регулярной структуры для станции метро «Заводская» в Ереване. В 1983 г. конструктивные элементы покрытия впервые были использованы в междуэтажных перекрытиях здания учебного заведения.

Помимо рядовых пирамидальных элементов разработаны, изготовлены и использованы опорные и фонарные элементы.

Опорные элементы, отличающиеся от рядовых наличием одной усиленной пирамиды, позволили помимо опирания плиты по периметру решить и опирание покрытия на колонны с большеразмерной сеткой. Фонарные элементы с размерами в плане 3×3 м в составе пространственного блока решили проблему устройства верхнего естественного освещения.

Всего за прошедшие годы изготовлено около 30 тыс. м² покрытия в виде плит регулярной структуры для более чем 30 объектов Ленинграда.

Массовое применение конструкций подобного типа объясняется целым рядом преимуществ: возможностью перекрытия залов с произвольным планом и размещения коммуникаций внутри кон-

струкций, высокими акустическими характеристиками покрытия и возможностью создавать интерьеры залов без подвесных потолков.

Экономический эффект при применении плит регулярной структуры на объектах Ленинграда составил 12 р. на 1 м² приведенной площади покрытия.

Экспериментальный завод совместно с ЛенЗНИИЭП продолжает работы по совершенствованию конструкции и технологии изготовления армоцементных пространственных конструкций для дальнейшего снижения материалоемкости элементов и трудоемкости изготовления и производства строительного-монтажных работ. Разработана проектная документация, изготавливается оборудование для монтажа технологической линии по выпуску безреберных пластинчатых структур, что позволит изготовлять объемные блоки размером 3×6 м. Переход на безреберные пластинчатые структуры открывает новые перспективные направления в повышении эффективности армоцементных структурных плит.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лубо Л. Н., Миронков Б. А. Плиты регулярной структуры. Л., Стройиздат, 1976.
2. Технология изготовления армоцементных конструкций. Сб. научных трудов ЛенЗНИИЭП. Л., 1975.

На ВДНХ СССР

Заготовка арматурных стержней

Модернизированная линия ЛБЗА-40М, разработанная Чебоксарским филиалом СКТБ Стройиндустрия, предназначена для стывковой сварки стержней арматурной стали классов А-I—А-IV в «бесконечную плетель», снятия стывкового грата, резки плиты на стержни мерной длины и сортировки заготовок в соответствии с их длинами и диаметрами. Она отличается от линии ЛБЗА-40 тем, что в ее состав входит установка для снятия грата образующегося при сжатии и сварке концов стержней. Отсутствие грата повышает технологичность изготовления арматурных каркасов.

Модернизированная линия, обслуживаемая одним рабочим, состоит из серийно выпускаемой машины типа МС-2008 или МСО-602 для стывковой сварки стержней, механизма перемещения плиты в зону снятия грата, механизма остановки и фиксации стыка в рабочей зоне установки для снятия грата, установки для снятия грата, серийно выпускаемого станка СМ-3002 для резки арматурной стали, шестисекционного приемно-сбрасывающего стола для отмеривания требуемой длины стержней и сброса их в накопитель.

Диаметр стывкуемых стержней 12—40 мм, длина 2,1—24 м; напряженне питающей сети 380 В; установленная мощность приводов линии 11,5 кВт-А; расход охлаждающей воды 200 л/ч; скорость перемещения арматурного стержня 1,2 м/с.

Установка для снятия грата состоит из двух планшайб, предназначенных для зажима и медленного вращения сваренной плиты с помощью самозажимных кулачков, и стального диска, который, вращаясь с большой скоростью, соприкасается с гратом и за счет трения оплавляет его и удаляет.

М. Д. РОЖНЕНКО, канд. техн. наук (НИИЖБ); В. А. ДОРОФЕЕВ, инж. (ДСК Главтюменьпромстроя)

Автоматизация изготовления сварных арматурных сеток на ДСК

Арматурные изделия изготавливают на домостроительных комбинатах на серийно выпускаемых предприятиями Минэлектротехпрома многоточечных сварочных машинах, которые в большинстве случаев представляют собой агрегаты, недостаточно обеспечивающие автоматизацию трудоемких процессов изготовления самой сетки и переналадки при переходе с одного типоразмера на другой. Например, серийно выпускаемая ленинградским заводом «Электрик» сварочная машина МТМС 10×35 для изготовления арматурных сеток пока недостаточно механизирована. Поперечная арматура в виде прутков подается для сварки вручную. Существенным ее недостатком является также сложная и длительная переналадка при переходе от выпуска сеток одного типоразмера на другой. Это вынуждает ДСК, получившие ее для эксплуатации, проводить работы по модернизации и автоматизации. Так, рационализаторам ДСК Главтюменьпромстроя после длительных поисков и изучения опыта эксплуатации этой машины на других передовых предприятиях удалось модернизировать эту машину и устранить имеющиеся недостатки (рис. 1).

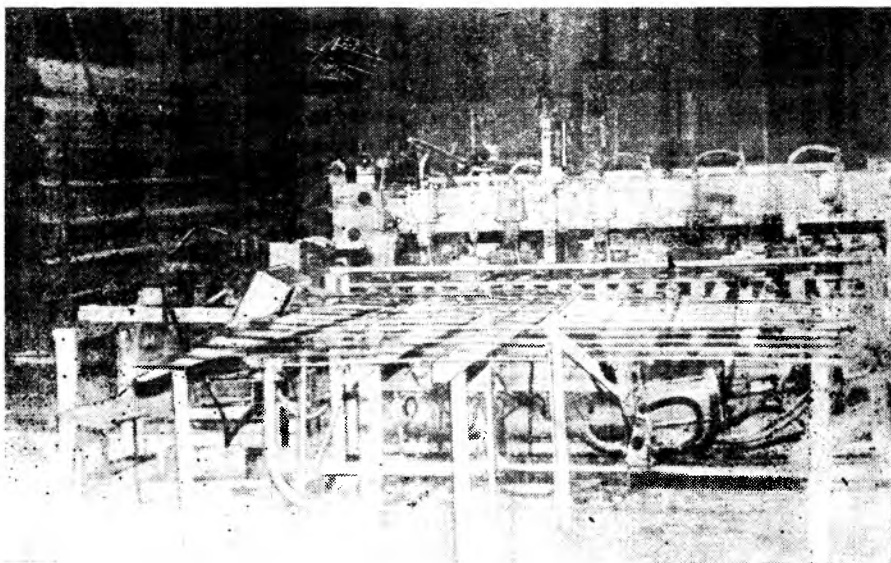


Рис. 1. Модернизация сварочная машина МТМС 10×35

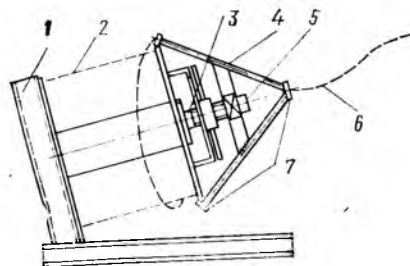


Рис. 2. Наклонный бухтодержатель

1 — наклонная подставка; 2 — бухта с проволокой; 3 — штырь бухтодержателя; 4 — направляющая трубка; 5 — подшипник качения; 6 — разматываемая проволока; 7 — наконечники трубки из твердого металла

Для автоматической подачи поперечной арматуры на машине установлены подающие и правильные ролики, механизм резки и стационарный наклонный бухтодержатель с бегунком. Правильные и подающие ролики выравнивают и подают с бухты проволоку под электроды, а механизм резки в момент сварки отрезает ее. Эти сравнительно простые приспособления позволяют механизировать ручные операции и повысить производительность труда и эффективность использования машины примерно

в 3 раза. Несмотря на то, что подобные приспособления на отдельных предприятиях применяются уже более 5 лет и разработаны рабочие чертежи на них, завод «Электрик» не модернизирует эту машину и упорно продолжает выпускать ее с ручной подачей поперечных стержней.

Заслуживает внимания конструкция применяемого бухтодержателя. Он изготовлен по принципу работы бухтодержателей, применяемых на Свердловском ДСК. Он отличается от серийно выпускаемых тем, что бухта массой 1—1,5 т устанавливается на стационарную наклонную подставку со штырем, расположенным под углом 15—20° к поверхности пола. На конце штыря на подшипнике установлен бегунок из двух трубок (рис. 2), в одну из которых заправляется проволока с бухты. Вторая трубка является запасной и обеспечивает равновесие бегунка на подшипнике. При разматке проволоки бухта лежит неподвижно, вращается только бегунок. Для разматки проволоки требуемое усилие не превышает 3—5 кгс. При прекращении подачи легкий бегунок сразу же останавливается, не сматывая с бухты по инерции последующие витки. Бухтодержатель с наклонной осью отличается от известных стационарных бухтодержателей с вертикальной осью тем, что не требует высокой подставки с направляющими роликами. Бухтодержатель надежен в работе при сматывании проволоки диаметром 4 и 5 мм, и его можно рекомендовать к серийному производству.

Для снижения времени на переналадку машины были отобраны пять типоразмеров сеток, отличающихся по ширине (три размера), длине (четыре размера) и шагу поперечных стержней (200, 100 мм и смешанный). Для изготовления сеток разработаны четыре электрические схемы-программы, в том числе с одновременным изготовлением двух сеток и разрезкой поперечных стержней. Схемы смонтированы в шкафу управления и выведены на пульт. При переходе к выпуску сеток любого из пяти типоразмеров достаточно нажать одну из кнопок пульта управления. При изготовлении сеток пяти типоразмеров машина полностью обеспечивает ими производство сантехкабин. Сравнительно простые схемы-программы позволили еще в 1,5—2 раза повысить производительность сварочной машины.

При выпуске сеток пяти типоразмеров сварочная машина на ДСК загружена примерно на 80% в смену. Однако расширить диапазон сеток пока не удается из-за их некратных размеров

по ширине, различных расстояний между продольными стержнями и размеров выпусков в сетках. Если удастся унифицировать эти параметры, то производительность машины можно будет увеличить еще примерно в 1,5 раза.

На ДСК эксплуатируются две машины АТМС 14×75, которые намечается перевести на работу по аналогичным программам.

Анализ арматурных сеток для домов серии 111-121 (блок-секции 121-017) показывает, что для автоматизации выпуска 80% всей номенклатуры сеток потребуются три сварочные машины АТМС 14×75 и три модернизированные машины МТМС 10×35. При этом они будут загружены примерно на 40—50% в смену.

Унификация параметров сеток домов данной серии позволяет сократить парк необходимых машин до двух АТМС 14×75 и одной МТМС 10×35. Однако проведение такой унификации связано с изменением конструкции каркасов, что при согласовании с проектными организациями не всегда находит у них поддержку.

Выводы

Заводам — изготовителям сварочного оборудования Минэлектротехпрома требуется освоить производство современного высокопроизводительного автоматизированного оборудования, позволяющего сократить сроки запуска оборудования в производство и избавить домостроительные комбинаты от необходимости собственными силами механизировать и автоматизировать оборудование.

Модернизация выпускаемого серийного сварочного оборудования, проведенная на ДСК Главтюменьпромстроя, позволила ликвидировать трудоемкие операции переналадки машин и в целом повысить производительность в 3—5 раз.

Для обеспечения наиболее технологичного производства железобетонных изделий целесообразно объединять арматурные изделия в определенные группы (сантехкабины, перекрытия, внутренние стены, доборные изделия) и на основе их специфичности создавать ту или иную серию программ. Критерием для объединения арматурных изделий в группы является снижение трудозатрат на операции переналадки машин.

Особого внимания при разработке автоматизированных прототипов машин требует унификация параметров расположения продольных стержней в сетках, проведение которой позволит сократить необходимое число машин примерно вдвое.

Конструкции

УДК 69.021.15:691.87:691.714.003.13

Е. В. ПОТАПКИН, Л. Л. ЛЕМЫШ, кандидаты техн. наук (ЦНИИпромзданий)

Экономия арматурной стали в фундаментах

Известно, что во многих случаях проектирования железобетонных конструкций площадь сечения продольной рабочей арматуры определяется расчетом по наиболее нагруженному сечению и принимается таковой по всей длине элемента. Так, при армировании плитных конструкций сварными сетками диаметр и шаг продольных и поперечных стержней принимают по всей длине сетки неизменными. Существенную экономию арматуры можно получить при приближении армирования к эпюре изгибающих моментов. Однако при традиционном способе армирования это усложнило бы конструкции сварных сеток, сделало бы невозможным изготовление их на действующем сварочном оборудовании.

Предлагаемый способ армирования путем наложения сетки на сетку позволяет не только приблизить эпюру материала к эпюре моментов, но и снизить суммарную трудоемкость изготовления и укладки арматурных сеток, в частности для плитной части монолит-

ных фундаментов под железобетонные колонны промышленных зданий.

В типовых сериях фундаментов 1.412-1/77, 1.412-2/77, 1.412-3/79 и 1.412.1-5 армирование их плитной части выполняется в два слоя унифицированными сетками серии 1.410-2, в которых поперечная (монтажная) арматура принята из стали класса А-I и не учитывается при расчете.

В ЦНИИпромзданий проводили дальнейшее совершенствование армирования и расчета фундаментов под колонны промышленных зданий: изучали работу монтажной арматуры; расположение сеток таким образом, чтобы приблизить эпюру материала к эпюре изгибающего момента; применение таких сочетаний сеток при наложении, при которых достигается наименьший приведенный диаметр рабочей арматуры; построение в типовых сериях фундаментов графиков подбора арматуры с целью сокращения разрыва между расчетной площадью арматуры и фактической, связанной с сортаментом арматуры.

Исследования жесткости сварных сеток при монтаже показали, что для поперечной арматуры сеток целесообразнее применять сталь класса А-III вместо класса А-I. Это уменьшает диаметры поперечных стержней и соответственно их металлоемкость до 24%. При изготовлении поперечных стержней сеток из стали класса А-III целесообразно вести их учет при расчете фундаментов. Учет монтажной арматуры требует специальной проверки надежности ее анкеровки, т. е. арматура должна быть заведена за сечение II-II (рис. 1) не менее чем на длину $l_{ан}$, определяемую по действующему СНиП II-21-75.

Чтобы установить возможность учета монтажной арматуры в фундаментах, проводили серию их расчетов на ЭВМ. Площадь арматуры в плоскости действия момента в сечении I-I принимали равной $F_a = F_{a.раб}$, а в сечении II-II — по формуле

$$F_a = F_{a.раб}^I + F_{a.монт}^{II}$$

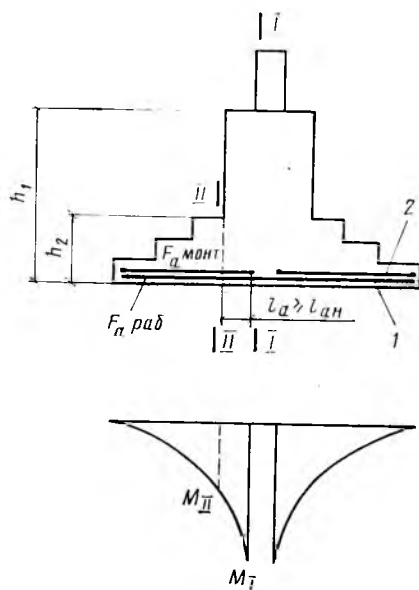


Рис. 1. К расчету фундаментов с учетом монтажной арматуры сеток другого слоя I — сетки 1-го слоя; 2 — сетки 2-го слоя

где $F_{a,раб}^I$ — площадь рабочей арматуры 1-го слоя сеток; $F_{a,монт}^{II}$ — площадь монтажной арматуры 2-го слоя сеток. При этом плитная часть фундаментов обеспечивается расчетом от образования наклонных трещин и от разрушения по наклонному сечению в соответствии с требованиями СНиП II-21-75

Расчеты показали, что учет монтажной арматуры сеток 2-го слоя, как правило, возможен и позволяет повысить несущую способность плитной части фундамента по сравнению с серией 1.412.1-5, а также снизить расход стали в среднем на 7%.

Плитную часть типовых фундаментов предлагается армировать путем наложения сетки на сетку в пределах каждого слоя (рис. 2). Предварительно были проведены экономические расчеты эффективности такого армирования по сравнению с существующим в серии 1.412.1-5. Несмотря на увеличение числа сеток на подошву (см. рис. 2) вместо принятого в серии 1.412.1-5, принцип наложения сеток позволяет снизить расход стали в среднем на 12,2% и стоимость арматурных работ на 5,7%. При этом трудозатраты не увеличиваются. Полученная эффективность армирования обусловлена следующими обстоятельствами.

При использовании в фундаментах арматуры из стали класса А-III определяющим становится расчет не по прочности, а по трещиностойкости. При этом раскрытие трещин зависит от приведенного диаметра учитываемой в расчете арматуры, определяемого по формуле (238)*. Уменьшение расстояния между рабочими стержнями при наложении сеток приводит к наименьшему приведенному диаметру рабочей арматуры.

Принцип наложения сетки на сетку позволяет применять верхнюю сетку меньшего размера и тем самым приблизить эпюру материала к эпюре моментов M (рис. 3). Такая возможность отсутствует при использовании в пределах каждого слоя только одной сетки, что предусмотрено действующими типовыми сериями 1.412. Использование этого подхода более рационально, чем подвязка к сеткам укороченных стержней, так как этот способ армирования повышает трудоемкость работ.

Комбинации сеток с рабочей арматурой разных диаметров позволяют уменьшить интервал по несущей способности подошвы в графиках подбора арматуры (рис. 4). По действующим сериям такой подбор приводит к перерасходу металла в среднем на 10%.

* Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения), №, 1978.

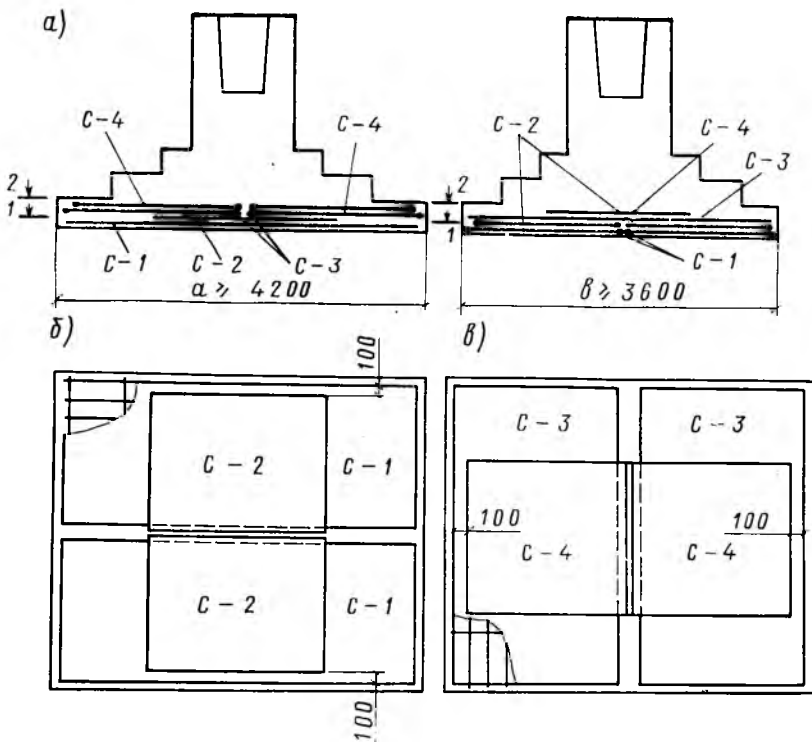


Рис. 2. Армирование подошвы столбчатых фундаментов сварными сетками с рабочей арматурой в продольном направлении при наложении сетки на сетку (а) б — план раскладки 1-го слоя; в — то же, 2-го слоя

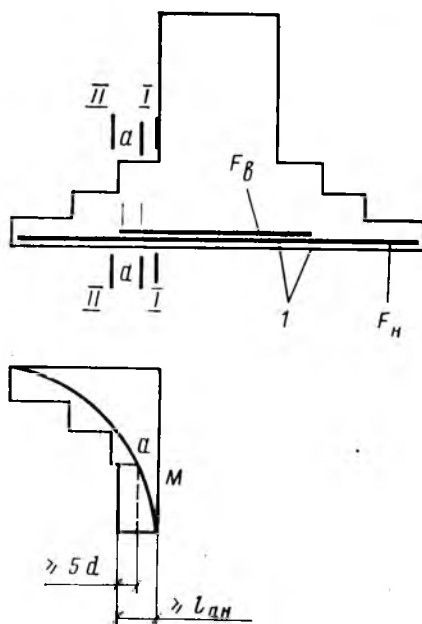


Рис. 3. К расчету фундаментов при наложении сетки на сетку I — сетки 1-го слоя (сетки 2-го слоя условно не показаны)

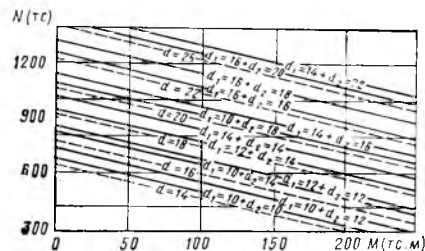


Рис. 4. Подбор диаметров рабочих стержней сеток для армирования подошвы фундаментов размером 4,2×4,8 м с использованием способа наложения сеток $d_1=10+d_2=14$ — наложение двух сеток диаметром 10 и 14 мм; $d=16$ — одна сетка диаметром 16 мм

Определение суммарной площади рабочей арматуры (в пределах одного слоя) при наложении сетки на сетку рекомендуется производить по таблице.

Диаметр рабочих стержней в сетке, мм	Суммарная площадь рабочих стержней $F_{a,с}$, см ² /м на 1 пог. м поперечного сечения конструкции при наложении сетки на сетку (шаг рабочих стержней 200 мм), для диаметров рабочих стержней в сетке, мм									
	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
10	7,86	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	9,58	11,30	—	—	—	—	—	—	—	—
14	11,05	13,24	15,39	—	—	—	—	—	—	—
16	13,98	15,70	17,74	20,11	—	—	—	—	—	—
18	16,55	18,37	20,41	22,82	25,45	—	—	—	—	—
20	19,67	21,39	23,43	25,79	28,46	31,42	—	—	—	—
22	22,93	24,65	26,69	29,05	31,72	34,71	38,01	—	—	—
25	28,47	30,20	32,23	34,59	37,26	40,25	43,54	49,09	—	—
28	34,72	36,44	38,48	40,84	43,51	46,50	49,79	55,33	61,58	—
32	44,14	45,77	47,9	50,26	52,93	55,92	59,21	64,75	71,00	80,43

При наложении укороченных верхних сеток на нижние площадь арматуры нижних (F_n) определяется по сечению, проходящему по грани верхнего уступа (сечение II—II, см. рис. 3), а площадь арматуры верхней сетки (F_v) — по сечению, проходящему по грани подколоники (сечение I—I):

$F_v = F_a - F_n$, где F_a — расчетная площадь рабочей арматуры в сечении I—I. Верхняя сетка заводится за сечение теоретического обрыва $a—a$ не менее чем на $5d$. Кроме того, длина заделки от грани подколоники (сечение I—I) должна быть не менее $l_{ан}$.

При наложении сеток повышается несущая способность плитной части фундаментов. Одновременно уменьша-

ется градиция уровней несущей способности, что расширяет возможность выбора наиболее рациональных сеток для армирования. Сетку, например, с диаметром рабочих стержней, равным 14 мм, выгоднее заменить двумя сетками с диаметром рабочих стержней по 10 мм (см. рис. 4).

Способ наложения сетки на сетку эффективен при армировании конструкций резервуаров, туннелей, подпорных стен и др.

Выводы

Указанный способ армирования путем наложения сетки на сетку рекомендуется принять в основу армирования подошв фундаментов для уменьшения приведенного диаметра арматуры, при-

менения укороченных верхних сеток, подбора сеток практически без перерасхода арматуры.

При расчете плитной части столбчатых фундаментов рекомендуется учитывать монтажную арматуру сеток 2-го слоя (т. е. сеток другого направления). При этом необходимо проверять надежность ее анкеровки. Монтажную арматуру рекомендуется выполнять из стали класса А-III.

Внедрение этих предложений позволит получить значительный экономический эффект. Их предлагается учитывать при корректировке серий типовых столбчатых фундаментов под железобетонные колонны серий 1.412-1/77, 1.412-2/77, 1.412-3/79 и 1.412.1-5.

УДК 624.972.2.012.35

В. Н. БАЙКОВ, д-р техн. наук, проф. (МИСИ); А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ)

Особенности работы приопорных участков балок

Ранее проведенные исследования усилий сцепления арматуры с бетоном в балках показали, что после образования трещин в бетоне опорное анкерующее усилие продольной арматуры составляет 35—45% максимального усилия в продольной арматуре в месте наибольшего изгибающего момента в пролете. Согласно правилам конструирования, оно принимается ориентировочно 50%, поскольку требуется не менее половины сечения продольной арматуры в пролете заводить за грань опоры.

На рис. 1 показана схема приопорного участка балки, находящегося под воздействием M и Q . На ней выделены области силовых потоков, развивающихся в сжатой и растянутой от изгиба зонах. Над опорой оба потока замыкаются наклонным силовым потоком, направление которого определяется равнодействующей D опорного давления A и реактивного усилия $N_{анк}$, приложенного к бетону. Отдельно вынесена промежуточная зона балки, в границах осевых линий сжатой и растянутой зон, а также опорного наклонного силового потока. Она образуется из совокупности бетонных блоков, разграниченных наклонными трещинами и соединенных стержнями

поперечной арматуры, перекрывающими эти трещины. Поперечные арматурные стержни заанкерены в бетонных наклон-

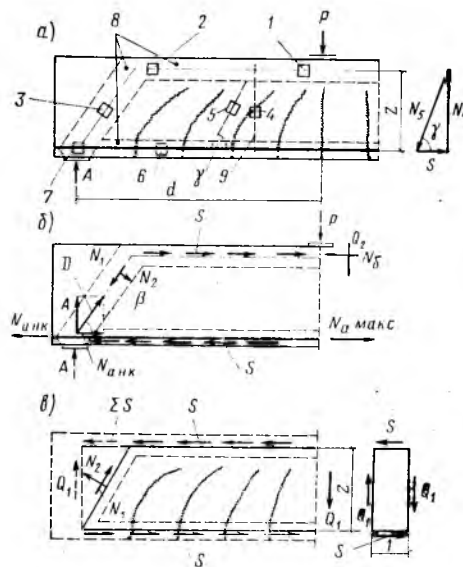


Рис. 1. Схемы приопорного участка балки a — общий вид участка; b — усилия в сжатой и растянутой зонах, а также в опорной части балки; c — усилия, действующие на промежуточную зону балки; 1—7 — расчетные элементы балки; 8 — области силовых потоков; 9 — поперечный стержень

ных блоках, а также в сжатой и растянутой зонах балки.

Все зоны балки находятся во взаимодействии посредством касательных сил S , размещающихся по периметру промежуточной зоны и возникающих по периметру контакта этой зоны с областями силовых потоков. На основании равновесия усилий в продольной растянутой арматуре можно установить усредненное значение касательных усилий S на длине d приопорного участка. Если принять $N_{анк} = 0,4 N_{а.макс}$, то:

$$S = \frac{N_{а.макс} - N_{анк}}{d} = \frac{0,6 N_{а.макс}}{d}$$

Из условия равенства моментов сил на элементе единичной длины промежуточной зоны получаем долю поперечной силы Q , воспринимаемую этой зоной:

$$Q_1 = S_z = \frac{0,6 N_{а.макс} z}{d} = \frac{0,6 P d}{z} = \frac{0,6 P}{z} = 0,6 Q$$

Очевидно, дополнительная часть поперечной силы $Q_2 = 0,4 Q$ должна восприниматься сжатой зоной балки.

Изменение усилий S по длине припорного участка, а также распределение поперечной силы между сжатой и промежуточной зонами можно уточнить с учетом интенсивности продольного и поперечного армирования, физико-механических характеристик бетона и арматуры, влияния коэффициентов В. И. Мухашева ψ_a и ψ_b или более простыми способами.

Наиболее полное представление можно получить, изучив напряженное состояние припорного участка балки в отдельных наиболее характерных местах. В этих местах (на рис. 1 помечено семь элементов одинаковых размеров имеют неодинаковые по характеру и интенсивности нормальные и касательные удельные воздействия, а также неодинаковую структуру по сплошности бетона, характеру и интенсивности армирования).

Элемент 1 испытывает удельные нормальные и касательные воздействия из-за наличия сжимающего усилия N_6 и касательного Q_2 . Такое суммарное воздействие можно заменить эквивалентным двухосным главным экстремальным воздействием, в котором вдоль одного из главных направлений оно достигает максимального значения, а вдоль другого — минимального (с учетом знаков). Главные воздействия направлены под определенным углом к действующим усилиям N_6 и Q_2 . По структуре элемент 1 может быть сплошным бетонным, без арматуры, или армированным как продольной, так и поперечной арматурой (с достаточно частым шагом). Экстремальные значения напряжений в бетоне и арматуре вдоль направлений главных воздействий в этом элементе можно установить расчетом по его плоскому деформированию как железобетонном раздельно в обоих направлениях. Для этого интенсивность удельного и поперечного армирования сжатой зоны балки нужно разложить на оси направлений главных воздействий по соответствующим формулам для ортотропных материалов. При этом необходимо учитывать изменчивость модуля деформаций бетона соответственно интенсивности его сжатия. Для этого весьма удобна формула Л. Н. Онницка, вполне достоверная на восходящей части зависимости $\sigma_b - \epsilon_b$

$$E'_b = E_b (1 - \sigma_b / 1,1 R_{пр}),$$

где E'_b — модуль деформаций бетона при его фиксированном сжимающем напряжении σ_b ; E_b — начальный модуль упругости бетона; $R_{пр}$ — прочность бетона при осевом сжатии.

Расчет железобетонного сечения при главном растягивающем воздействии

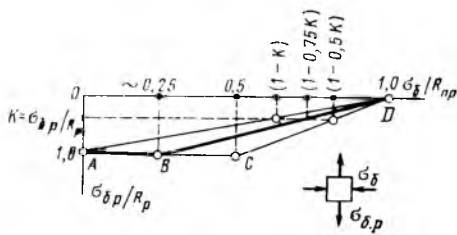


Рис. 2. Диаграмма прочности бетона при двухосном двузначном напряжении

необходимо выполнять при совместном деформировании бетона и арматуры. В этом случае модуль деформаций бетона независимо от степени его растяжения можно принять равным половине начального модуля деформации бетона при сжатии $E_{б.р} \approx 0,5 E_b$. Таким образом, выясняется интенсивность двухосного напряженного состояния бетона и сложное напряженное состояние арматуры в элементе 1.

Если в направлении, перпендикулярном наибольшему сжатию бетона, обнаруживается растяжение, то прочность бетона в направлении сжатия заметно снижается. Оценить это можно по диаграммам прочности бетона при двухосном двузначном напряжении (рис. 2). Здесь граничная линия AD , по рекомендациям СНиП II-21-75, для оценки начала трещинообразования относится к высокопрочным бетонам марок М800 и выше, а ломаная ACD — к бетонам марок М400 и ниже. Для оценки прочности бетона при двухосном двузначном напряженном состоянии можно пользоваться ломаной ABD получаемой для каждого бетона экспериментально. В ней точки A, B, D принимаются по испытанию бетонных призм соответственно при центральном растяжении, центральном сжатии и кручении. В последнем случае бетонные образцы разрушаются из-за разрыва от растяжения при двухосном двузначном напряжении.

Из диаграммы видно, что незначительное поперечное растягивающее напряжение бетона даже при малых коэффициентах его интенсивности $k = \sigma_{б.р} / R_p$ существенно снижает сопротивление бетона продольному сжатию.

Анализ напряженного состояния арматуры в элементе 1 показывает, что она испытывает как осевые нормальные, так и поперечные касательные напряжения. По сравнению с напряжением только при осевом растяжении прочность стали в таком состоянии снижается, что хорошо описывается критерием пластичности стали Губера — Генки — Мизеса.

Элемент 2 испытывает удельные воздействия такого же вида, как и элемент

1, но при ином количественном соотношении N_6 и Q_2 . Сжатая зона припорного участка балки разрушалась и по элементу 1, и по элементу 2. Угол наклона разрушающих трещин к продольной оси сжатой зоны был небольшой. Частое размещение поперечных стержней балки с шагом, соизмеримым с высотой сжатой зоны, заметно повышает сопротивление сжатой зоны.

Элемент 3 расположен на направлении опорного наклонного силового потока балки. Со стороны опорной площадки на него действует давление D (см. рис. 1). Кроме того, здесь же действуют равномерно распределенные по длине наклонного силового потока продольное усилие N_1 , направленное навстречу давлению D , и поперечное усилие N_2 . Значения N_1 и N_2 легко установить по условиям равновесия промежуточной зоны балки.

Следовательно, элемент 3 подвержен продольному сжатию и поперечному растяжению. Напряжения в бетоне и поперечной арматуре, расположенной наклонно к оси силового потока, определяются тем же способом, что и для элемента 1. Опыты показывают, что в месте расположения элемента 3 могут образовываться трещины вдоль оси опорного силового потока. Для избежания этого длину опорной подкладки балки следует принимать надлежащих размеров, предусматривать местное усиление поперечного армирования балки, в балках таврового профиля увеличивать ширину балки на опоре.

Напряженное состояние элементов 4 и 5 взаимосвязано. Удельные воздействия на них определяются по растягивающему усилию N_4 в поперечных арматурных стержнях балки (в местах их пересечения наклонными трещинами) и сжимающему усилию N_5 , направленному вдоль бетонного наклонного блока. Усилия N_4 и N_5 вызываются касательным усилием S (см. рис. 1).

При раскрытии наклонных трещин поперечные арматурные стержни испытывают одновременно растяжение и сдвиг, вследствие чего сопротивление их одноосному растяжению снижается и может быть рассчитано по критерию пластичности Губера — Генки — Мизеса. Предусмотренное СНиП II-21-75 снижение сопротивления стали при использовании ее для поперечного армирования вполне обосновано и может уточняться расчетом.

Поперечная арматура, будучи растянутой, вовлекает в растяжение и бетон наклонных блоков. Усредненное значение растяжения бетона можно оценить и разложить его действие на два направ-

ления: вдоль оси наклонного блока и перпендикулярно ему. Таким образом, выясняется, что бетон наклонных блоков также испытывает осевое сжатие и поперечное растяжение. Его сопротивление сжатию снижается по сравнению с сопротивлением одному осевому растяжению. Его можно также оценить по диаграмме прочности бетона (см. рис. 2). Эффект снижения прочности бетона наблюдался в испытаниях балок таврового сечения с тонкими стенками.

По элементу 6 можно проверить прочность сцепления арматуры с бетоном по действию касательного усилия S , а также прочность бетона на уровне продольной арматуры по действию только касательных сил S .

По элементу 7 можно уточнить прочность анкеровки продольной арматуры

в бетоне и ее сцепление с бетоном. Помимо того, необходимо проверять прочность бетона, расположенного над продольной арматурой в опорном узле, где бетон испытывает большие касательные воздействия от продольной арматуры и интенсивное сжатие опорным давлением. Подлежат учету также предусматриваемое здесь местное усиление поперечной арматурой, метками, спиралью, утолщения стенок и другие мероприятия.

Разрушение приопорного участка балки может начаться с преодоления прочности бетона в любом из рассмотренных элементов или в результате преодоления сопротивления поперечных арматурных стержней. Конечное разрушение балки по наклонному сечению характеризуется предельным состоянием по прочности двух или большего числа элементов. При

конструировании приопорных участков балок целесообразно ориентироваться на их равнопрочность.

Напряженное состояние приопорного участка балки при нагрузке, равномерно распределенной по ее длине, аналогично рассмотренному. Однако необходимо учитывать неравномерное распределение касательных сил по длине приопорного участка.

Выводы

Современное состояние теории железобетона позволяет с достаточной полнотой устанавливать общее напряженное состояние приопорных участков железобетонных балок по анализу отдельных мест и на основании этого более дифференцированно определять их несущую способность и улучшать конструирование.

УДК 691—462

В. М. ФОНОВ, канд. техн. наук, Н. В. МАКАРИЧЕВА, инж. (НИИЖБ)

Исследование узлов сопряжений армированных трубобетонных элементов

Экспериментальные исследования последних лет подтвердили возможность применения в центрально и внецентренно сжатых элементах (колоннах) продольной арматуры классов Ат-VI и Ат-VII. Наибольшая эффективность использования высокопрочной арматуры достигается в элементах с высокой предельной деформативностью, к которым относятся трубобетонные конструкции. Ранее* было показано, что армированные трубобетонные элементы по несущей способности превосходят неармированные в зависимости от процента армирования до 4 раз и более. Однако использование армированных элементов в сооружениях с повышенной несущей способностью во многом зависит от надежности их сопряжений между собой по высоте и с перекрытием.

Исследовали два варианта узлов сопряжений трубобетонных элементов.

1. Трубобетонные элементы со стыками. Для экспериментальной проверки было принято два типа стыков — с обоймой и фланцами (рис. 1).

Фланцевый приторцованный стык должен обеспечивать при монтаже плотный контакт стыкуемых элементов без прокладок с последующей сваркой фланцев

по периметру. По фланцам осуществляется передача нагрузки, приходящейся на все сечение трубобетонного элемента.

Изготовление стыка с обоймой начинается с приварки к нижнему стыкуемо-

му элементу стакана (обоймы) высотой, равной $2D$, и с внутренним диаметром на 4—6 мм больше, чем наружный диаметр стыкуемых элементов. При монтаже на торец нижнего элемента укладывают пластичный раствор, затем верхний стыковочный элемент устанавливают в проектное положение с последующей приваркой его к обойме. В процессе установки в стыке торцов образуется растворный шов толщиной 3—5 мм, а его излишек выдавливается и заполняет зазор между обоймой и элементом. При этом предполагается, что затвердевший раствор в замкнутом объеме при нагружении будет находиться в условиях стесненной деформации и обеспечит высокую прочность шва.

Экспериментальные образцы со стыком обоих типов изготавливали из труб диаметром 160 мм, с толщиной стенки 4,5 мм при $\sigma = 350$ МПа. Толщина фланцев составляла: для стыка с обоймой 10 мм (без обработки торцов), для стыка без обоймы — 30 мм (с последующей обработкой торцов). Для армирования применяли 12 стержней из арматуры класса Ат-VI диаметром 22 мм ($\mu = 30\%$). Общая высота стыкуемых образцов составляла 1120 мм. На каждый тип стыка изготавливали по три образца. Кроме того, для сопоставления изготавливали три образца такой же высоты, но без стыка.

Образцы со стыком испытывали на осевое и внецентренное сжатие с малым

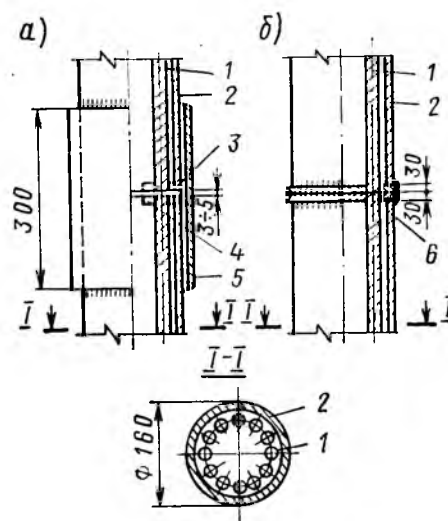


Рис. 1. Конструкция трубобетонных образцов а — стык с обоймой; б — стык с фланцами; 1 — продольные стержни; 2 — труба-оболочка; 3 — выравнивающий слой; 4 — торцовая пластина; 5 — стыковая обойма; 6 — стыковочный фланец

* Людкоцкий И. Г., Фонов В. М., Макаричева Н. В. Исследование сжатых трубобетонных элементов, армированных высокопрочной продольной арматурой. — Бетон и железобетон, 1980, № 7.

эксцентриситетом, равным 20 мм. При испытаниях измеряли продольные и поперечные деформации верхнего и нижнего элементов вне зоны стыка тензодатчиками, а деформации стыка — индикаторами, установленными по осям элемента на базе 300 мм. На рис. 2 приведены продольные деформации на участках вблизи стыков и в середине элемента (испытания проводили на прессе с шаровыми опорами при $L/D=7$). При осевом нагружении работа образцов со стыками обоих типов и без них как по несущей способности, так и по деформативности идентична. Деформации в зоне стыка на всех этапах нагружения по характеру соответствуют деформациям самих элементов, а по величине несколько больше последних. Абсолютная податливость фланцевого стыка при нагрузке 5000 кН составила 0,84 мм, стыка с обоймой — 1,24 мм, а разрушающая нагрузка соответственно 5300 и 5200 кН, или 82 и 81% разрушающей нагрузки для образца без стыка, равной 6400 кН. Разрушение образцов со стыками характеризовалось изгибом образца и образованием односторонних гофров в оболочке элементов. Разрушения стыковых зон при визуальном осмотре не обнаружено.

Испытание образцов на внецентренное сжатие проводили на прессе, оборудованном ножевыми опорами при $L/D=10$. На рис. 2 приведены зависимости «нагрузка — деформации» для образцов, испытанных при заданном эксцентриситете 20 мм. Разрушающая нагрузка составляла: для образцов с фланцевым стыком 2350 кН, а с обоймой — 2600 кН, или соответственно 76 и 84% разрушающей нагрузки для образцов без стыка (3100 кН), испытанных при том же эксцентриситете. Несущая способность образца с фланцевым стыком примерно на 10% ниже, чем образца, имеющего стык с обоймой.

Разрушение образцов при внецентренном сжатии характеризовалось образованием изгиба, а также нарушением стыкового узла. В частности, стыковочный фланец отрывался от оболочки по сварному шву. В стыке с обоймой при отсутствии сварного соединения между оболочкой верхнего элемента и обоймой в плоскости изгиба отмечалась повышенная поперечная деформативность верхней зоны обоймы. При наличии сварного шва этого не наблюдалось.

Проведенные испытания показали, что стыки предлагаемых типов по несущей способности соответствуют прочности армированных трубобетонных элементов, при внецентренном сжатии степень надежности выше у стыка с обоймой.

2. Узел сопряжения безбалочного перекрытия с трубобетонной колонной. Конструкция узла сопряжения безбалочного перекрытия с трубобетонной колонной разработана для зданий, возводимых методом подъема этажей. При этом основное внимание уделялось изучению передачи нагрузки от перекрытия на колонну. Для этого был принят один из возможных типов узлов сопряжения колонны с перекрытием (рис. 3), при котором нагрузка передается через бетон и арматурные выпуски, привариваемые к трубе-оболочке колонны.

Исследования проводили на натуральных фрагментах, геометрические размеры которых назначались с учетом реальной

нагрузки на перекрытие, равной 500 кН. Фрагмент узла сопряжения состоит из трубобетонной колонны и кольцевого участка железобетонного перекрытия с конусным отверстием в центре. Меньший диаметр отверстия принимали из условий прохождения через него стыка колонны. Кубиковая прочность бетона плиты и колонны к моменту испытания составляла 45 МПа.

При армировании плиты часть нижних рабочих стержней имела отогнутый вверх под углом 95° выпуск. Число таких выпусков определяли расчетом в зависимости от нагрузки и диаметра рабочей арматуры. В данном случае было принято восемь стержней диаметром 25 мм из стали класса А-III.

После подъема перекрытия на проектную отметку выпуски прижимали к колонне и приваривали к ней, после чего замоноличивали конусное отверстие плиты. Для обеспечения совместной работы замоноличенного стыка с колонной по периметру ее приваривали одно-два горизонтальных кольца из арматуры периодического профиля диаметром 10—18 мм.

Вертикальная нагрузка передавалась на перекрытие при помощи четырех проставок, расположенных по двум осям фрагмента. Их устанавливали на металлическую кольцевую пластину шириной 150 и толщиной 45 мм, лежащую на плите перекрытия. Между плитой перекрытия и кольцевой пластиной укладывали выравнивающий слой раствора толщиной 1 см. Такая схема передачи нагрузки обеспечивала достаточно равномерное ее распределение по периметру перекрытия.

Подготовленный фрагмент устанавливали на нижнюю траверсу испытатель-

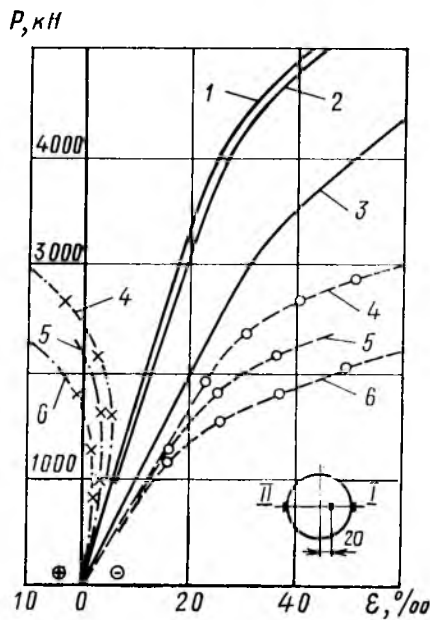


Рис. 2. Продольные деформации армированных трубобетонных образцов

1 — образцы без стыка; 2 — образцы со стыком, деформации вне зоны стыка; 3 — то же, деформации в зоне стыка; 4 — образцы без стыка; 5 — стык с обоймой, деформации вне зоны стыка; 6 — то же, фланцевый стык; — при осевом сжатии; — — — при внецентренном сжатии для грани I; - - - - то же, для грани II

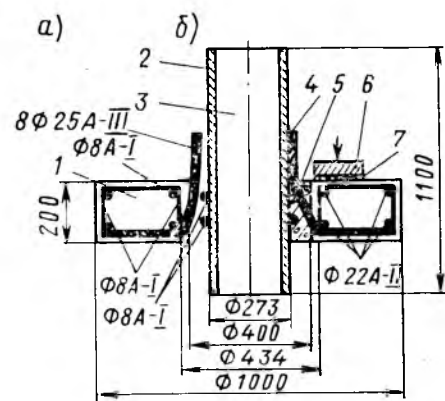


Рис. 3. Фрагмент узла сопряжения колонны с перекрытием: положение стыковочных арматурных выпусков при подъеме плиты на проектную отметку (а); плита на проектной отметке, выпуски приварены к колонне, стык замоноличен (б)

1 — плита перекрытия; 2 — труба-оболочка колонны; 3 — бетонное заполнение колонны; 4 — арматурные выпуски; 5 — бетон замоноличивания; 6 — металлическая кольцевая пластина; 7 — выравнивающий слой раствора

ного пресса. Нагрузка от верхней траверсы передавалась на проставки. Верхняя часть колонны при этом оставалась свободной. Вертикальные перемещения плиты перекрытия относительно колонны фиксировали четырьмя индикаторами часового типа, ориентированными по двум осям фрагмента.

Первый образец фрагмента испытывали без приварки арматурных выпусков к колонне. Это позволяло определить несущую способность стыка только при его замоноличивании и установке в зоне стыка двух армированных горизонтальных колец на колонне. Результаты испытаний показали, что упругая работа такого стыка сохранялась при нагрузке 700 кН. Деформативность его (перемещение плиты относительно колонны) при этой нагрузке достигала 0,74 мм; при нагрузке более 700 кН она возрастает и при 900 кН достигает 1,6 мм. Несущая способность данного стыка была исчерпана вследствие нарушения сцепления бетона с колонной при нагрузке 1230 кН. Следует отметить, что приваренные к колонне горизонтальные кольца существенно влияют на прочность и деформативность замоноличенного стыка. При установке двух арматурных колец несущая способность стыка возрастает примерно в 3 раза. При включении горизонтальных колец в работу стыка резко возрастает сопротивление сдвигу перекрытия относительно колонн, одновременно с этим распор, возникающий в контактной зоне кольца с бетоном, увеличивает область вовлекаемого в работу бетона. На рис. 4 показана податливость такого стыка при нагружении.

После проверки работы замоноличенного стыка на этом же фрагменте определяли несущую способность стыка с приваренными выпусками без омоноличивания. При нагрузке 700 кН перемещение плиты относительно колонны составило 0,55 мм, при 1750 кН, когда были сняты последние показания индикаторов, — 1,52 мм. В целом работа стыка с приваренными выпусками по всем эта-

пам загрузки влпоть до нагрузки 1750 кН проходила в упругой стадии (см. рис. 4). Разрушение стыка произошло при 2500 кН и характеризовалось разрывом четырех несущих стержней на расстоянии 1—2 см от нижней границы приварки выпусков к колонне и срезом четырех оставшихся выпусков по сварке.

На втором фрагменте испытывали сопряжения плиты перекрытия с колонной с приваркой арматурных выпусков и омоноличиванием зазора вокруг колонны без установки горизонтальных колец. Перемещения плиты относительно колонны в этом случае составили при нагрузках 700 и 1750 кН соответственно 0,3 и 0,75 мм (см. рис. 4). Разрушение наступило при 3250 кН и характеризовалось разрывом всех восьми стержней в нижней границе сварки выпусков с колонной.

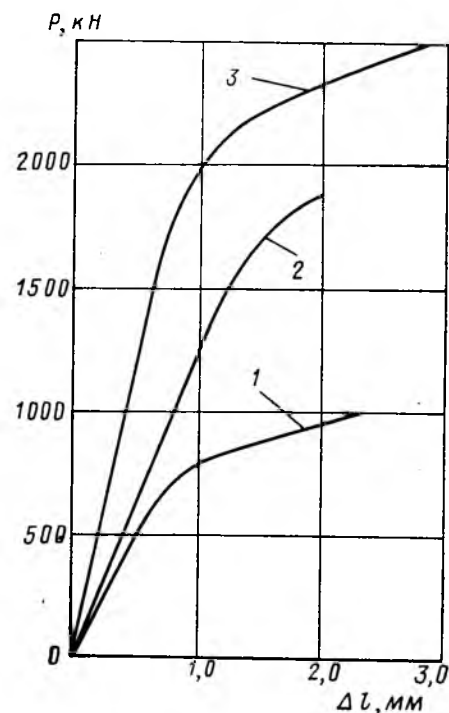


Рис. 4. Податливость монолитного перекрытия относительно трубобетонной колонны в зоне их сопряжения

1 — омоноличенный стык с горизонтальными арматурными кольцами; 2 — стык с приваркой выпусков к колонне; 3 — полный стык с омоноличиванием и приваркой выпусков

Имея опытные данные по несущей способности узла сопряжения в целом, а также входящих в него отдельных конструктивных элементов, можно сказать, что на арматурные выпуски приходится 67% общего усилия, действующего на узел, на стык замоноличивания с горизонтальными кольцами — 33%, в том числе на стык замоноличивания без колец — 10—12%.

При проектировании узла сопряжения перекрытия с колонной целесообразно назначать расчетную площадь арматурных выпусков с учетом работы замоноличенного стыка с горизонтальными кольцами.

Бетоны

УДК 693.542

К. Э. ГОРЯЙНОВ, д-р техн. наук, проф. (ВЗИСИ)

Предварительная водная активация цементного теста при приготовлении бетонной смеси

Автором рассмотрена возможность использования эффекта упрочнения для получения равнопрочного бетона с сниженным удельным расходом цемента при введении части цемента, прошедшего водную активацию.

Известно, что прочность бетона при сжатии в большинстве случаев можно определить по формуле

$$R_0 = A R_{ц} [(C/B)_{ц.к} - B].$$

Вследствие простых математических преобразований цементно-водное отношение цементного камня равно:

$$(C/B)_{ц.к} = \frac{R_{028}}{A R_{ц28}} + 0,5,$$

где R_{028} — предел прочности при сжатии через 28 сут твердения, МПа; $A = 0,54 \dots 0,55$; $R_{ц28}^{акт}$ — активность цемента после гидрохимической активации, определяемая расчетом, МПа.

На Тушинском заводе ЖБИ из бетонной смеси, на 1 м³ бетона которой расходовалось цемента марки 400 520 кг, воды 232 л, песка 630 кг, щебня 995 кг, приготовили бетон с О.К.=12 см. Бетон из контрольного состава, не содержащего активированного цемента, имел предел прочности при сжатии через сутки — 19, через 28 сут — 30,2 МПа.

В случае, когда из бетонной смеси 40% сухого цемента заменяли активированным в течение 10 мин при частоте вращения смесителя 900 мин⁻¹, предел прочности при сжатии составил через сутки — 24,8, через 28 сут — 43,1 МПа. При этом установлено, что активация по эффективности равноценна применению высокомарочного цемента. Для ориентировочных расчетов можно принять следующие значения активности цемента:

$$R_{ц28} = \frac{R_{028}}{A (C/B - 0,5)} = \frac{R_{028}}{0,946}.$$

Подставляя значения R_0 , получаем значения $R_{ц}$ для бетонов без активации $R_{ц28} = 32,5$ МПа, с активацией $R_{ц28}^{акт} = 43,5$ МПа.

Для бетона без активации цемента $(C/B)_{ц.к} = 2,22$; $(B/C)_{ц.к} = 0,54$; γ

для бетона с активацией 40% цемента

$$(C/B)_{ц.к}^{акт} = 1,73; (B/C)_{ц.к}^{акт} = 0,58.$$

Для сохранения бетонной смесью

значения О.К.=12 см в составе смеси с сокращенным расходом цемента количество цементного теста должно быть близко к первоначальному абсолютному объему $A_{ц.т} = 400$ л/м³.

При условии, что абсолютный объем цементного теста и при $V/C = 0,58$ остается равным 400 л/м³, преобразуя уравнение $A_{ц.т} = C/3,1 + C(B/C)$, найдем необходимую величину удельного расхода цемента при активации $C_{акт} = 442,9$ кг/м³.

При этом потребность воды $V = 256,9$ л/м³. Окончательный состав бетонной смеси, содержащей активированный цемент, на 1 м³ бетона следующий: $C = 433$ кг, $V = 257$ л, $P = 630$ кг, $\Pi = 995$ кг. Экономия цемента $C = 77$ кг/м³ (14,6%).

Если О.К. бетонной смеси нового состава больше 12 см, то следует уменьшить в смеси содержание цемента и воды, не нарушая V/C . С увеличением $(B/C)_{акт}$ до 0,58 улучшаются условия активации цемента: вместо 40% цемента можно активировать при $(B/C)_{ст.к} = 1$ не менее 58%. При этом повышается и степень гидратации содержащегося в суспензии цемента.

Для бетона с О.К.=6 см, изготовленного с применением портландцемента марки 400 из состава $C = 265$, $V = 185$, $P = 550$ и $\Pi = 1238$ кг/м³ при $\gamma = 0,354$ и $V/C = 0,7$.

Средний предел прочности, при сжатии через 28 сут нормально-влажностного твердения составил: без активации цемента $R_{028} = 23$ МПа, с 5-минутной активацией при частоте 1500 мин⁻¹ $R_{028}^{акт} = 30,5$ МПа.

Расчетная активность цемента $R_{ц28} = 15,33$ МПа; $R_{ц28}^{акт} = 20,33$ МПа.

Цементно-водное отношение составило:

$$(C/B)_{ц.к} = 3,22; V/C = 0,31;$$

$$(C/B)_{ц.к}^{акт} = 2,5; (B/C)_{ц.к}^{акт} = 0,4,$$

а с учетом водопоглощения песка и щебня $(B/C)_{0}^{акт} = 0,91$.

При О.К.=6 см принимаем абсолютный объем цементного теста $A_{ц.т} = 270,48$ л/м³. Тогда $C_{акт} = 218,98$ кг/м³, $V = 199,27$ л/м. Экономия цемента $C = 46$ кг/м³ (17,35%) при $P = 550$ кг/м³ и $\Pi = 1238$ кг/м³.

С увеличением значения $(B/C)_{акт}$ создаются лучшие условия для получения цементно-водной композиции при

$(B/C)_{сус} = 0,91$, что может повысить прочность бетона.

Дальнейшая проверка эффективности активации 80% цемента, проведенная на Серлуховском ДСК и КСК, позволила получить равнопрочный бетон марок М300 и М200 с удельным расходом цемента 325 кг/м³ вместо 375 (при $B/C = 0,52$) или 376 кг/м³ вместо 442.

Также отмечалось, что для получения бетона марки М300 достаточно продолжительность изотермического выдерживания бетона при 90°C, при отсутствии 5-минутной активации — 8 ч, при активации 80% цемента — 4 ч. Годовая экономия себестоимости составляет при этом 103 и 97 тыс. р.

В ходе исследований выявилась целесообразность в зависимости от заводских условий раздельного приготовления бетонной смеси в СМ-108 А цементной суспензии с последующей загрузкой в бетоносмеситель заполнителей, а также установки дополнительного смесителя для приготовления цементно-водной су-

спензии. В качестве примера приведен расчет необходимого количества цементно-водной суспензии Э (ЦВС) на изготовление панели размером 6×1,5×0,2 м, объемом 1,8 м³.

При $B/C = 0,4$ масса цемента, необходимого на панель, $C = 765$ кг, масса воды $B = 306$ л.

Для приготовления ЦВС можно принять $C_{ЦВС} = 463$ кг. Абсолютный объем ЦВС = 547,2 л (около 0,55 м³).

В этом случае смеситель интенсивного перемешивания может иметь высоту 1,45 м, диаметр 0,7 м. При мощности электродвигателя 40 кВт на активацию 1 т цемента в течение 10 мин потребуется электроэнергии $N = 15$ кВт·ч; затрата усл. топлива 1,85 кг.

Поскольку на обжиг 1 т клинкера на цементных заводах расходуется не менее 226 кг, а при активации 1 т цемента экономия составит не менее 12%, т. е. 120 кг цемента, на изготовление которых необходимо было бы затратить 27,2 кг усл. топлива, то экономия

усл. топлива $\Delta_n = 25,27$ кг на 1 т активированного цемента.

В условиях завода ЖБИ Куркачинского комбината сельского строительства экономическая эффективность при годовом выпуске бетонных и железобетонных изделий 61,5 тыс. м³ составила более 77 тыс. р., причем вследствие экономии цемента — 62,2 тыс. р., в результате сокращения продолжительности обработки изделий с 16 до 13 ч экономия пара 112 кг/м³. При стоимости 1 т пара 2,5 р. будет сэкономлено 15,05 р.

Полученный эффект объясняется тем, что введение в бетонную смесь вместо порошка цемента цементно-водной суспензии (ЦВС), содержащей гидратированные частицы новообразования, позволяет в начальный период схватывания и твердения повысить степень гидратации цемента и получить цементный камень с более высокой степенью однородности.

УДК 666.973.6

Я. А. ГАСАНОВ, канд. техн. наук (НИИС Госстроя ТССР);
А. М. ШАНИЯЗОВ, зам. министра строительства ТССР, засл. строитель ТССР

Автоклавный ячеистый бетон на основе барханного песка

Для ускорения темпов строительства в Туркменской ССР важное значение имеет освоение производства эффективных строительных материалов из автоклавного ячеистого бетона (стеновых, теплоизоляционных и отделочных) на основе каракумских песков.

Учитывая высокую сейсмичность и жаркий климат, Институтом сейсмостойкого строительства разработана технология производства ячеистого бетона на основе грубодисперсного и немолотого каракумского песка, предусматривающая выпуск теплоизоляционного и теплоизоляционно-конструкционного автоклавных ячеистых бетонов.

Теплоизоляционный ячеистый бетон исследовали в соответствии с ОСТ 21-22-76 (табл. 1). Реверберационный коэффициент звукопоглощения при частоте 125, 250, 500, 1000, 2000 и 4000 Гц соответственно составил 0,17, 0,3, 0,35, 0,4, 0,45 и 0,52. Теплопроводность ячеистого бетона плотностью 350—400 кг/м³ равна 0,092—0,104 Вт/(м·°С). Полученные акустические свойства отвечают требованиям ГОСТ 23499—79.

Т а б л и ц а 1

γ , кг/м ³	$R_{сж}$, МПа	Влажность, %	$A = \frac{R_{сж}}{\gamma}$
350	0,83	34/18*	6,5
400	1,10	35/18	6,8

* Перед чертой — до автоклавной обработки, после черты — после.

Теплоизоляционно-конструкционный ячеистый бетон на грубодисперсном каракумском песке имеет плотность 620—650 кг/м³, прочность при сжатии 4,6 МПа, призменную прочность 3,3 МПа, модуль упругости 32,10³ МПа, теплопроводность 0,145 Вт/(м·°С), влажность после автоклавной обработки 14—16%, морозостойкость после 50 циклов замораживания и оттаивания 0,88.

Ячеистый бетон на грубодисперсном песке отличается улучшенной макропористой структурой. Особенно целесообразно применение грубодисперсного песка при вибрационной технологии, так как улучшается упаковка пор, снижается размер среднего диаметра пор и уменьшается коэффициент эллиптичности.

Объем капиллярной пористости ячеистого бетона на грубодисперсном барханном песке снижается на 20% при литевой технологии и более чем на 40% при вибрационной.

Лучшая макро- и микропористая структура и состав новообразований, а также локализация микротрещинообразования за счет крупнозернистых частиц песка обеспечили высокий коэффициент конструкционного качества, составляющий для теплоизоляционно-конструкционных бетонов 136—161, что выше, чем у бетонов на молотом барханном песке.

Таким образом, ограничение дисперсности не кварцевых составляющих полиминеральных песков вследствие грубодисперсной подготовки кремнеземистого компонента обеспечивает получение высококачественных ячеистых бетонов на основе барханных песков.

Технология производства изделий с добавкой немолотого каракумского песка такая же, как и для обычного ячеистого бетона. На основе проведенных исследований установлены оптимальные дозировки барханного песка разной дисперсности в составе ячеистых бето-

нов различного назначения (табл. 2).

Учитывая небольшой объем тонкодисперсного песка в составе бетона (10—30%), целесообразно не производить его специальный помол, а измельчать при изготовлении известково-песчаного вяжущего. Таким образом, на заводах необходимо организовать только грубодисперсное измельчение 20—50% вводимого в ячеистый бетон барханного песка.

Теплоизоляционно-конструкционные ячеистый бетон используют для изготовления стеновых блоков и интерьерных плит, а теплоизоляционный — для декоративно-акустических плит.

По разработанной технологии в 1973 г. в Ашхабаде на комбинате строительных материалов Минпромстройматериалов ТССР смонтирована первая установка по производству стеновых блоков, использованных в подвальной части торгового центра в микрорайоне 9-10.

В настоящее время на комбинате строительных материалов и конструкций Министерства торговли ТССР введен в действие цех по производству интерьерных плит мощностью 20 тыс. м² и 35 тыс. м² блоков. Ведутся работы по внедрению второй технологической линии.

Исследование экономической эффективности отделочных ячеистобетонных интерьерных плит и мелких блоков свидетельствует о значительной экономической эффективности нового строительного материала (табл. 3).

Таким образом, внедрение интерьерных плит и блоков из ячеистого бетона на основе немолотого каракумского песка позволяет получить значительный экономический эффект. Применение изделий

Таблица 2

Ячеистый бетон	ρ	Дозировка фракций песка, % общего расхода барханного песка		
		тонкодисперсного	груболого	немолотого
Теплоизоляционный	350—400	30—40*	50—60	10
Теплоизоляционно-конструкционный	650	25—30	50	20—25
		20—25	50—55	25
		15	40—50	35—45

* Над чертой — литьевая технология, под чертой — вибрационная.

Таблица 3

Показатель	Отделка стен		Устройство перегородок	
	Промывная штукатурка (эталон)	Декоративно-акустическая газобетонная плитка	гипсолитовых (эталон)	газобетонных
Объем внедрения, тыс. м ²	20,00	20,00	35,00	35,00
Прямые затраты, р.	11,70	6,05	3,00	2,07
В том числе:				
материалы	4,17	5,30	1,91	1,23
зарплата	7,43	0,73	1,07	0,82
эксплуатация машин	0,10	0,02	0,02	0,01
Накладные расходы, р.	1,17	0,61	0,30	0,20
Себестоимость, р.	12,90	6,66	3,30	2,27
Трудозатраты, чел.-ч	12,00	1,10	1,68	1,22

УДК 691.327:539.376

А. А. ЛЮБИМОВ, В. П. КОНОНОВ, инженеры (ДИСИ); П. И. ФИЛИМОНОВ, канд. техн. наук (Стройиздат)

Взаимосвязь между ползучестью и релаксацией напряжений в бетоне

Ползучесть и релаксация благодаря наличию связи между ними при ограниченной деформации в бетонных элементах протекают одновременно. При этом ползучесть носит связный характер и представляет собой процесс увеличения деформации во времени при убывающих напряжениях.

Для установления картины взаимосвязи между указанными процессами в лаборатории строительных конструкций Криворожского ордена Трудового Красного Знамени горнорудного института было проведено экспериментальное исследование релаксации напряжений и ползучести, а также связных процес-

сов при различной степени релаксации напряжений и различной длительности загрузки.

Экспериментальные образцы представляли собой призмы размером 100×100×400 мм и кубики с размером ребра 100 мм. При приготовлении бетона использовали портландцемент мар-

сов при различной степени релаксации напряжений и различной длительности загрузки.

Экспериментальные образцы представляли собой призмы размером 100×100×400 мм и кубики с размером ребра 100 мм. При приготовлении бетона использовали портландцемент мар-

ки 400, щебень Карачуновского карьера фракции 5—20 мм, днепровский речной мелкий песок с модулем крупности 1,34, а также водопроводную воду. Образцы I серии изготовляли из товарного бетона марки М200, образцы II серии — из бетона, приготовленного в лабораторной бетономешалке емкостью 100 л. Состав бетона I серии 1:1,8:3,3 при $B/C=0,55$; II серии — 1:1,58:2,9 при $B/C=0,5$.

Призмы бетонировали в горизонтальном положении в металлической опалубке, распалубливание производили на второй день. Бетон набирал прочность в специальной камере с относительной влажностью воздуха $85 \pm 5^\circ\text{C}$. Образцы I серии были испытаны при кратковременном нагружении в течение 4 ч с целью изучения связанных процессов при различной степени релаксации напряжений, а II серии — при длительном нагружении (253 сут) для изучения полных процессов ползучести и релаксации напряжений. Все образцы в возрасте 28 сут загружали до уровня напряжения $\sigma/R=0,6-0,67$. После испытания для определения предела прочности призмы доводили до разрушения. Образцы II серии сразу после распалубливания изолировали парафином, техническим вазелином и калькой.

Экспериментальное исследование проводили на специальных рамных установках, предназначенных для проведения опытов на релаксацию напряжений. В верхней части рамы установки имеется ручной червячный привод, позволяющий создавать нагрузку 250—300 кН. В нижней части расположен блок из четырех пружин, с помощью которого нагрузка поддерживается постоянно при исследовании полной ползучести.

Загружение призм I серии осуществлялось условно-мгновенной нагрузкой до заданного уровня напряжений, затем деформации и усилия измерялись через 5, 10, 15, 30, 60, 120 и 240 мин.

Исследование релаксации напряжений производилось по общепринятой методике: поддерживали постоянную величину деформаций, полученную при заданном уровне напряжения, путем постепенного уменьшения нагрузки. Связанные процессы ползучести и релаксации напряжений исследовали путем удержания напряжений, соответствующих в каждый момент времени не полной релаксации, а лишь некоторой ее части. Степень релаксации ξ в опытах принималась равной 0, 0,25, 0,5, 0,75 и 1,0.

Средняя кубиковая прочность бетона I серии в возрасте 28 сут, приведенная к прочности кубика с ребром 150 мм,

составила 24,6 МПа, а призмная прочность — 22,7 МПа. Вычисленный по графику мгновенных деформаций модуль упругости при $\sigma/R=0,3$ равнялся $2,97 \cdot 10^4$ МПа.

По результатам испытания призм на полную релаксацию (образцы Р-1) была построена зависимость величин падения усилий от времени. Затем ординаты кривой были разделены на 4 части, с помощью полученных точек построены кривые падения усилий ΔP во времени при степени релаксации, равной 0,25, 0,50 и 0,75, они являлись исходными при исследовании связанных процессов. Величину усилий, соответствующих в каждый момент времени одной из кривых, контролировали по динамометру.

По результатам испытания призм на ползучесть после мгновенного нагружения была построена кривая приращения деформаций простой ползучести $\Delta \epsilon_n$ во времени. При этом исходное усилие, соответствующее началу релаксации, принимали равным 160 кН, а исходную упруго-мгновенную деформацию, соответствующую началу ползучести, — $51,16 \cdot 10^3$.

Напряжения (в МПа) для данного момента времени вычисляли путем деления замеренного динамометром усилия на площадь поперечного сечения призмы. Значения секущих модулей для фиксированных моментов времени практически не зависели от степени релаксации, поэтому было принято их среднее значение и построена зависимость уменьшения усредненного секущего модуля с течением времени (рис. 1).

Полученные значения секущих модулей на основе кривой полных деформаций можно использовать для построения кривой полной релаксации напряжений для эксперимента аналогичной длительности. Соответственно можно

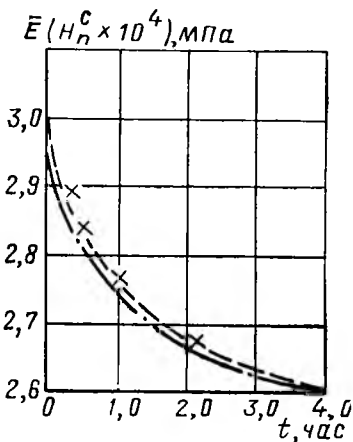


Рис. 1. Изменение с течением времени секущего модуля полных деформаций при кратковременных испытаниях
Обозначения: — экспериментальная; — вычисленная по (1)

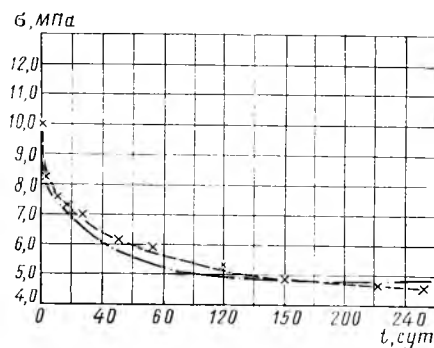


Рис. 2. Изменение с течением времени напряжений при полной релаксации
Обозначения: — экспериментальная; — вычисленная по кривой ползучести

построить кривые релаксации напряжений и при связанной ползучести, если известны значения секущих модулей полных деформаций и ординаты кривой полных деформаций в отдельные, фиксированные моменты времени.

На рис. 2 показаны кривые падения напряжений. Отклонения вычисленных напряжений от полученных экспериментальных колеблются в пределах от $-6,4$ до $\pm 10\%$.

Удовлетворительное совпадение экспериментальных и вычисленных напряжений, полученных на основе испытаний двух групп бетонных призм по различным методикам (на ползучесть и на релаксацию), подтверждает наличие связи между ползучестью и релаксацией напряжений при кратковременном, а также и при длительном нагружении.

Так как кривые уменьшения секущего модуля полных деформаций при кратковременном и длительном нагружении имеют в общем случае одинаковый характер, то их можно аппроксимировать общей зависимостью, например, типа

$$E(t)_n^c = \varphi_0 + \varphi_1 e^{-\alpha_1 t} + \varphi_2 e^{-\alpha_2 t}, \quad (1)$$

где φ_0 — предельное значение секущего модуля в некоторый момент времени t_n (при кратковременных процессах можно принять $t_n=1$ сут, при длительных $t_n=1$ год); $\varphi_1, \varphi_2, \alpha_1, \alpha_2$ — параметры из опытов; t — время наблюдения.

При больших отрезках времени $t \cong \infty$ второе и третье слагаемые (1) равны нулю и секущий модуль будет равен предельному:

$$E(t)_n^c = \varphi_0.$$

В начальный момент времени $t \cong 0$ $e^{-\alpha_1 t} = 1$ и $e^{-\alpha_2 t} = 1$; $E(t)_n^c = \varphi_0 + \varphi_1 + \varphi_2$. При относительно невысоких уровнях напряжения в начальный момент времени секущий модуль будет равен модулю упруго-мгновенных деформаций:

$$E(t)_n^c = E, \quad \text{т. е. } \varphi_0 + \varphi_1 + \varphi_2 = E.$$

В. В. КАЛМЫКОВ, Ю. В. ДМИТРИЕВ, кандидаты техн. наук (ИЧМ МЧМ СССР);
 О. В. ФИЛОНОВ, канд. техн. наук, Н. Ф. ГОНЧАРЕНКО, В. И. ГРАЧЕВ, инженеры
 (Криворожский металлургический з-д имени В. И. Ленина);
 Г. М. КРАСОВСКАЯ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Новая термомеханически упрочненная арматура из стали марки 10ГС2

При кратковременных воздействиях кривая полных деформаций может быть описана первыми двумя слагаемыми (1), при длительных действиях — тремя.

Характер изменения секундного модуля полных деформаций при длительных воздействиях и точность аппроксимации по (1) видны из рис. 3. Отклонение вычисленных значений от экспериментальных составило: при кратковременных воздействиях от $-0,9$ до $+0,8\%$ (см. рис. 1), длительных воздействиях от $-3,34$ до $+2,23\%$ (см. рис. 3).

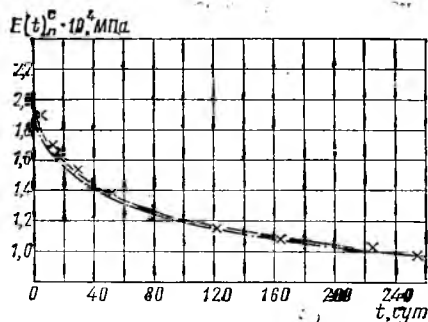


Рис. 3. Изменение с течением времени секундного модуля полных деформаций при длительных испытаниях

Обозначения: сплошная кривая — экспериментальная; пунктирная — вычисленная по (1)

Численные значения параметров составили: $\varphi_0 = 0,975 \cdot 10^4$ МПа; $\varphi_1 = 0,761 \cdot 10^4$ МПа; $\varphi_2 = 0,86 \cdot 10^4$ МПа; $\alpha_1 = 0,0122$; $\alpha_2 = 0,83$.

Выводы

Экспериментально установлена связь между деформациями ползучести и релаксацией напряжений, показана возможность вычисления секундного модуля полных деформаций и прогнозирования величин деформаций ползучести, а также величины напряжения при полной связной релаксации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Бондаренко В. М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Харьков, изд-во ХГУ, 1968.
- Колтунов М. А. Ползучесть и релаксация. М., Высшая школа, 1976.

В настоящее время вместо арматуры класса А-IV из стали 80С разработана и выпускается металлургической промышленностью термомеханически упрочненная арматура из стали 10ГС2*, обладающая большей технологичностью в производстве и улучшенными прочностными, пластическими и другими эксплуатационными характеристиками.

В Институте черной металлургии Минчермета СССР, на Криворожском металлургическом заводе имени В. И. Ленина совместно с НИИЖБ исследовали прочность, пластичность, коррозионную стойкость, хладноломкость и циклическую прочность этой стали, выплавленной в двухванных сталеплавильных агрегатах завода «Криворожсталь».

Испытания проводили на арматуре периодического профиля диаметром от 10 до 20 мм. Химический состав стали: 0,11% С; 1,28% Мп; 1,95% Si; 0,038% S; 0,030% Р; 0,06% Cr; 0,02% Ni; 0,04% Cu; 0,01% Al; 0,006% N. Термомеханическое упрочнение осуществляли на промышленных установках в потоке станов 250-1 и 250-5 завода «Криворожсталь».

Для определения способности нового материала к термическому упрочнению и выяснения его поведения при повторном нагреве, оценки пластических характеристик и сопротивляемости коррозионному растрескиванию под напряжением при повышенных исходных уровнях прочности арматуру диаметром 10, 14 и 18 мм соответственно термомеханически упрочняли на класс Ат-VI ($\sigma_{0,2}$ не менее 980 МПа, σ_b не менее 1250 МПа, δ_5 не менее 7%, δ_p не менее 2%) и Ат-V ($\sigma_{0,2}$ не менее 785 МПа, σ_b не менее 980 МПа, δ_5 не менее 8%, δ_p не менее 2%). Для сравнения исследовали металл в горячекатаном состоянии.

Испытания на коррозионное растрескивание проводили при различных уровнях напряжения в растворе нитратов, содержащем 60% $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$, 5% NH_4NO_3 и 35% воды при температуре 98—100°C в течение 200 ч [1].

* А. С. № 901330. Арматурная сталь. В. В. Калмыков, Ю. В. Дмитриев, И. Г. Узлов и др. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1982, № 4.

Склонность металла к хрупкому разрушению определяли путем построения кривых ударной вязкости в интервале температур $-196 \dots +20^\circ\text{C}$ (на образцах Менаже с надрезами типов I и II по ГОСТ 9454—78) с оценкой чувствительности к надрезу и критической температурой хрупкости ($T_{кр}$) по методике [2]. Образцы вырезали из горячекатаных и термомеханически упрочненных арматурных стержней диаметром 14 мм.

Усталостные испытания проводили на натуральных образцах диаметром 14 и длиной не менее 800 мм на гидропульсационной машине ЦД-100 ПУ в условиях циклического растяжения с коэффициентом асимметрии цикла $\rho = 0,5$ и частотой нагружения 400 циклов/мин на базе испытаний $2 \cdot 10^6$ циклов.

В горячекатаном состоянии арматура из стали 10ГС2 обладает свойствами стали класса А-III по ГОСТ 5781—82 ($\sigma_{0,2}$ не менее 400 МПа, σ_b не менее 600 МПа, δ_5 не менее 14%). Хотя с возрастанием ее диаметра до 20 мм прочность и пластичность несколько снижаются, тем не менее свойства стали такого диаметра полностью отвечают требованиям вышеуказанного класса со значительным запасом по пластичности (δ_5). Результаты испытаний на холодный загиб вокруг оправки $3d$ у всех образцов были удовлетворительными. Механические свойства горячекатаной арматуры из стали 10ГС2 диаметром 10—20 мм приведены в таблице.

Марка стали	Диаметр арматуры, мм	σ_T , МПа	σ_B , МПа	δ_5 , %	δ_p , %
10ГС2	10	400	646	36	20,7
	20	443	600	29	15
20ГС2	10	450	690	18	12

Примечание. Приведены средние данные испытаний пяти образцов; $1 \text{ кг/мм}^2 = 10 \text{ МПа}$.

Горячекатаная арматура диаметром 10 мм из стали 10ГС2 по сравнению со сталью 20ГС2 при относительно небольшом (до 50 МПа) снижении σ_T имеет значительно более высокую пластичность.

Закаленная с прокатного нагрева на класс Ат-VI ($\sigma_B=1250$ МПа) арматура из стали 10ГС2 характеризуется замедленным темпом разупрочнения при повышении температуры отпуска в интервале 300—700°C (рис. 1). При длительности печного отпуска 5 мин, что сопоставимо со временем действия температуры при электротермическом способе натяжения арматуры, свойства исходного класса Ат-VI сохраняются при температуре нагрева до 500°C, а при печном отпуске в течение 1 ч при 500°C надежно гарантируется сохранение свойств класса Ат-IV по ГОСТ 10884—81. При электроконтактном нагреве термомеханически упрочненная в потоке прокатки на класс Ат-IV арматура из стали 10ГС2 сохраняет свойства классов Ат-V и Ат-IV после нагрева до 600 и 700°C соответственно.

Плавный характер разупрочнения закаленной стали 10ГС2 при повторном нагреве обеспечивает ее невысокую чувствительность к колебаниям технологических параметров при термомеханическом упрочнении в потоке стана по методу прерванного охлаждения с самоотпуском. Колебания прочностных характеристик по длине 80-метровой полосы не превышают 80 МПа, а свойства металла полностью соответствуют требованиям заданного класса.

Вследствие низкого абсолютного уровня содержания углерода в новой стали механические свойства термомеханически упрочненной арматуры, прокатанной из различных частей слитка массой 12,5 т, отличаются между собой незначительно.

В термомеханически упрочненном состоянии сталь 10ГС2 характеризуется хорошим сочетанием прочностных свойств и пластичности. При всех значениях прочности $\sigma_{0,2} \geq 0,8\sigma_B$, а при $\sigma_B=900-1000$ МПа пластические характеристики металла в прутках диаметром 10—18 мм ($\delta_5=15-17\%$, $\delta_p=5,5-6\%$) в 2—3 раза выше требований ГОСТ 10884—81.

Испытания стержней арматуры из стали 10ГС2 диаметром 10, 14 и 18 мм на склонность к коррозионному растрескиванию показали, что в условиях ускоренных испытаний быстрее разрушались образцы периодического профиля диаметром 10 мм (рис. 2), которые в большей степени чувствительны к концентраторам напряжения от ребер профиля [3]. При напряжении меньше 600 МПа долговечность образцов диаметром 10 мм повышается, разрушений в течение 100 ч испытаний не происходит, т. е. арматура является стойкой против коррозионного растрескивания (класс Ат-IV в соответствии с ГОСТ 10884—81).

Более высокие результаты получены на круглой арматуре диаметром 10 мм и периодического профиля диаметром 14 и



Рис. 1. Влияние нагрева на изменение временного сопротивления разрыву закаленной в потоке прокатки арматуры диаметром 10 мм из стали 10ГС2
1, 2, 3 — при длительности отпуска соответственно 5, 15, 60 мин



Рис. 2. Стойкость против коррозионного растрескивания под напряжением арматуры из стали 10ГС2, термически упрочненной в процессе прокатки ($\sigma_B=1200-1250$ МПа)
1, 3, 4 — соответственно $\varnothing 10$, $\varnothing 14$ и $\varnothing 18$ мм, периодического профиля; 2 — $\varnothing 10$ мм, гладкая

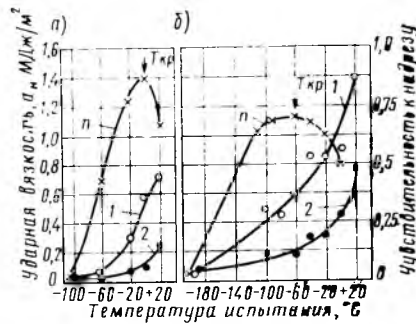


Рис. 3. Сопротивляемость хрупкому разрушению арматурной стали 10ГС2 в горячекатаном (а) и термически упрочненном (б) состоянии
Радиус надреза: 1 — 1 мм; 2 — 0,25 мм;
 $n=1 - \frac{a_H(r=0,25)}{a_H(r=1,00)}$

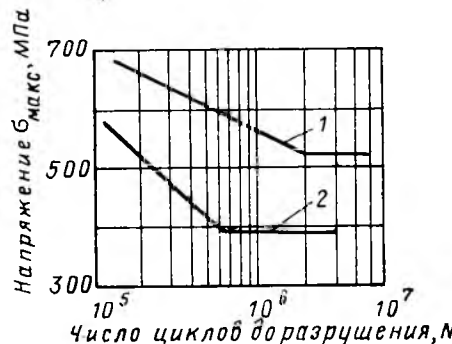


Рис. 4. Циклическая прочность на растяжение арматуры диаметром 14 мм при коэффициенте асимметрии цикла $\rho=0,5$
1 — 10ГС2, $\sigma_B=1150$ МПа; 2 — 80С [4]

18 мм. Эти образцы не разрушались при напряжении 720 МПа в течение 240 ч.

Важным достоинством термоупрочненной в потоке прокатки арматурной стали 10ГС2 является ее высокая сопротивляемость хрупкому разрушению при воздействии пониженных температур. В термомеханически упрочненном состоянии ($\sigma_B=1150$ МПа) $T_{кр}$ снижается до -60°C против 0°C в горячекатаном состоянии (рис. 3). Даже при -100°C в остром ($r=0,25$ мм) надрезе ударная вязкость оказывается выше $0,15$ МДж/м², что свидетельствует о повышенной сопротивляемости нового вида продукции хрупкому разрушению при ударных нагрузках.

Сравнительно невысокая чувствительность к действию концентраторов напряжений стали 10ГС2 обнаруживается также в существенном повышении ее усталостной прочности при испытаниях натурных образцов на циклическое растяжение (рис. 4). Испытания показали, что усталостная прочность нового материала при $\sigma_B=1150$ МПа составляет 540 МПа, что примерно в 1,5 раза превышает таковую для стали 80С. Такие показатели по усталостной прочности являются, по-видимому, наиболее высокими из достигнутых в последние годы в рамках производства высокопрочной термоупрочненной арматуры по технологии прерванного закалки с самоотпуском, т. е. без дополнительного индукционного поверхностного отпуска [5].

Следует обратить внимание на то, что термомеханически упрочненная арматура из стали 10ГС2 обладает исключительно высокой технологической пластичностью. Так, при $\sigma_B=1000-1200$ МПа арматура диаметром 14—18 мм из этой стали надежно выдерживает холодный загиб вокруг оправки диаметром $3d$ на угол 180° , что фактически соответствует требованиям ГОСТ 5781—82 по пластическим свойствам к горячекатаной арматуре класса А-II. Более того, даже при $\sigma_B=1200$ МПа арматура диаметром 10 мм из стали навивается в виде спирали на оправку диаметром $2,5d$ и выдерживает загиб на оправку диаметром $2d$ на 180° без каких-либо надрывов поверхности (рис. 5). Такая необычно высокая технологическая пластичность впервые наблюдается в практике производства высокопрочной арматурной стали; она представ-



Рис. 5. Холодный загиб в спираль вокруг оправки диаметром $2,5d$ арматуры диаметром 10 мм из стали 10ГС2 ($\sigma_B = 1250$ МПа)

ляется важным фактором, позволяющим обеспечить многоцелевое использование нового материала.

УДК 691.87:693.554

Б. Н. ФРИДЛЯНОВ, инж. (НИИЖБ)

Арматура с винтовым профилем

Выполненный по материалам иностранных журнальных публикаций и проспектов фирм ФРГ и Японии анализ зарубежного опыта производства и применения арматуры с винтовым профилем предпринят в связи с ведущимися в СССР работами по освоению этого вида стали для железобетона.

Особенность арматурной стали с винтовым периодическим профилем состоит в том, что он не только служит для сцепления с бетоном, но и позволяет навинчивать на стержни крепежные детали (винтовые соединительные муфты, анкерные гайки и контргайки). С помощью крепежных деталей арматуру можно соединять в любом месте по длине стержней и образовывать временные или постоянные концевые анкеры.

Впервые арматуру с винтовым профилем освоила фирма «Дивидэг» (ФРГ) для возможности соединения и анкерки высокопрочной стержневой арматурной стали при производстве преднапряженных пролетных строений мостов с натяжением на бетон. В настоящее время она довольно широко применяется за рубежом в основном для соединения арматурных стержней (без использования высококвалифицированного труда) в качестве ненапрягаемой арматуры при производстве монолитных железобетонных конструкций. Ее использование обеспечивает значительную экономию стали, так как применение сварки для соединения стержней на строительных площадках за рубежом, как правило, не разре-

Исследования показывают, что свойства термомеханически упрочненной арматуры из стали 10ГС2 отвечают требованиям ГОСТ 10884—81 «Сталь стержневая арматурная термомеханически и термически упрочненная периодического профиля», предъявляемым к арматуре класса Ат-IVк и Ат-VI. Она характеризуется высоким сопротивлением коррозионному растрескиванию, хрупкому разрушению при воздействии низких температур, высокой выносливостью, технологической пластичностью, что позволит широко применять ее в практике строительства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев С. Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне. Изд. 2-е. М., Стройиздат, 1968.
2. Калмыков В. В. Метод определения склонности к хрупкому разрушению. — Заводская лаборатория, 1971, № 2.
3. Калмыков В. В., Сацкий В. А., Филонов О. В. и др. Термически упрочненная арматурная сталь, стойкая против коррозионного растрескивания. — Сталь, 1980, № 11.
4. Мулин Н. М., Коневский В. П., Терехова Г. Б. Выносливость стержневой горячекатаной арматуры для предварительно напряженных конструкций. Материалы VI конференции по бетону и железобетону. М., Стройиздат, 1966.
5. Хаит И. Г., Мулин Н. М., Гузеев Е. А. и др. Термически упрочненная арматура повышенной надежности. — Бетон и железобетон, 1972, № 11.

шается, а стыки внахлестку характеризуются повышенной металлоемкостью.

В ФРГ производится и применяется Геви-сталь диаметром 20—50 мм с механическими свойствами, примерно соответствующими арматуре класса А-III по ГОСТ 5781—82, и Дивидэг-сталь диаметром 16—36 мм со свойствами арматуры классов Ат-V, Ат-VI и Ат-VII. В Японии арматура типа «Суминэджиба» диаметром 19—51 мм выпускается со свойствами арматуры классов А-II и А-III.

Крепежные детали для арматуры изготавливают из прокатных (муфты и контргайки) и литых (анкерные гайки) заготовок. Внутренняя резьба наносится с использованием методов обработки металла резанием.

В ФРГ опробовали возможность применения арматуры с винтовыми выступами, расположенными по одной половине поверхности стержней (см. рисунок и таблицу). В этом случае периодический профиль на другой ее половине служит только для сцепления с бетоном. Арматуру этого профиля можно производить на прокатном оборудовании металлургических заводов без его переделки. Однако она не нашла применения из-за необходимости использования для соединения муфт и гаек примерно удвоенной длины.

Для производства арматуры с винтовым профилем (кроме профиля поз. а рисунка) чистовая клеть прокатного станка металлургического завода оборудуется специальным устройством, обеспечи-

вающим совпадение верхних и нижних полувитков профиля при горячей прокатке, что позволяет получить на стержнях нарезку, прерывающуюся в месте разреза прокатных валков. При производстве арматуры с винтовым профилем обеспечиваются более жесткие, чем для обычной арматуры, предельные отклонения размеров профилей. Вследствие утолщения производства арматура примерно на 20% дороже традиционной.

Профиль арматуры фирмы «Сумитомо» имеет по сравнению с другими профилями большую протяженность винтовых полувитков, и соответственно увеличиваются площади среза и смятия выступов арматуры. Это обуславливает некоторые преимущества сцепления такой арматуры с бетоном, повышенную жесткость и прочность винтовых муфтовых соединений.

Наличие у арматуры «Нэдзикон» продольных лампасов, хотя и небольшой высоты, очевидно, способствует большей устойчивости профиля при прокатке.

Для применения арматуры с винтовым профилем в ненапрягаемых железобетонных конструкциях необходимо ограничить величину пластической податливости муфтовых стыков, возникающую вследствие обмятия винтовых выступов арматуры и резьбы соединительных муфт под нагрузкой. По нормам ФРГ при усилении в арматурном стержне, соответствующем допускаемому напряжению стали, предельная величина податливости составляет 0,1 мм. Для уменьшения податливости фирмы «Дивидэг» и «Сумитомо»

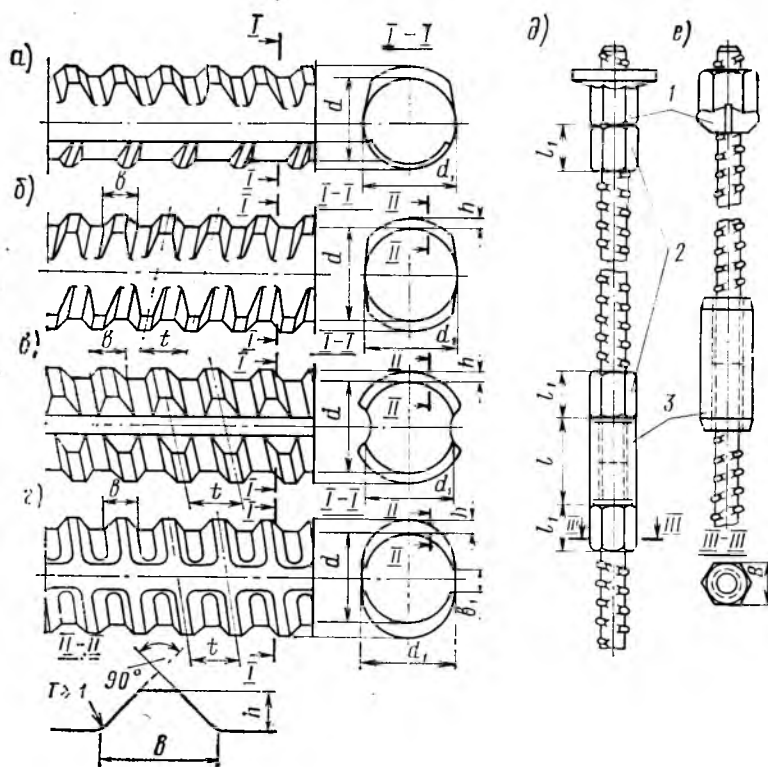
применяют метод затяжки стыков контргайками, при этом величина усилия нормируется в зависимости от диаметра арматуры. При сравнительно небольших усилиях затяжки применяют ручные динамометрические ключи длиной около 2 м для арматуры диаметром не больше 25 мм. Для затяжки стыков арматуры большего диаметра или при невозможности применения ручных ключей используются специальные гидравлические затяжные устройства.

Затяжное устройство фирмы «Сумитомо» включает электрическую насосную станцию, соединительный шланг, ручной пульт управления и собственно ключ, состоящий из двух частей. В процессе стыковки стержней две половины ключа надевают на контргайки и сочленяют друг с другом. Затем включают насосную станцию, контргайки затягивают до достижения заданного усилия, после чего станция автоматически отключается. Общая масса ключа для соединения арматуры диаметром 25 мм составляет 18,5 кг, диаметром 51 мм — 40 кг, время затяжки 1—2 мин.

Фирма «Сумитомо» довольно широко применяет простой способ уменьшения податливости стыков арматуры без контргайек — инъекцию соединительных муфт эпоксидным компаундом. При этом зазоры между стержнями и соединительными муфтами заполняются компаундом посредством инъектирования с помощью небольшого компрессора и несложного устройства через отверстие в муфте, имеющей длину несколько большую, чем для соединения с контргайками. Инъекция производится при температуре воздуха не ниже 5°C, температура эксплуатации конструкций с этим видом стыков арматуры — не выше 40°C, полное время полимеризации компаунда при температуре 5°C — 19 ч, при комнатной температуре — 4 ч.

За рубежом арматура с винтовым профилем применяется в основном для монолитных железобетонных конструкций различного назначения: мощных фундаментных плит одноэтажных и многоэтажных промышленных и гражданских зданий, тяжелых конструкций атомных электростанций, гидротехнических и транспортных сооружений (шлюзов и пилонов больших подвесных мостов), резервуаров, сооружений башенного типа (дымовых труб, теле- и радиобашен), набивных свай и т. д.

На строительную площадку арматура поставляется в комплекте с соединительными муфтами, контргайками и анкерными гайками, а также с инструментом для устройства стыков. Так как для навинчивания крепежных деталей торцы стержней не должны иметь заусенцев,



Профили арматуры, ее соединения и анкерные устройства

а — с односторонними винтовыми выступами; б — напрягаемая Дивидог-сталь и ненапрягаемая Гевисталь фирмы «Дивидог» (ФРГ); в — арматура «Нэдзикон» фирмы «Кобэ Сэйкосе»; г — арматура «Суминэджиба» фирмы «Сумитомо» (Япония); д — соединение и концевой анкер ненапрягаемой Гевистали; е — то же, напрягаемой Дивидог-стали; 1 — анкерные гайки; 2 — контргайки; 3 — соединительные винтовые муфты

Ненапрягаемая арматура типа	Диаметр, мм	Геометрические размеры, мм								Усилия затяжки контргайек, кгс·м
		стержней-					муфт		гаек	
		d	d ₁	h	b	t	l	b ₁	B	
Гевисталь	25	24,8	24,4	1,63	5,9	12,5	100/140*	40	41	65
	50	49,3	49,0	2,9	12,0	26,0	190/240*	80	80	800
«Нэдзикон»	25	25,3	25,2	2,1	5,4	12,5	120	40	38	—**
	25	24,5	24,5	2,0	6,5	14,0	120/150***	45	39	80
«Суминэджиба»	51	48,0	48,0	4,5	13,0	20,0	200/240***	80	79	500

* Перед чертой — при действии статической нагрузки, после черты — динамической.
** Контргайки затягиваются с усилием, создающим в арматуре напряжение, равное 60% допускаемого.
*** Перед чертой — для соединения с контргайками, после черты — при инъектировании соединительной муфты эпоксидным компаундом.

Примечание. Для арматуры «Нэдзикон» ширина продольных лампасов b₁ равна 8 мм.

для резки арматуры применяют несложные приспособления с использованием абразивных дисков.

Арматуру с винтовым профилем применяют не только для армирования железобетона. В комплекте с гайками и подпятниками она широко используется в ФРГ в качестве тяжей для крепежа опалубки при производстве монолитных конструкций. При этом использование пластмассовых трубок-распорок позволяет извлекать стержни из бетона после распалубки и применять их повторно. Известно применение арматуры с винто-

вым профилем в качестве анкерных болтов для монтажа стальных конструкций и оборудования, строповочных приспособлений при монтаже сборных конструкций, грунтовых и скальных анкеров при проходке туннелей и рытье котлованов и т. д.

Изучение зарубежного опыта показывает широкие возможности эффективного использования арматурной стали с винтовым профилем в различных отраслях строительства. Необходимо скорее освоение ее производства отечественной промышленностью.

Определение удельной металлоемкости стальных форм

При проектировании заводов сборного железобетона или технологических линий для существующих предприятий, а также при переходе на выпуск новых видов изделий или изменении технологии встает вопрос о металлоемкости парка форм завода в целом технологических линий. Тот же вопрос возникает и при планировании затрат стали на оснащение новых производств, обновление парка форм и их ремонт.

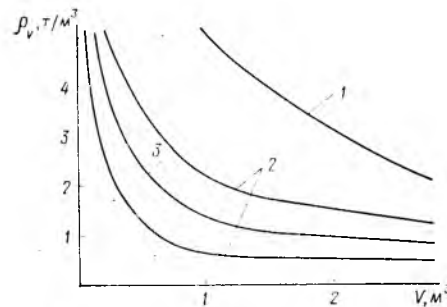
Известно, что формы по массе составляют 70—80% массы всего технологического оборудования формовочных цехов, включая подъемно-транспортные машины и установки. В масштабах страны парк стальных форм составляет более 2,5 млн. т, а ежегодные затраты стали на формы — около 500 тыс. т.

Основной фактор, от которого зависит металлоемкость парка форм, — удельная металлоемкость различных видов форм, входящих в состав этого парка. Удельная металлоемкость ρ_v определяется отношением массы формы к объему изготовляемого в ней изделия. Значения ρ_v колеблются в значительных пределах в зависимости от вида и размеров изделия, технологической схемы производства и связанной с ней конструкцией формы. Правильное назначение ρ_v гарантирует точность подсчета металлоемкости парка форм.

В настоящее время удельную металлоемкость принимают с учетом работы [1] или определяют на основе расчета массы формы по Руководству [2]. Однако значения в источнике [1] не дифференцированы по параметрам, влияющим на удельную металлоемкость, и в значительной степени устарели, пользование Руководством [2] не всегда приводит к достаточно точным результатам из-за трудности правильного назначения конструктивного показателя, входящего в расчетную формулу. Поэтому необходим новый способ установления удельной металлоемкости.

В НИИЖБ обработаны технико-экономические показатели парка форм, используемых Главмоспромстройматериалами, Минстройматериалами МССР, ПО Львов-железобетон. 49 заводов ЖБИ и КПД этих ведомств имеют около 50 тыс. форм, предназначенных для изготовления более 4 тыс. марок изделий, охватывающих номенклатуру сборного железобетона для жилищно-гражданского и промышленно-строительства.

Удельную металлоемкость формы устанавливали по фактическим данным как среднюю величину в укрупненных номенклатурных группах железобетонных изделий. Особое внимание обращено на существенную зависимость удельной металлоемкости от объема изделия, выпускае-



Обобщенная зависимость удельной металлоемкости от объема изделия

Линии: 1 — ограничивающая 95% значений удельной металлоемкости различных видов; 2 — внутри которых заключено 70% значений; 3 — средняя

мого в форме. Она носит гиперболический характер и определяет все возрастающее приращение удельной металлоемкости при уменьшении объема изделия, изготовляемого в форме (см. рисунок).

Изделия	Характеристика формы	Удельная металлоемкость			
Плиты перекрытий жилых и общественных зданий	Перемещаемая	1,1/1,8			
		2,7/3,4			
		1,3/2,1			
			1,8/2,7		
				0,8/1,3	
			1,0/1,2		
				1,8/2,1	
			2,6/3,0		
				Колонны прямоугольного сечения многоэтажных производственных зданий	Стеновая с паровыми полостями для формования в горизонтальном положении
			1,4/1,7		
0,8/1,2					
То же, одноэтажных	→	1,7/2,5			

Примечание. Над чертой — стеновая форма; под чертой — перемещаемая; перед чертой — минимальное значение; после черты — максимальное.

Поскольку практические удельные металлоемкости форм для каждой номенклатурной группы колеблются в значительных пределах, было решено ограничиваться разбросом значений, внутри которых располагается 70% всех форм рассматриваемой группы. В связи с этим в таблице приведены минимальные и максимальные значения, соответствующие этому условию.

Минимальные значения относятся к формам, конструктивное решение которых позволяет при обеспечении требуемой жесткости снизить массу формы (упругие борта, борта, жестко приваренные к поддону, и т. п.), максимальные значения — к формам со съемными бортами, отдельными силовыми элементами и т. п. Средние значения удельной металлоемкости в каждой номенклатурной группе соответствуют наиболее массовым формам рассматриваемой номенклатурной группы.

Все значения в таблице относятся к формам для изделий объемом 1 м³ с отклонением не более 10%. Когда объем отличается от 1 м³, особенно в меньшую сторону, удельную металлоемкость по таблице следует умножать на коэффициент K_1 .

Рабочий объем формы, м ³	K_1
0,1	2,27
0,2	1,96
0,3	1,69
0,4	1,50
0,5	1,34
0,6	1,26
0,8	1,11
1,0	1,00
1,2	0,94
1,4	0,89
1,7	0,86
2,0 и более	0,83

При высоте изделий (в положении формования) меньше 0,15 м необходима дополнительная корректировка значения удельной металлоемкости, которая проводится с помощью коэффициента K_2 .

Высота борта, м	K_2
0,14	1,14
0,12	1,26
0,10	1,52
0,08 и менее	1,85

Таким образом, в самом общем виде удельная металлоемкость определяется по формуле

$$\rho_v = \rho_{v-1} K_1 K_2.$$

Например, если объем плиты, изготовляемой в форме, равен 0,5 м³, то $\rho_v = 1,94 \text{ т/м}^3$. Если, кроме того, плита имеет высоту 0,12 м, то $\rho_v = 2,44 \text{ т/м}^3$.

Корректировка удельной металлоемкости с помощью коэффициентов K_1 и K_2 существенно повышает достоверность определения этого параметра, хотя надо иметь в виду, что принято усреднение

показателей при гиперболической зависимости удельной металлоемкости от объема изделия не может обеспечить желаемую точность расчета.

Значительно большая точность достигается при оценке металлоемкости по ее удельному показателю на единицу поверхности изделия. Обычно удельную металлоемкость определяют по объему изделия, поскольку он всегда известен. В то же время приведение массы к 1 м² опалубиваемой поверхности изделия, чему соответствует рабочая площадь

формы, позволяет обходиться без поправочных коэффициентов, учитывающих объем изделия и его высоту.

Безусловно, в дальнейшем будет учитываться показатель расхода стали на единицу площади. В источниках [2, 3] по площади ведется расчет массы формы. Особенно важно, что с использованием показателя т/м³ можно отказаться от назначения стоимости формы по массе, что не стимулирует снижения расхода стали на формы, и заменить ее рабочей поверхностью формы [4].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Либерман Л. А., Митник Г. С., Пешковский О. И. Стальная опалубка сборного железобетона. М., Стройиздат, 1968.
2. Руководство по расчету и проектированию стальных форм. М., Стройиздат, 1970.
3. Рекомендации по интенсификации производства сборных железобетонных изделий для промышленного строительства (свай, колонн и ригелей). М., Стройиздат, 1981.
4. Резерв снижения стали на формы / А. А. Булахов, Г. С. Митник, И. И. Цыганков, И. И. Костин. — Бетон и железобетон, 1981, № 11.

Строительное производство

УДК 603.546:693:547.2

Г. Д. ДИБРОВ, д-р хим. наук, проф., член-корр. АН УССР;
А. И. КОНОПЛЕНКО, канд. техн. наук, проф.; Н. А. СТОРОЖУК, канд. техн. наук
(Днепропетровский инженерно-строительный ин-т)

Вакуумная обработка бетонной смеси в монолитных конструкциях

В нашей стране выполняется большой объем работ по возведению жилых зданий и других сооружений из монолитного бетона в переставной крупнощитовой опалубке. При этом способе строительства принципиальное значение имеет уменьшение выдержки конструкций в опалубке и соответственно снижение металлоемкости оснастки на строительной площадке. Достигается это ускорением твердения бетона. Одним из эффективных методов ускорения твердения бетона является вакуумная обработка бетонной смеси, уложенной в опалубку.

Вакуумная обработка целесообразна при использовании оптимального состава бетонной смеси и режима вибровакuumирования [1]. Однако необходимость переоборудования инвентарной опалубки, относительная сложность вакуумного оборудования и некоторые трудности его эксплуатации сдерживают распространение этого метода как на предприятиях стройиндустрии, так и при возведении сооружений из монолитного бетона.

Для вакуумной обработки бетонной смеси в перекрытиях предложены вакуум-щиты с гибкой вакуум-полостью. Ими можно уплотнять бетонную смесь даже при формировании конструкций с выступающими закладными и опорными деталями (рис. 1). При оптимальном управлении режимом вибровакuumирования [2] такой щит эффективно использует атмосферное давление как прессующее (во время вакуумирования гибкая вакуум-полость действует на бетонную смесь

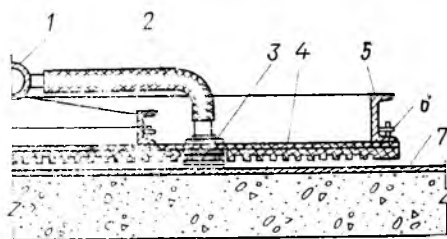


Рис. 1. Вакуум-щит с гибкой вакуум-полостью
1 — коллектор; 2 — патрубки вакуум-системы; 3 — перфорированные экраны; 4 — гибкая резина с цилиндрическими выступами; 5 — жесткий каркас; 6 — устройство, обеспечивающее свободную подвеску гибкой вакуум-полости; 7 — фильтр из перфорированной полиэтиленовой пленки толщиной 0,2 мм

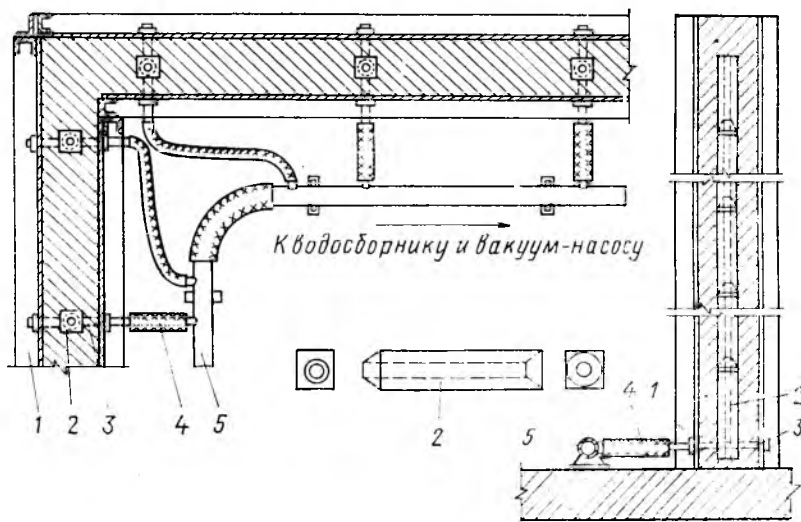


Рис. 2. Схема вакуумной обработки бетона в вертикальных конструкциях
1 — щитовая опалубка; 2 — вертикальная вакуум-трубка из объемных пористых фильтров; 3 — горизонтальная вакуум-трубка — нижняя стяжка; 4 — патрубки вакуум-системы; 5 — коллектор

как пневмопоршень, а при периодическом вибрировании — как пневмопригруз). Сопряжение вакуум-системы с вакуум-полостью оборудовано перфорированными экранами со щелевыми соплами. Это обеспечивает равномерное распределение вакуума в полости и соответственно равномерное уплотнение бетонной смеси по всей конструкции.

Вакуум-полость вакуум-щита изготовлена из эластичной резины с цилиндрическими выступами — шипами, в качестве фильтра применена перфорированная полиэтиленовая пленка с достаточно продолжительным сроком службы (20—45 оборотов)*. Силы адгезии бетона к резине и пленке практически равны нулю, поэтому предлагаемые щиты, как подтвердил производственный опыт, в процессе эксплуатации не загрязняются.

Для вакуумирования стен и колонн разработаны и используются специальные вакуум-трубки — горизонтальные и вертикальные (рис. 2). Вертикальные

* Для изготовления перфорированных фильтров из пленки (или резины) создана специальная установка производительностью 80—120 м² фильтра в 1 ч.

собирают из объемных элементов — фильтров, в качестве горизонтальной используют нижнюю стяжку щитовой опалубки, которую частично перфорируют и оборудуют патрубком для подключения к коллектору вакуум-системы. Такое конструктивное решение позволяет упростить вакуумное оборудование и исключить сложную операцию по уходу за вакуум-щитом (вакуум-трубками) и традиционными фильтрами. Полная герметизация фильтров, рациональное их расположение в формуемом изделии, относительно большая развернутая поверхность соприкосновения фильтра с уплотняемой смесью обеспечивают высокую эффективность вакуумной обработки бетона.

Объемные фильтры изготовляют из жесткого мелкозернистого пористого бетона как более однородного по сравнению с крупнопористым. При вибровакуумировании конструкций из легких бетонов целесообразно применять фильтры на основе золы, шлака, перлитового, керамзитового песков и других пористых материалов, а для конструкций из тяжелого бетона — на обычном песке.

Целесообразность применения фракционированного песка изучали на фильтрах размером 7×7×7 см, которые формовали на обычном днепровском песке и его отдельных фракциях с расходом цемента 200—340 кг/м³. После 2-часовой выдержки фильтры подвергали тепловой обработке по режиму 1,5+5+1 ч при 80°C. На следующий день их использовали для формования вибровакуумированием образцов размером 20×20×20 см. Для приготовления бетонных смесей применяли портландцемент марки 400, щебень фракции 10—20 мм, днепровский песок с $M_{кр}=1,2$. Бетонная смесь перед вакуумированием характеризовалась соотношением составляющих $C : П : Ш : В = 1 : 2,2 : 3,8 : 0,61$; $O.K. = 3-4$ см, $C = 320$ кг/м³, $\rho_0 = 2420$ кг/м³. При анализе результатов опытов не было замечено существенной разницы в количестве извлеченной воды при использовании фильтров как на обычном песке, так и на фракционированном. При использовании фильтров всех видов количество извлеченной воды составляло 59—65 л/м³ при продолжительности вакуумной обработки 6 мин. Сравнительная оценка эффективности объемных фильтров на керамзитовом, перлитовом, обычном песках, золе ГРЭС, шлаке показала, что лучшими свойствами обладают фильтры с пористыми заполнителями.

Объемные фильтры должны обладать необходимой прочностью. Они не должны разрушаться при укладке бетонной смеси с помощью бетононасоса, бетоно-

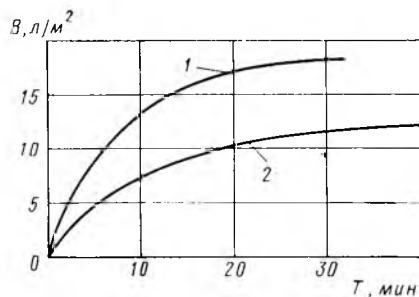


Рис. 3. Количество воды, извлеченной из бетона

1 — при вакуумировании монолитных перекрытий толщиной 20 см; 2 — то же, стен толщиной 20 см

укладчика или бадьи, при виброуплотнении и вибровакуумировании. С учетом накопленных экспериментальных данных, а также производственного опыта можно рекомендовать следующее. Для вакуумной обработки бетонных смесей при формовании ограждающих конструкций, а также конструкций, в которых могут быть образованы пустоты в местах установки объемного фильтра (нейтральная зона, места образования пустот для уменьшения массы конструкций и др.), прочность фильтра должна составлять 0,5—2 МПа. Исследованиями установлено, что требуемая прочность всех фильтров обеспечивается при расходе цемента 200 кг/м³ ($B/C = 0,5$).

Комбинатом Крымспецстрой Минпромстроя УССР и Днепропетровским инженерно-строительным институтом внедрен метод вакуумирования при возведении курортно-санаторных комплексов из монолитного бетона в переставной крупнощитовой опалубке.

Вакуумирование монолитных перекрытий толщиной 20 см осуществляют следующим образом: при помощи бетононасоса подают бетонную смесь оптимального состава ($O.K. = 8-10$ см), которую вначале уплотняют вибрационным способом при помощи глубинного вибратора, а затем краном устанавливают вакуум-щит. Размеры щитов приняты 3×3 м с учетом размеров помещений (их ширина 3 м, длина 6, 9 и 12 м). В качестве источника вакуума используют вакуумный агрегат ВА-3, разработанный институтом Укрортгехстрой. За время вакуумной обработки (25—30 мин) извлекается 15—18 л воды с 1 м² отвакуумированной поверхности (рис. 3).

Вакуумная обработка бетонной смеси в монолитных перекрытиях сокращает сроки выдержки бетона в опалубке в 2 раза и позволяет сразу же после вакуумирования выполнять на перекрытии различные работы: складировать арматурную сталь, монтировать щиты опалубки и арматурные каркасы следующе-

го этажа, что значительно ускоряет производство бетонных работ.

Технология вакуумной обработки стен заключается в следующем: после монтажа щитов опалубки с одной стороны возводимой стены, арматурного каркаса, закладных деталей и установки проемобразователей на нижние вакуум-трубки-стяжки закрепляют вертикальные вакуум-трубки из объемных фильтров сечением 8×8 см (из золобетона состава $C : З = 1 : 8$, $B/C = 0,5$), затем монтируют противостоящие щиты опалубки. Горизонтальные вакуум-трубки-стяжки подключают к вакуум-системе и после укладки вибрационным способом бетонной смеси ее вакуумируют в течение 40—60 мин. Количество извлеченной воды составляло 12—16 л на 1 м² отвакуумированной стены. На следующий день производили распалубку стен. В производственных условиях осуществляют распалубку вакуумированных стен и колонн после незначительной выдержки их в опалубке. Так, распалубку колонн производили через 40 мин после вакуумной обработки бетонной смеси.

Для контроля прочности бетона в монолитных перекрытиях и стенах используют формы с перфорированными стенками и поддоном, которые закладывают в тело конструкции при укладке бетонной смеси и после ее уплотнения вибрационным способом или вибровакуумированием извлекают из свежееуплотненного бетона. Распалубку вакуумированных образцов производят сразу после извлечения формы, а вибрированных — через сутки после формирования. Образцы хранят возле конструкции в естественных условиях, испытывают в требуемом возрасте.

В результате вакуумной обработки бетонных смесей в монолитных конструкциях прочность бетона повышается на 60—70% и более (с 20 до 32—40 МПа). Такие высокие результаты объясняются большой подвижностью исходной смеси до вакуумирования.

Первый производственный опыт показал высокую надежность предложенного вакуумного оборудования, простоту его эксплуатации и эффективность вакуумной технологии возведения монолитных конструкций. Применение вакуумирования позволяет снизить расход цемента на 60—80 кг на 1 м³ бетона, уменьшить металлоемкость оснастки на 20—40%, сократить сроки строительства в 1,2—1,3 раза, повысить качество работ.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Конопленко А. И., Сторожук Н. А. Оптимальный состав бетонной смеси, подвергаемой вакуумированию. — Бетон и железобетон, 1973, № 5.
2. Сторожук Н. А. Оптимальное управление процессом вибровакуумной обработки бетонной смеси — Известия вузов. Строительство и архитектура, 1980, № 12.

Я. Л. АРАДОВСКИЙ, Г. В. САМСОНОВА, И. Ю. СИНЕЛЬНИКОВ, кандидаты техн. наук (ТашЗНИИЭП)

Применение литых бетонов при возведении монолитных домов в Узбекистане

Основой повышения эффективности и качества бетона и железобетона являются разработка и внедрение новых методов формирования с использованием литых бетонных смесей.

Применение литых бетонов в монолитном домостроении исключает тяжелые ручные операции по укладке и вибрационному уплотнению смесей, снижает трудозатраты на эти операции на 50—70%, улучшает гигиенические условия труда бетонщиков вследствие устранения воздействия шума и вибрации, экономит электроэнергию в среднем 4—4,5 кВт/м³, в 3—4 раза увеличивает срок эксплуатации опалубки, повышает качество формируемых конструкций [1].

ТашЗНИИЭП разработал и апробировал в условиях стройплощадки различные способы получения литых тяжелых и легких бетонных смесей. Они включали введение в состав тонкодисперсных наполнителей, применение традиционных пластифицирующих добавок типа СДБ, а также бинарных добавок, составленных из СДБ+ВРП, использование суперпластификаторов С-3, 10-03, «Балкамия».

Кроме того, испытывали наполнители с нанесенными на поверхность химическими добавками.

Опыт возведения 9-этажного жилого дома в Ангрене свидетельствует о том, что применение литых бетонов, содержащих в качестве наполнителей золу-унос или керамзитовую пыль, улучшило качество поверхности стен и перекрытий и снизило стоимость 1 м³ бетона на 2,78 р. [2]. Натурными наблюдениями в течение 5 лет установлены высокие эксплуатационные качества ограждающих конструкций и монолитных стыков соединений, что обеспечило требуемую теплопроводность стен.

Разработанную технологию бетонирования литыми смесями в скользящей опалубке применили при возведении двух 9-этажных монолитных жилых домов в Джизаке. Обследование конструкций домов показало, что по прочностным и деформативным показателям они соответствуют проектным требованиям. Прогнбы перекрытий не превышали допустимых, отсутствовали трещины, характерные при усадке материала с повышенным V/C , объемная масса стеновых конструкций была в пределах требований. Экономический эффект составил около 3 р. на 1 м³ бетона ограждения.

Известно, что разжижение тяжелых и легких бетонных смесей до литой консистенции производят с помощью химических добавок — суперпластификаторов, разработанных НИИЖБ, ВНИИжелезобетоном, МИСИ и др. Лабораторные ис-

следования и промышленное внедрение свидетельствуют об их эффективности для повышения качества продукции и улучшения свойств бетона. Однако в ближайшие годы суперпластификаторы ввиду ограниченного выпуска невозмож-

но будет использовать для широкого внедрения в практику монолитного домостроения.

Была исследована возможность получения литых тяжелых и легкобетонных смесей с использованием доступных местных добавок. В качестве пластификаторов применяли СДБ и ВРП. После выявления оптимального действия каждой добавки определяли их совместное действие. Предпочтение отдавали композиции, обеспечивающей смеси литую консистенцию, длительно сохраняющую технологические свойства и гарантирующую проектную прочность бетона. Результаты опытов по разжижению тяжелых бетонных смесей приведены в табл. 1.

Установлено, что добавка в количестве 0,2, 0,3 и 0,4% массы вяжущего в бетонной смеси с исходной полвижностью 3 см позволяет получить литую консистенцию с $O.K. > 20$ см без увеличения количества воды. Введение бинарной добавки СДБ+ВРП дает возможность при сохранении литой консистенции повысить механическую прочность бетона на 10—15%. Сочетание 0,2—0,3% СДБ и 0,01% ВРП обеспечивает требуемые технологические свойства литых тяжелых бетонных смесей и прочностные показатели бетонов в заданные сроки.

С целью снижения расхода цемента часть его заменили золой-уносом Ангренской ТЭЦ. При замене 150 кг цемента золой-уносом повысилась связанность и нерасплаиваемость бетонной смеси при сохранении механической прочности материала.

Разжижение керамзитобетонных смесей, получивших большое распространение в монолитном домостроении, изучено при совместном воздействии добавок СДБ+ВРП, СДБ+С-3, С-3+ВРП и С-3+СДБ+ВРП. Предпочтение отдавали той композиции, у которой минимальный расход наиболее дефицитных добавок суперпластификатора С-3 или ВРП обеспечивал смеси литую консистенцию, длительно сохраняющую технологические свойства и гарантирующую проектную прочность керамзитобетона. Во всех составах использовали дисперсный наполнитель (табл. 2).

Результаты, приведенные в табл. 2, показывают, что изученные способы разжижения смеси до литой консистенции имеют высокую вариабельность и позволяют производителям использовать имеющиеся в наличии химические добавки.

Целью эксперимента, проведенного при строительстве круглого в плане 16-этажного жилого здания в Ташкенте, явилась проверка технологической возможности применения литых керамзитобетонов при возведении монолитных керамзитобетонных стен и перекрытий в индустриальных опалубках с учетом природно-климатических факторов республики.

Цилиндрические шахты с круглыми балконами — основные вертикальные несущие конструкции — выражают метод возведения монолитного здания (рис. 1). Стены выполнены из керамзитобетона марки М200 с $\gamma = 1300 \dots 1350$ кг/м³, для перекрытий использовали керамзитобетон марки М200 с $\gamma = 1600$ кг/м³. При изготовлении монолитных ограждающих конструкций применяли литые керамзитобетонные смеси.

Учитывая технические и производственные возможности подразделений

Таблица 1

Состав	Добавка, % массы цемента		О.К., см	$R_{сж}$, МПа
	СДБ	ВРП		
1	—	—	3	33,8/40,4
2	0,2	—	22	32,0/38,5
3	0,3	—	25	29,0/37,2
4	0,4	—	27	22,0/27,0
5	0,2	0,01	21	34,9/41,9
6	0,3	0,01	23	33,2/40,6
7	0,4	0,01	25	31,7/38,1
8	0,2	0,02	22	34,1/42,1
9	0,3	0,02	24	30,0/38,0
10	0,4	0,02	26	25,1/33,0
11	—	—	3	24,2/29,3
12	0,1	0,05	24	23,0/29,0
13	0,2	0,05	26	24,0/29,5
14	0,1	0,01	12	24,5/31,0
15	0,2	0,01	23	23,5/30,2

Примечания: 1. Расход цемента для составов 1—10—500 кг/м³, для остальных — 390.

2. Перед чертой — через 28 сут, после черты — через 5 лет.

Таблица 2

Состав	Добавка, % массы цемента		О.К., см	Объемная масса бетона в возрасте 28 сут, кг/м ³	$R_{сж}$, МПа
	СДБ	ВРП			
1	—	—	3	1300	23,5/29,55*
2	0,1	—	5	1260	25,00/31,75
3	0,2	—	20	1250	25,00/31,68
4	0,4	—	24	1240	28,80/29,12
5	0,8	—	26	1190	9,00/14,00
6	—	0,025	3	1260	26,00/31,90
7	—	0,05	5	1320	27,00/32,50
8	—	0,1	12	1280	25,50/31,50
9	—	0,15	7	1230	25,00/30,90
10	—	—	6	1350	28,00/34,00
11	—	—	12	1310	18,00/23,00
12	—	—	26	1290	26,00/32,00
13	0,2	0,1	23	1300	26,50/32,30
14	0,2	—	26	1320	26,00/32,00
15	—	0,1	25	1300	27,00/32,80
16	0,2	0,05	27	1290	26,00/32,00

* Перед чертой — в возрасте 28 сут, после черты — 5 лет.



Рис. 1. Административное здание в Ташкенте

Главташкентстроя, при бетонировании стен и перекрытий были подобраны и использованы литые керамзитобетонные смеси, содержащие добавки СДБ и ВРП с $O.K. \geq 20$ см.

Литые керамзитобетонные смеси готовили на бетономесительном оборудовании фирмы «Штеттер» производительностью 10—32 м³/г, смонтированном на полигоне керамзитового завода Главташкентстроя, расположенного на расстоянии 10 км от места строительства. Бетонную смесь доставляли в основном автобетономесителями емкостью 6 м³, при этом качество смеси сохранялось вплоть до укладки ее в опалубочную полость, исключая негативное влияние сухого жаркого климата на удобоукладываемость керамзитобетона.



Рис. 2. Фрагмент наружной стены

Здание возводили отдельными шахта-ми-банками с помощью нескольких комплектов опалубки, бетонирование осуществляли в две смены с учетом температурно-влажностных факторов (рис. 2).

Освоение технологии и соблюдение технических условий при формировании стен позволили качественно и с соблюдением нормативных сроков произвести бетонирование перекрытий.

Междуэтажные перекрытия запроектированы монолитными однослойными с прерывистым опиранием на внутренние и наружные несущие стены. Результаты проведенных в ТашЗНИИЭП экспериментальных исследований работы монолитных плит с прерывистым опиранием по контуру позволили снизить на 17,5 т расход стали и сократить на 8% трудозатраты при устройстве перекрытий [3].

Перекрытия бетонировали в инвентарной опалубке снизу вверх. Использование при этом безвибрационной технологии позволило значительно сократить трудозатраты и получить высокое качество поверхности бетона.

Качество литого бетона контролировали испытанием кубов в 28-суточном возрасте

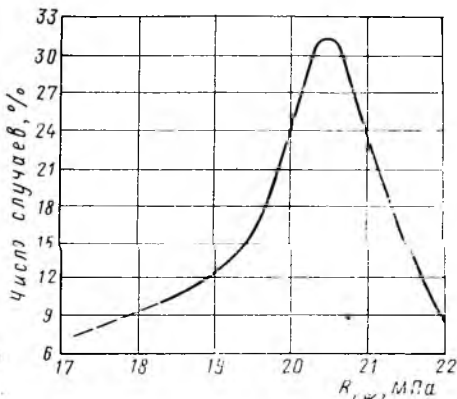


Рис. 3. Кривая распределения результатов испытания литого керамзитобетона марки М200

на протяжении всего периода бетонирования монолитных ограждающих конструкций здания. Статистический анализ показателей прочности при сжатии, представленный в виде кривой распределения на рис. 3, показывает, что литые керамзитобетонные смеси принятого состава позволяют стабильно получать бетон марки М200, что гарантирует требуемую по проекту несущую способность конструкций.

Качество бетона в стенах и в перекрытиях оценивали по результатам испытаний образцов-кернов, высверленных на станке ИЗ-1801.

Анализом опытных данных установлено, что в стенах дома, отформованных из бетона, доставленного в автобетоносмесителях, прочность и объемная масса керамзитобетона, определенные в пределах захватки бетонирования и по высоте стен, имеют незначительный разброс (5—15%) и соответствуют проектным требованиям. В стенах дома, возведенных из бетона, доставленного в автосамосвалах и уложенного с неконтролируемой подвижностью бетонной смеси, отмечался разброс прочности бетона с отклонением от проектной марки. Наименьшие абсолютные показатели прочности отмечены в подоконной части стен, что объясняется несоответствием заданной по проекту подвижности и усложненными условиями бетонирования. В то же время в простенках этих же стен прочность бетона соответствовала заданной, а объемная масса бетона в стенах колебалась в пределах 1280—1400 кг/м³. Прочность и объемная масса бетона в перекрытиях соответствовали проектным требованиям, отмечалась более высокая однородность по сравнению с бетоном стен.

Выборочный контроль прочности и объемной массы бетона позволил дать качественную оценку зависимости физико-механических характеристик монолитного керамзитобетона стен и перекрытий 16-этажного дома от технологических особенностей формирования конструкций литым безвибрационным методом с использованием скользящей и переставной опалубки.

В целом, несмотря на определенные технические и организационные затруднения, при строительстве 16-этажного монолитного жилого дома, первого в практике управления Спецжелезобетонтреста Высотстрой, накоплен опыт, свидетельствующий о широких возможностях применения безвибрационного метода формирования конструкций в индустриальном монолитном домостроении.

В 1984 г. литые бетоны внедрены при строительстве комплекса 16-этажных жилых домов, возводимых в объемно-блочной опалубке в Ташкенте управлением Спецжелезобетон.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рекомендации по безвибрационной технологии бетонирования монолитных конструкций зданий, возводимых в условиях сухого жаркого климата. Ташкент, ТашЗНИИЭП, 1983.
2. Арадовский Я. Л., Топлу Р. О., Самсонова Г. В. Безвибрационное формирование керамзитобетонных стен в скользящей опалубке. — Бетон и железобетон. 1978, № 7.
3. Арадовский Я. Л., Синельников И. Ю. Совершенствование проектирования и расчета плит перекрытий в домах, возводимых в скользящей опалубке. — В кн.: Конструкции жилых и общественных зданий в Средней Азии, Тбилиси, ТбилизНИИЭП, 1979.

Влияние нагрева на анкеровку ненапрягаемой арматуры в шунгизитобетоне

Влияние высоких температур на анкерку ненапрягаемой арматуры в шунгизитобетоне изучали при выдерживании стержней из специальных шунгизитобетонных призм при различных температурных режимах испытаний и последовательности воздействия нагрузки и нагрева. Призмы из шунгизитобетона одного состава к началу испытаний имели одинаковый возраст.

Опытные образцы (рис. 1), изготовленные из шунгизитобетона нормального твердения марки М200, армированы центрально расположенными стержнями диаметром 16 и 20 мм периодического профиля из стали марки 35ГС (табл. 1).

Половина всех образцов имела косвенное армирование ($\mu_k=0,049$) в виде сеток из гладкой проволоки диаметром 5 мм, установленных с шагом 40 мм по всей длине образца (см. рис. 1). Для удобства замера деформаций арматурные стержни состояли из двух по длине половин с профрезерованными пазами сечением 2×4 мм, в каждой из которых сначала через 20, а затем через 40 мм наклеивали тензорезисторы с базой 20 мм. Тарировку тензорезисторов осуществляли после двух- и трехкратного нагружения и разгрузки стержней. По всей длине образца вдоль оси арматуры устроены семь колодцев с установленными в бетоне реперами (медная проволока толщиной 0,09 мм). Против каждого репера на продольном ребре арматурного стержня нанесена метка. С помощью микроскопа МБС-1, снабженного микрометрической насадкой (105-кратное увеличение), фиксировали изменение расстояния между репером и меткой, т. е. смещения арматуры относительно прилегающих слоев бетона.

К началу экспериментов призмная прочность шунгизитобетона в среднем составила 18,9 МПа.

Опытные образцы испытали при температуре 20, 100, 150, 200, 300 и 400°C. При этом замеряли смещения нагруженного и ненагруженного концов арматуры, смещения арматуры относительно прилегающих слоев шунгизитобетона вдоль оси арматуры, а также деформации арматуры по всей длине заделки.

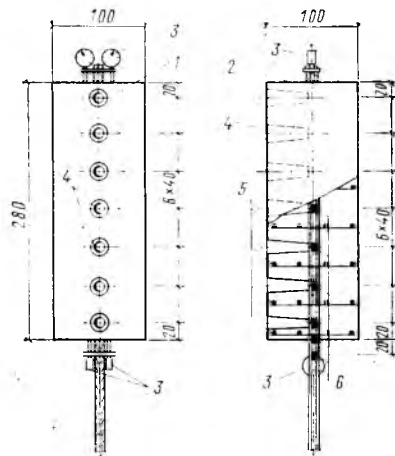


Рис. 1. Образцы с измерительной оснасткой

1 — не имевшие косвенного армирования; 2 — с косвенным армированием; 3 — индикаторы; 4 — колодец; 5 — сетка из проволоки диаметром 5 мм; 7 — датчики сопротивления

При испытаниях были опробованы три режима работы конструкции. При первом образец нагревали до требуемой температуры со скоростью 50°C и выдерживали при этой температуре в течение 4 ч, а затем загружали ступенями по 10% разрушающей нагрузки. При втором режиме опытный образец нагружали ступенями до $0,5 R_{разр}$, после чего нагревали, выдерживали при требуемой температуре, а затем догружали ступенями до разрушения. При третьем режиме изучали остывший образец. Эти испытания соответствуют трем режимам работы конструкции: первому нагреву, работе в нагретом состо-

янии, а также технологическим перерывам.

В завершение эксперимента для каждого образца определили для арматуры площадь сечения и условный предел текучести, для шунгизитобетона — призмную прочность при требуемой температуре.

Известно, что за момент начала сдвига арматуры принято перемещение ее незагруженного конца относительно прилегающих слоев бетона в 0,01 мм [1]. Следовательно, относительная длина заделки $\lambda_{0,01} = l/d$ обеспечивает надежность анкерки, если незагруженный конец арматуры будет иметь перемещение не более 0,01 мм. В данном случае за незагруженный конец арматуры можно принять поочередно каждую метку на дне колодца вдоль оси арматуры. Тогда длина заделки арматуры в шунгизитобетоне — переменная величина, относительное значение которой изменялось для диаметров 16 и 20 мм соответственно с 1,25 до 17,5 мм и с 1 до 15 мм. С помощью микроскопа с ценой деления 1,8 мкм фиксировали смещения арматуры относительно прилегающих слоев бетона. По мере роста нагрузки они изменялись от 0 до 160 мкм. Если проследить за смещением 0,01 мм в каждом из колодцев, то можно отметить, что момент начала сдвига арматуры с увеличением нагрузки отмечался сначала в первом, затем во втором, потом в третьем колодцах и т. д. Следовательно, с повышением напряжений в арматуре, а значит, и с увеличением $\sigma_{at}/R_{прт}$ относительная длина заделки менялась от 1 до 17,5. Полученные данные позволили построить графики для всех температур и режимов испытаний по формуле

$$\lambda_{0,01} = F \frac{\sigma_{at}}{R_{прт}} \quad (1)$$

Относительная длина заделки оказалась пропорциональна $\sigma_{at}/R_{прт}$ и хорошо аппроксимировалась уравнением

$$y = ax + b, \quad (2)$$

где y — относительная длина заделки арматуры в шунгизитобетоне: $y = \lambda_{a,n}$; $x = \sigma_{at}/R_{прт}$.

Таблица 1

Расход материалов на 1 м³ смеси				Соотношение компонентов	В/Ц	Ж, с
портландце-мента марки 400, кг	песка, л	шунгизита фракция 5—20 мм, марки 600, л	воды, л			
400	480	800	180	1:1,2: 2:0,45	0,45	25

В выражении (2) при достижении в арматуре расчетного сопротивления коэффициенты a и b соответственно равны коэффициенту условий работы ($m_{a,n}$) и коэффициенту, учитывающему дополнительные факторы запаса прочности анкеровки ($\Delta\lambda_{a,n}$). Тогда выражение (2) примет вид

$$\lambda_{a,n} = m_{a,n} \frac{R_{at}}{R_{npt}} + \Delta\lambda_{a,n} \quad (3)$$

На зависимость (3) влияние диаметра не сказалось. Так, при 150°C для образцов, испытанных по второму режиму, независимо от диаметра выражение (3) запишется в виде:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_{a,n} &= 0,95 \frac{R_{at}}{R_{npt}} + 4 \quad (\mu_k = 0); \\ \lambda_{a,n} &= 0,65 \frac{R_{at}}{R_{npt}} + 4 \quad (\mu_k = 0,049). \end{aligned} \right\} (4)$$

Величина относительной длины заделки при этой температуре для образцов без косвенного армирования соответственно диаметрам 16 и 20 мм составила 33,2 и 30,65, для образцов с косвенным армированием — 23,5 и 22,5. На относительную длину заделки не влияет также режим испытаний. Например, для образцов диаметром 20 мм, не имевших косвенного армирования и испытанных при 150°C, $\lambda_{a,n}$ при трех режимах составила 30,22, 30,65 и 30,01, а для образцов с косвенным армированием — 21,8, 22,2 и 21,9.

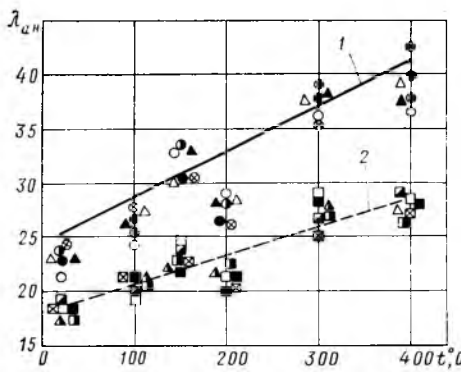


Рис. 2. Влияние нагрева на относительную длину анкерования арматуры в шунгзитобетоне для образцов

1 — не имевших косвенного армирования; 2 — с косвенным армированием ($\mu_k = 0,049$). Опытные данные: O, Δ, ▲ — для образцов с Ø16 A-III, не имевших косвенного армирования; O, Ø, Δ — для образцов с Ø20 A-III, не имевших косвенного армирования; □, — для образцов с Ø16 A-III и косвенным армированием; ■, — для образцов с Ø20 A-III и косвенным армированием

Существенное влияние на $\lambda_{a,n}$ оказывают только температура нагрева и косвенное армирование (рис. 2). Полученные значения относительной длины заделки арматуры в бетоне для призм без косвенного армирования и с косвенным армированием были аппроксимированы выражениями:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_{a,n} &= 25,2 + 0,038 t \quad (\mu_k = 0); \\ \lambda_{a,n} &= 17,9 + 0,025 t \quad (\mu_k = 0,049), \end{aligned} \right\} (5)$$

где t — температура нагрева: $t = 20 \dots 400^\circ\text{C}$.

Сравнивая зависимость (5), можно отметить эффективность применения косвенного армирования, которое значительно повышает прочность анкеровки. В работе [2] оно учитывается линейной зависимостью прочности анкеровки от процента армирования ($1 + 12\mu_k$), которая справедлива при $\mu_k \leq 6\%$. По данным авторов, эта линейная связь сохраняется в следующем виде:

$$\lambda_{a,n} = \frac{\lambda_{a,n}}{1 + 9,8\mu_k} \quad (6)$$

Повышение температуры нагрева уменьшает прочность сцепления арматуры с шунгзитобетоном. Для учета этого явления в практических расчетах можно пользоваться рекомендациями, приведенными в табл. 2.

Таблица 2

$t, ^\circ\text{C}$	Стержни периодического профиля			
	$m_{a,n}$	$\Delta\lambda_{a,n}$	$\lambda_{a,n}$	$l_{\text{мин}}, \text{мм}$
20	0,62	6	25	360
100	0,78	8	28	430
150	0,93	6	35	530
200	0,88	7	30	450
300	1,30	5	40	600
400	1,32	9	42	640

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Астрова Т. И., Дмитриев С. А., Мулин Н. М. Анкеровка арматуры периодического профиля в обычном и преднапряженном железобетоне. — В кн.: Расчет железобетонных конструкций (экспериментально-теоретические исследования по усовершенствованию расчета). М., Госстройиздат, 1961.
- Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Под ред. А. А. Гвоздева, М., Стройиздат, 1978.

Теория

УДК 691.327:539.376

М. М. ХОЛМЯНСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (ВНИИжелезобетон)

Несущая способность бетона и место линейной механики разрушения в ее прогнозе

При проектировании бетонных и железобетонных конструкций наряду с методикой расчета, принятой в нормах, все большее применение находят методы линейной механики разрушения или основанные на применении стержневых моделей. Их выбор требует знания своеобразных механических свойств бетона. Большинство из них можно объяснить с помощью физической модели в виде тела, имеющего еще до нагружения систему беспорядочно расположенных дефектов случайных размеров (рис. 1, а). Для

определенности можно считать, что дефекты представляют собой дискообразные трещины (рис. 1, б). Трещины разделяют объем бетона на более или менее изолированные области (зерна) случайных размеров. Перешейки между трещинами являются связями. Стержневая модель такого псевдозернистого тела показана на рис. 1, в.

Неоднородность, присущая бетону как конгломератному материалу, существенно увеличивается за счет случайности размеров зерен, зависящих как от круп-

ности заполнителей, так и от количества и размера начальных дефектов.

Бетон, как и другие конструкционные материалы, характеризует поведение при однородном растяжении. Оно может быть хрупким, отрывным или пластическим.

Хрупкость бетону сообщают одиночные дефекты, по размеру превосходящие все остальные; их развитие приводит к разрушению, причем часто задолго до возникновения неупругих процессов. В результате диаграмма работы бетона

может быть почти полностью влито до разрушения. Поскольку прочность определяется размером одиночных дефектов, она зависит от объема образца. Прогноз прочности может быть выполнен исходя из размера начальных трещин методами линейной механики разрушения [1].

Отрывность возникает при большом числе близких по размеру дефектов, не имеющих тенденции к развитию из-за эффекта самоторможения. Разрушение происходит от «накопления поврежденных» — постепенного разрыва материала на участках между дефектами. Диаграмма имеет нисходящий участок.

Пластичность создается третьим видом дефектов — дислокациями. При определенном уровне напряжений возникают явления сдвига, носящие лавинный характер. Они приводят к недопустимому росту деформаций и разрушению от отрыва. О том, к какой группе материалов относится бетон, можно судить, используя модель (см. рис. 1, б). Если растягиваемый образец короткий и имеет сечение того же порядка, что и стандартные образцы, его поведение будет определяться поведением системы связей в отдельных сечениях, т. е. пучками связей (рис. 2, б).

Связи можно считать хрупкими со случайной прочностью, зависящей от их размеров. Вначале выход из строя одних связей будет компенсироваться ростом усилий в сохранившихся связях, затем такая компенсация уже не будет возможной и на диаграмме работы появится нисходящий участок, характеризующий бетон как отрывной материал. Однако при известных условиях он может вести себя как хрупкий и как пластический материал. Это относится и к центральному растяжению. Так, при уменьшении сечения образца в него будет попадать все меньше связей, отрывность будет сменяться хрупкостью. При увеличении сечения станут вероятными одиночные дефекты, имеющие существенно большие размеры, чем у дефектов, создавших самотормозящую систему, и отрывность вновь сменится хрупкостью. Таким образом, изменение размеров сечения ведет к чередованию хрупкости и отрывности. При увеличении длины образца его свойства будут определяться уже не только свойствами связей характерного сечения, но и характером изменения этих свойств по длине. Стержневая модель образца представляет собой многозвенную цепь (рис. 2, в). При растяжении произойдет локализация деформаций в слабейшем звене, иначе говоря, создастся очаг разрушения. На остальной длине будет иметь место разгрузка, а нисходящие диаграммы работы остальных звеньев реализовываться не будут. Разрушение будет хрупким.

При рассмотрении модели (см. рис. 2, в) следует, что «свойство локальности» — независимости работы связей одного сечения — позволяет прогнозировать поведение бетона при неоднородном растяжении, если известны диаграмма работы связей, их число и размеры, а также распределение деформаций в сечениях. Чаще всего из этой модели используется только свойство локальности и в расчет вводится условная диаграмма работы, единая для различно нагруженных элементов сечения.

Поведение бетона при сдвигающей нагрузке, как и при растяжении, предпо-

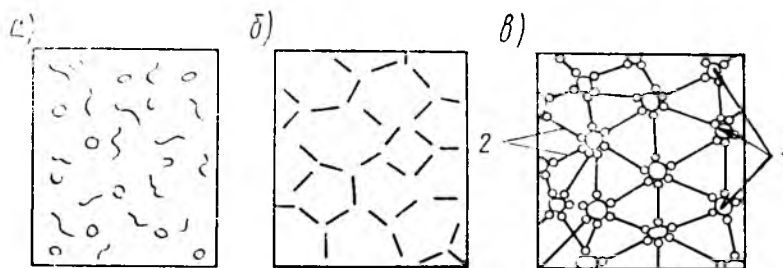


Рис. 1. Структура бетона

а — система дефектов; б — приведение к системе трещин; в — стержневая модель; 1 — зерна; 2 — связи

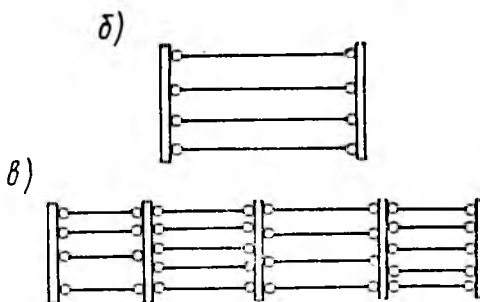
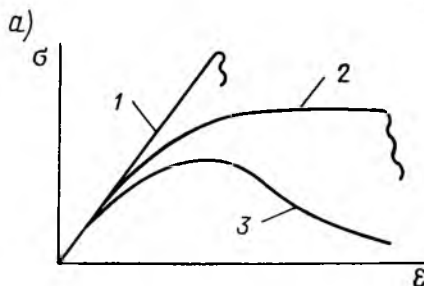


Рис. 2. Диаграмма работы материалов (а) и их модель в виде пучка связей (б) и в виде многозвенной цепи (в)

1 — хрупких; 2 — пластических; 3 — отрывных

ределяется его несплошностью. Ослабление материала из-за наличия начальных дефектов приводит к тому, что высокие касательные напряжения в нем не возникают, соответственно отсутствует и пластичность. Как и при растяжении, происходит постепенный разрыв связей с разрушением образца по волнистой поверхности, проходящей по границам зерен, т. е. имеет место «межзерновой сдвиг». Если же сдвиг сопровождается всесторонним сжатием, критическим будет уже не разрыв связей, а действие касательных напряжений, вызывающих

«внутризерновой сдвиг». Таким образом отрывность сменяется пластичностью.

Работа бетона при сжатии носит сложный характер. При обычном испытании контрольных образцов или призм неизбежна из-за неоднородности материала неравномерность нагружения зерен сразу же создает возможность перегрузки некоторых из них с созданием условий для внутризернового сдвига. Претерпевшие такой сдвиг зерна при дальнейшем росте нагрузки передают распорные усилия на смежные с ними и вызывают тем самым растяжение в поперечных связях. Решающая роль этих напряжений при работе бетона на сжатие была обнаружена А. А. Гвоздевым [2]. Постепенность разрыва связей обуславливает отрывность, однако образование магистральных трещин и разделение ими образца на неустойчивые элементы вносят в разрушение элементы хрупкости. Поэтому в полной мере отрывное поведение реализуется только при неоднородном сжатии, но, как и при растяжении, только на образцах определенных сечений и длины. В этом проявляется сходство между растяжением и сжатием.

При сложных напряженных состояниях следует различать малую и большую неоднородность распределения деформаций. В первом случае используются так называемые «теории прочности». Если наибольшее по абсолютной величине главное напряжение является растягивающим, разрушение будет близким к разрушению при одноосном растяжении, если сжимающим — то разрушение, как и при одноосном сжатии, будет вызываться вторичным полем растягивающих напряжений.

Значительно сложнее прогнозировать разрушения при высокой неоднородности распределения деформаций, которая наблюдается, например, при смятии, а также при растяжении и изгибе элементов с начальными ослаблениями. На рис. 3 показаны схемы разрушений бе-

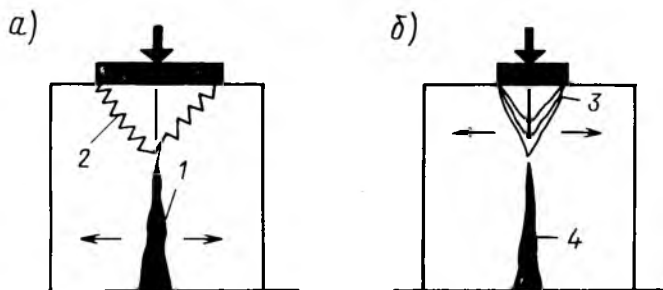


Рис. 3. Разрушение бетона при смятии при широком штампе (а) и при узком штампе (б)

1 — трещины раскалывания; 2 — межзерновой сдвиг; 3 — внутризерновой сдвиг; 4 — трещина раскалывания

тона при смятии. При широком штампе высок уровень поперечных растягивающих напряжений. Они вызывают появление трещины раскалывания, развитие которой в сторону штампа приводит к созданию условий для межзернового сдвига. Уменьшение площади штампа приводит к снижению уровня поперечных растягивающих напряжений. Становится возможным случай, когда внутризерновой (пластический) сдвиг возникает до образования трещины раскалывания. Развитие зоны пластичности будет приводить к прогрессивному увеличению распора, появлению трещин раскалывания и разрушению.

Замедление развития пластичности непосредственно под штампом приводит к тому, что в обоих случаях разрушение одинаково связывается с образованием клина и последующим раскалыванием. Из зависимости механизма разрушения от абсолютной величины размера штампа следует, что работа бетона при смятии не может однозначно определяться отношением площади штампа к площади сечения сминаемого элемента. Поскольку при смятии сочетаются явления отрывности (межзерновой сдвиг), пластичности и хрупкости (развитие трещин раскалывания), в расчетах приходится одновременно использовать линейную механику разрушения, теорию пластичности, модели отрывного деформирования.

Особенности работы элементов с разрезами в достаточной мере проявляются уже на примере чистого изгиба балки с разрезом (рис. 4, а). Возможны два вида разрушения: от неустойчивого развития разреза в соответствии с критерием линейной механики разрушения, когда коэффициент интенсивности напряжений (K_I) достигнет предельной величины (K_{Ic}); от истощения несущей способности растянутой зоны бетона над разрезом до того, как величина K_I достигнет предела. Во втором случае разрушение отрывное, оно может прогнозироваться с помощью модели (см. рис. 2, б). Поскольку предугадать вид разрушения

трудно, нужны расчеты на оба вида разрушения. При расчете на неустойчивое развитие разреза в описываемом примере принималось $K_{Ic} = 5 R_p \sqrt{2a/\pi}$ [3], где a — средний размер зерна. Расчет отрывного сопротивления велся в предположении линейного распределения деформаций над разрезом и упругой работы сжатого бетона. Были использованы известные формулы для определения главного вектора и главного момента усилий в растянутой зоне относительно нулевой оси [4].

При расчете проверялось влияние среднего размера зерен бетона (рис. 4, б), высоты (l) надреза и высоты (h) сечения. Общие для всех подсчетов исходные данные: $R = 40$ МПа, $R_p = 2,5$ МПа, $E = 35\,000$ МПа, ширина (б) сечения 10 см. Полученные для предельного изгибающего момента зависимости показаны сплошной (при хрупком разрушении) и пунктирной (при отрывном разрушении) линиями. Как видно из рисунков, наибольшее влияние на вид разрушения оказывает размер зерен. При $l = 10$ см и $L = 80$ см получено, что при $a > 0,7$ см (для крупнозернистых бетонов) разрушение будет отрывным, при $a < 0,7$ см (для мелкозернистых бетонов) — хрупким.

Зависимость $M-l$ на рис. 4, в построена для $a = 1,4$ см, $h = 30$ см, $L = 120$ см. При столь большой величине a разрушение останется отрывным при увеличении глубины надреза. При объяснении опытной зависимости меньшую несущую способность, чем при расчете на основе линейной механики разрушения, обычно объясняют докритическим развитием надреза. То обстоятельство, что разница в несущей способности по расчету и опыту тем больше, чем меньше l , иногда связывают с зависимостью K_{Ic} от l . Оба объяснения — следствие исключения из рассмотрения возможности отрывного разрушения.

На рис. 4, г показано влияние увеличения высоты балки при $a = 1,4$ см, $L = 4$ м; $l = 10$ см. Несмотря на большую величину a , при $l > 32$ см отрывное разрушение сменяется хрупким. Соответ-

ственно изменяется и форма эпюры растягивающих напряжений над разрезом. Заметим, что в образцах с трещинами при растяжении и изгибе пластическое разрушение исключено.

Из примера видно, насколько сложны прогнозы хрупкости. Выше отмечалось чередование хрупкости и отрывности при изменении объема нагружаемого материала. Практически это значит, что хрупкость должна, с одной стороны, наблюдаться при контакте арматуры периодического профиля с бетоном и при работе сосредоточенных анкеров, а с другой стороны, в работе гидротехнических и других крупных сооружений. Критерием хрупкости размеров является их отношение к размеру зерен.

Безусловно хрупким является развитие длинных трещин, в частности возникающих при передаче предварительных напряжений в результате расклинивающего действия арматуры.

В практике лабораторных исследований признаками хрупкости являются: нарушение механического подобия и необходимость введения в расчетные формулы линейной константы (ею может быть размер зерна или так называемый «радиус влияния»); зависимость средней прочности от объема образца или зоны повышенных напряжений; независимость величины K_{Ic} от длины трещин или надрезов; характерный вид диаграммы работы.

Общим способом разделения областей хрупкости и отрывности, а значит, и выявления места линейной механики разрушения в расчетной практике является проведение расчетов на оба вида разрушения.

Специального рассматривания требуют вопросы предупреждения хрупкого разрушения при помощи армирования, создания швов и других конструктивных мероприятий.

Выводы

При проектировании бетонных и железобетонных элементов и конструкций общий прогноз механического сопротивления бетона должен основываться на представлении о бетоне как о неоднородном сплошном материале.

Бетон в основной области применения является отрывным материалом, разрушающимся по механизму накопления повреждений, работающим по диаграмме с нисходящим участком. Однако при определенных условиях он может проявлять свойства хрупкости и пластичности.

Задачи линейной механики разрушения — выявление областей хрупкой работы бетона и прогноз его поведения в этих областях, а также расчетное обоснование мероприятий по предупреждению хрупкого разрушения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Зайцев Ю. В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. М., Стройиздат, 1982.
2. Гвоздев А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М., Гостройиздат, 1949.
3. Ентов В. М., Ягуст В. И. Экспериментальное исследование закономерностей квазистатического развития макротрещин в бетоне. — Механика твердого тела, 1973. № 4.
4. Коган Е. А., Холмянский М. М. О механическом сопротивлении бетона при неоднородном растяжении с контролем деформаций. — В сб. научных трудов ВНИИ железобетона: Повышение технологичности и снижение материалоэнергоемкости сборного железобетона. М., 1982.

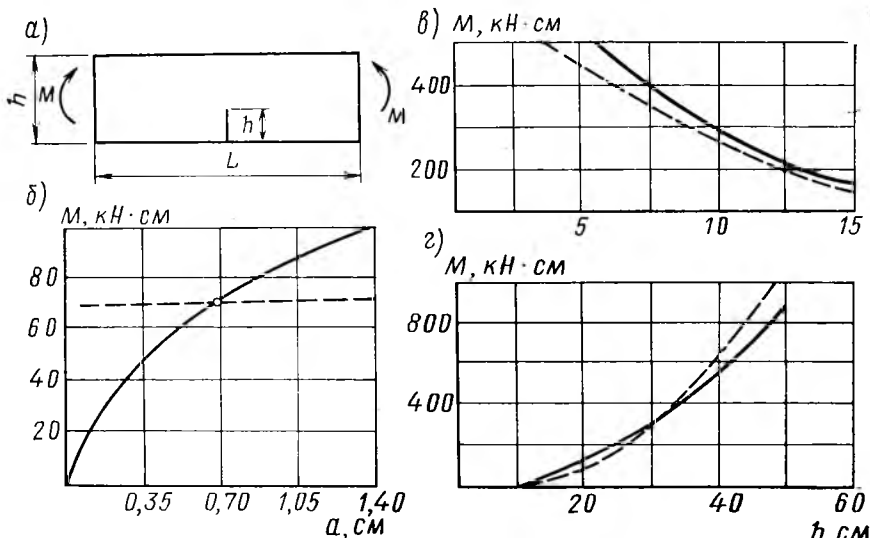


Рис. 4. Определение несущей способности балки с надрезом при чистом изгибе a — схема балки; б — зависимость несущей способности от размера зерна; в — то же, от высоты надреза; г — то же, от высоты балки

О допустимой ширине кратковременного раскрытия трещин

В конструкциях, к трещиностойкости которых предъявляются требования второй категории, при действии полной нагрузки допускается кратковременное раскрытие нормальных и наклонных к продольной оси элемента трещин, которые должны закрываться после снижения нагрузки до уровня длительной. В соответствии со СНиП их обычно армируют стальными повышенной прочности, чаще всего склонными к коррозионному растрескиванию и хрупкому разрыву. Поэтому при кратковременном раскрытии трещин не следует допускать нарушения пассивного состояния и коррозии арматуры.

В реальных условиях эксплуатации железобетонных элементов с периодическим кратковременным раскрытием трещин, а также при проведении коррозионных испытаний [1] отмечено, что коррозия арматуры в зоне трещин начинается не одновременно. Статистические данные свидетельствуют также о неодинаковой вероятности нарушения пассивного состояния стадии возникновения коррозии арматуры в зоне трещин различной ширины (табл. 1). Величина Φ в таблице является отношением диаметра арматуры к толщине защитного слоя бетона.

Т а б л и ц а 1

Ширина раскрытия трещин, мм	Вероятность коррозии арматуры А-1 при Φ		
	0,72	0,56	0,40
< 0,05	50	30	15
0,05—0,10	80	40	20
0,11—0,15	100	80	50
> 0,15	100	100	100

Сохранность арматуры в бетоне с кратковременным раскрытием трещин обеспечивается: в жидкой среде — при постоянном погружении, когда коррозия практически не протекает из-за сильного катодного ограничения процесса коррозии стали; в газовой среде, содержащей кислые газы, — при ограничении ширины и длительности раскрытия тре-

щин с учетом кинетики нейтрализации трещин по глубине.

Агрессивные кислые газы предложено классифицировать на три группы в зависимости от свойств вторичных продуктов коррозии [2]. К первой группе относятся газы, образующие малорастворимые соли кальция (углекислый газ, фтористый водород, фтористый кремний, фосфорный ангидрид и др.), ко второй — газы, образующие слабо-растворимые соли (сернистый и серный ангидриды и сероводород), и к третьей — газы, образующие хорошо растворимые гигроскопичные соли: А — активаторы коррозии стали (хлористый водород, хлор, двуокись хлора, пары брома, йода); Б — не вызывающие коррозию стали в щелочной среде бетона (окислы азота, пары азотной кислоты и др.).

Можно полагать, что для газов групп I, II, IIIБ допустимые величины $a_{т.кр}$ определяются периодом нейтрализации стенок трещин на толщину защитного слоя бетона, когда возможно нарушение пассивного состояния арматуры. Для газов группы IIIА, видимо, не следует допускать раскрытия трещин, учитывая вероятность опережающей диффузии активизирующих ионов к поверхности арматуры.

Время нейтрализации стенок трещин (или допустимую продолжительность их раскрытия) определим, используя известные уравнения диффузии газов в воздухе и в бетоне [2], при этом для трещин с параллельными стенками

$$\tau = \frac{m_0 x^4 D'_6 K_n^2}{C_0 a_t^2 D_b^2 K_\Phi^2}, \quad (1)$$

где x — толщина защитного слоя бетона, см; D_b — коэффициент диффузии кислых газов в воздухе, см²/с; D'_6 — эффективный коэффициент диффузии кислых газов в бетоне, см²/с; C_0 — концентрация кислых газов в окружающем воздухе; τ — продолжительность раскрытия трещин, с; m_0 — реакционная емкость бетона; K_n — коэффициент извилистости стенок трещин; K_Φ — коэффициент формы сечения.

Установлено, что допустимая продолжительность кратковременного раскрытия трещин ($\tau_{кр}$) пропорциональна $\frac{x^4}{a_t^2}$, что свидетельствует о сильном влиянии толщины защитного слоя бетона на допустимую продолжительность раскрытия трещин; ширина раскрытия трещин влияет в меньшей степени.

Кратковременную ширину раскрытия трещин, при которой обеспечивается сохранность арматуры, можно получить, преобразовав формулу (1):

$$a_{т.кр} = \frac{x^2 K_n}{D_b K_\Phi} \sqrt{\frac{m_0 D'_6}{C_0 \tau}}. \quad (2)$$

Достоверность предлагаемых уравнений подтверждена экспериментально при испытании образцов с трещинами.

В агрессивной воздушной среде промышленных и сельскохозяйственных зданий, как правило, содержание CO₂ значительно выше, чем других кислых газов. Следовательно, положение об опережающей диффузии углекислого газа справедливо как для плотного бетона [2], так и для бетона с трещинами, и при условии ограничения глубины карбонизации защитного слоя бетона и стенок трещин можно с уверенностью говорить о защищенности арматуры при совместном воздействии CO₂ и других кислых газов групп I, II и IIIБ.

Из табл. 2 видно, что газы групп А и Б (кроме CO₂) при толщине защитного слоя бетона $x > 1$ см практически не достигают поверхности арматуры в зоне трещин. В этом случае степень агрессивности среды и допустимую ширину кратковременного раскрытия трещин следует устанавливать по концентрации углекислого газа в воздухе. При концентрации агрессивных газов, соответствующих группам В и Г, их количество становится соизмеримым с содержанием в атмосфере углекислого газа, что следует учитывать при назначении параметров железобетонных элементов,

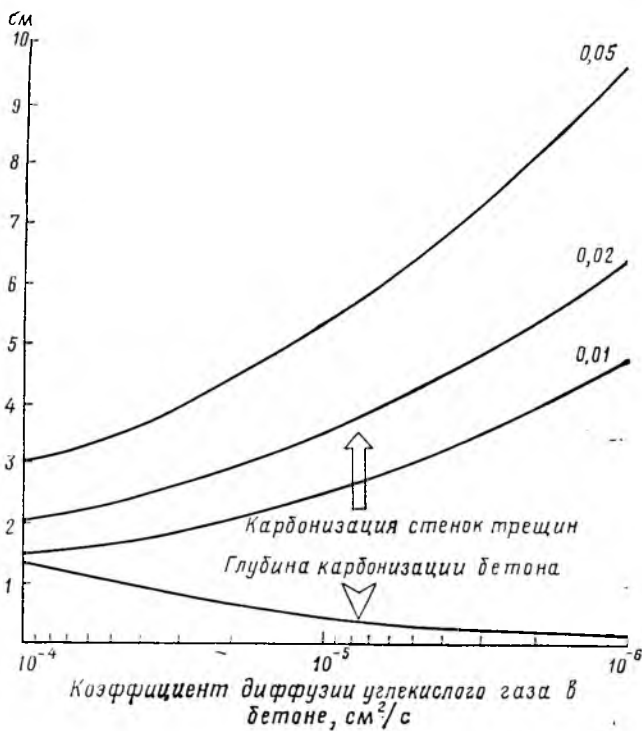


Рис. 1. Глубина карбонизации бетона или стенок трещин в зависимости от его проницаемости для углекислого газа (цифры у кривых — ширина раскрытия трещин, мм)



Рис. 2. Допустимая ширина кратковременного раскрытия трещин в бетонах различной плотности в зависимости от $\tau_{кр}$ (буквы у кривых — плотность бетона по величине эффективного коэффициента диффузии углекислого газа: $N=1 \cdot 10^{-4}$; $P=0,2 \cdot 10^{-4}$; $O=0,04 \cdot 10^{-4}$ см²/с)

Таблица 2

Группа газов по СНиП	Содержание в атмосфере, мг/(см ³ ·10 ⁶)	τ , годы, при $a_T=0,1$ мм и толщине защитного слоя бетона, см			
		1	2	3	4
А	0,5	>50	>50	>50	>50
Б	10	16,8	>50	>50	>50
В	200	0,84	13,4	>50	>50
Г	2000	0,08	1,34	6,8	21,5
А(СО ₂)	600	0,28	4,16	22,68	>50
В(СО ₂)	6000	0,03	0,18	2,03	11,2

Примечание. Величина τ получена с учетом требуемых коэффициентов диффузии СО₂ (D_6) в плотном бетоне.

Использование бетонов различной проницаемости для кислых газов также влияет на толщину защитного слоя бетона и ширину кратковременного раскрытия трещин. Для бетона более высокой плотности допустимая ширина раскрытия трещин снижается пропорционально $\sqrt{D_6}$, т. е. для одинаковых условий эксплуатации и элементов конструкций использование бетона более высокой плотности уменьшает допустимую ширину раскрытия трещин (рис. 1). Из рис. 1 видно, что глубина карбонизации бетона и трещин обратно пропорциональна диффузионной проницаемости бетона.

Следовательно, допустимая ширина кратковременного раскрытия трещин зависит от многих факторов, которые необходимо учитывать при нормировании ширины кратковременного раскры-

тия трещин в процессе проектирования конструкций. Если принять толщину защитного слоя бетона 2,5 см, реакционную емкость бетона для углекислого газа $m_0=50$, концентрацию углекислого газа в атмосфере $C_0=0,0003$ и коэффициент диффузии СО₂ в воздухе $D_в=0,14$ см²/с, то можно построить зависимость допустимой ширины трещин от продолжительности их раскрытия (рис. 2).

В реальных конструкциях продолжительность кратковременного раскрытия трещин зависит от вида и режима действия нагрузки. В СНиП II-6-74 приведена классификация временных нагрузок, которые по длительности действия могут существенно отличаться. Например, снеговая нагрузка по длительности действия зависит от средней

Таблица 3

τ , годы, за нормативный срок эксплуатации (50 лет)	Категория требований к трещиностойкости конструкций и допустимая ширина, мм, кратковременного раскрытия трещин в зависимости от $D_6 \cdot 10^4$, см ² /с		
	1	0,2	0,04
0,1	$\frac{2-0,3^*}{2-0,15}$	$\frac{2-0,2}{2-0,1}$	$\frac{2-0,1}{2-0,05}$
1,0	$\frac{2-0,15}{2-0,1}$	$\frac{2-0,1}{2-0,05}$	$\frac{2-0,05}{1-0}$
10,0	$\frac{2-0,1}{2-0,05}$	$\frac{2-0,05}{1-0}$	$\frac{1-0}{1-0}$

* Над чертой — для плоских плит, стеновых панелей, полок ребристых плит; под чертой — для балок, колонн, ребер плит.

продолжительности образования и разрушения устойчивого снежного покрова ($\tau_{сн}$) и может находиться в пределах 0—180 сут в зависимости от климатических условий (как правило, устойчивый снежный покров образуется при $\tau_{сн}>50$ сут).

Величину кратковременного раскрытия трещин в железобетонных конструкциях следует нормировать в зависимости от толщины защитного слоя, плотности бетона и длительности действия кратковременной нагрузки. Для бетона меньшей плотности при небольшой продолжительности действия кратковременной нагрузки в одних и тех же условиях можно допустить большее кратковременное раскрытие трещин (табл. 3). При высокой концентрации углекислого газа $C_0 \gg 0,0003$ или в присутствии газов группы Г конструкции следует отнести к первой категории по трещиностойкости.

Реализация данных предложений позволяет более обоснованно назначать величину $a_{т,кр}$ для конструкций, к которым предъявляются требования второй категории по трещиностойкости, в некоторых случаях снизить степень агрессивности среды по отношению к железобетонным элементам с трещинами, а также уменьшить расход арматурной стали до 10—15%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Москвин В. М., Алексеев С. Н., Вербецкий Г. П., Новгородский В. И. Трещины в железобетоне и коррозия арматуры. М., Стройиздат, 1971.
2. Алексеев С. Н., Розенталь Н. К. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде. М., Стройиздат, 1976.

Основополагающие стандарты на железобетонные конструкции

Подготовлен комплекс стандартов, устанавливающих общие правила и требования к железобетонным конструкциям. В их разработке участвовали ЦНИИ-промзданий, НИИЖБ, ЦНИИЭП жилища, ЦНИИЭС, ЦНИИС, ВНПО Союзжелезобетон, Оргэнергострой, Гипростромаш, НИИСК.

ГОСТ 24369—80 «Объекты стандартизации в строительстве. Общие положения» установлено, что на каждый класс конструкций (железобетонные, металлические, деревянные и т. д.) должны разрабатываться стандарты, общие для всех стандартизуемых конструкций, устанавливающие для данного класса (подкласса) номенклатуру показателей качества, общие технические требования, условные обозначения, а также правила приемки, методы контроля, правила маркировки, хранения и транспортирования конструкций.

В 1975 г. был утвержден ГОСТ 13015—75 «Изделия железобетонные и бетонные. Общие технические требования» как методологический стандарт, на основе которого должны были разрабатываться стандарты и технические условия на конструкции конкретных видов. Этот стандарт устанавливал общие требования к конструкциям. Практика его применения показала, что наличие общего стандарта не облегчило разработку стандартов и технических условий на конструкции конкретных видов. В каждом из них на основе положений, установленных ГОСТ 13015—75, разрабатывались разделы «Правила приемки», «Маркировка, транспортирование и хранение», повторялись требования к бетону и его физико-механическим свойствам, требования к внешнему виду и др. При этом в отдельных случаях в стандартах и технических условиях на конструкции конкретных видов искажались нормы и требования, установленные ГОСТ 13015—75.

Учитывая, что в 1985—1990 гг. будут разработаны стандарты на все типовые конструкции, число которых составят более 200, в целях установления единообразия в общетехнических требованиях было принято аспекты стандартизации, регламентированные ГОСТ 13015—75, изложить в отдельных стандартах, с тем чтобы пользоваться ими непосредственно при изготовлении и поставке железобетонных конструкций.

ГОСТ 13015—75 заменяет группа общих для всего класса железобетонных конструкций стандартов, имеющих номер 13015 и далее через точку 0, 1, 2, 3 и т. д. и общий заголовок «Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные». В подзаголовке указывается

аспект стандартизации. В составе комплекса разработано несколько стандартов.

ГОСТ 13015.0—83 «Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие технические требования» устанавливает значения показателей, которые являются общими для бетонных и железобетонных конструкций и изделий различных видов, а также перечень показателей, значения которых подлежат установлению в стандартах или технических условиях на конструкции конкретных видов. По стандарту требуемая прочность бетона (в проектном возрасте, передаточная и отпускная) должна назначаться с учетом показателя фактической однородности его прочности. При высокой однородности требуемая прочность назначается ниже нормируемой с соответствующим снижением расхода цемента. Поставлять конструкции потребителю следует после достижения бетоном требуемой отпускной прочности. Значение нормируемой отпускной прочности бетона конструкций устанавливается в стандартах или технических условиях на конструкции конкретных видов.

Настоящий стандарт устанавливает минимально допустимую нормируемую отпускную прочность бетона в процентах к классу или марке бетона по прочности на сжатие.

Стандарт регламентирует максимально допустимую отпускную влажность легкого бетона и автоклавного ячеистого бетона наружных ограждающих конструкций, требования к теплопроводности бетона, а также максимальную допускаемую истраиваемость бетона в конструкции, подвергаемых истиранию. Даны указания о применении эффективных классов арматуры для предварительно напрягаемых конструкций.

Стандарт устанавливает классы точности для каждого вида геометрического параметра, а предельные отклонения геометрических параметров указываются в стандартах или технических условиях на конструкции конкретных видов в соответствии с правилами, установленными ГОСТ 21779—82 для соответствующих классов точности.

Стандарт определяет восемь категорий бетонных поверхностей конструкций и для каждого из них предельные размеры раковин, местных наплывов, впадин и овалов бетона. В стандартах или технических условиях на конструкции конкретных видов требования к допускаемым размерам раковин, наплывов, впадин и овалов не приводятся, а указывается категория бетонной поверхности со ссылкой на ГОСТ 13015.0—83.

При разработке стандартов и технических условий на конструкции конкретных

видов показатели, которые приведены в ГОСТ 13015.0—83, не указывают, а делают ссылку на этот стандарт и приводят перечень показателей, полностью соответствующих требованиям ГОСТ 13015.0—83. В стандартах и технических условиях в разделе «Технические требования» делается запись: «Изделия должны соответствовать требованиям ГОСТ 13015.0—83 по: прочности, жесткости и трещиностойкости; назначенной фактической прочности (в проектном возрасте, отпускной и передаточной) и т. д.». Далее устанавливаются значения показателей в зависимости от вида и назначения конструкции, перечень которых приведен в ГОСТ 13015.0—83.

ГОСТ 13015.1—81 «Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Правила приемки» устанавливает единые правила приемки готовой продукции по показателям качества, установленным в стандартах или технических условиях на конструкции конкретных видов. Готовые конструкции принимают на основании данных входного и операционного контроля, а также периодических и приемосдаточных испытаний. Установлена номенклатура показателей качества, которые подвергаются проверке, а также показатели, для которых применяют статистические методы контроля, приведены планы выборочного контроля. С выходом этого стандарта упорядочивается процесс приемки готовой продукции на предприятиях — изготовителях сборного железобетона, так как основные правила изложены в одном документе. Кроме того, значительно упрощен раздел «Правила приемки» в стандартах и технических условиях на конструкции конкретных видов. При разработке новых или пересмотре действующих стандартов (технических условий) этот раздел излагается в сокращенном виде. В нем указывается, что приемку осуществляют в соответствии с требованиями ГОСТ 13015.1—81 и разрабатываемого стандарта (технических условий). Далее устанавливают план выборочного контроля (одно- или двухступенчатый), а также проведение испытаний нагружением и их периодичность. При необходимости можно регламентировать контроль дополнительных показателей качества, не вошедших в ГОСТ 13015.1—81, или изменить периодичность отдельных приемочных испытаний.

ГОСТ 13015.2—81 «Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Правила маркировки» устанавливает виды маркировочных надписей и знаков, правила и способы их нанесения на конструкции. В стандарте приведены

изображения монтажных знаков в зависимости от их наименования и назначения. Необходимость нанесения монтажных знаков устанавливают стандарты или технические условия на конструкции конкретных видов. Стандарт разрешает также применять дополнительные маркировочные надписи и знаки, не предусмотренные ГОСТ 13015.2—81. В нем приведены варианты расположения надписей и знаков и рекомендуемый шрифт для них.

ГОСТ 13015.3—81 «Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Документ о качестве» регламентирует требования к документу, которым предприятие-изготовитель в соответствии с «Положением о поставках продукции производственно-технического назначе-

ния» удостоверяет качество и комплектность поставляемых конструкций. В стандарте приведены примеры оформления документа о качестве.

ГОСТ 13015.4—84 «Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Правила транспортирования и хранения» устанавливает виды транспорта для перевозки конструкций, требования к их погрузке и выгрузке, порядок укладки конструкций на грузовую платформу. В стандарте приведены требования к условиям хранения конструкций, к высоте штабеля, к размеру и материалу применяемых подкладок и прокладок.

Стандарт «Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Методы контроля размеров» устанавливает

методы и способы контроля линейных размеров, прямолинейности, плоскостности и перпендикулярности конструкций, положения закладных изделий и монтажных петель, методы контроля качества поверхности и внешнего вида. Указаны средства измерений, применяемые для контроля того или иного геометрического параметра.

ГОСТ 13015.0—83—ГОСТ 13015.4—81 уже приняты, а после введения в действие последнего ГОСТ 13015—75 будет отменен полностью.

Комплекс разработанных стандартов будет способствовать повышению научно-технического уровня стандартов и технических условий на конструкции конкретных видов и позволит значительно сократить время их разработки.

Использование промышленных отходов

УДК 624.012.45:666.952:2

Применение золы-уноса сухого отбора при производстве железобетонных конструкций

На предприятиях стройиндустрии ведется большая работа по экономии сырья и материалов. Одним из ее направлений является использование промышленных отходов в производстве, в том числе золы, образующейся при сжигании углей ТЭС.

Строительство силосных складов и пневмоотбор золы сухим способом на отдельных ТЭС (Бурштынской, Ладженской) позволили уточнить технологию внесения золы и ее дозирования при приготовлении растворов и бетонных смесей, а также широко применить ее на заводах ЖБИ в качестве мелкого заполнителя конструктивно-теплоизоляционного керамзитобетона и микрозаполнителя тяжелых бетонов.

Технология приготовления бетона с добавкой золы-уноса и обычного бетона аналогична. В расходных бункерах бетоносмесительных установок для золы выделяется один из отсеков или дополнительно строится новый. Зола-унос вводится в смеситель в сухом виде по отдельному дозатору (см. рисунок).

Зола-унос сухого отбора поступает на завод, как правило, в вагонах-цементовозах типа «хopper», откуда самотеком выгружается в два золоприемника объемом по 30 м³. Последние служат одновременно перекачивающим устройством, которое по трубопроводам подает золу-унос через специальное распределительное устройство в силосный склад. Со склада на БСЦ зола-унос перекачивается струйными насосами. В золоприемнике БСЦ она оседает и по стоку попадает в

бункер. Воздух, пройдя очистку в блоке циклонов, выбрасывается в атмосферу.

На заводе применяется независимая система подачи золы-уноса с помощью воздуха по трубопроводам. Давление воздуха составляет не более 3,5 ати, так как с его повышением увеличивается пыление золы-уноса на выходе из вентиляционной системы. В таком случае необходимо устанавливать более мощные мультициклоны. Приемное устройство золы специально разработано Киевским филиалом КТБ «Стройиндустрия», так как все остальные устройства не обеспе-

чивают надежной работы и необходимого времени по приему золы из вагонов и перекачке ее в силосные склады. Решетки приемного устройства должны надежно предохранять перекачиваемое устройство от попадания в него камней фракцией 20—40 мм, которые могут оставаться в «хoppере» после перевозки шибья.

Воздух, поступающий в приемное устройство и струйный насос, должен пройти маслководочистку. Применение неочищенного воздуха приводит к налипанию золы-уноса на стенки трубопроводов и к выходу из строя системы. Для регулирования параметров воздуха разработан узел управления струйным насосом.

Для хранения, транспортирования и дозирования золы-уноса сухого отбора применяются в основном те же технологическое оборудование и транспорт, что и для существующих типовых проектов подачи цемента на БСЦ, с учетом минимальных капитальных затрат на реконструкцию действующего бетонного узла.

Экономия цемента составляет 15—20% на 1 м³ изделий. Затраты на строительство линии окупаются менее чем за год. За 1982—1983 гг. на Роздольском комбинате строительных материалов изготовлено более 40 тыс. м³ сборных железобетонных конструкций. Экономический эффект составляет 1—2 р. на 1 м³ конструкций.

В. А. САФАРОВ, Е. В. ЛУЖКО
инженеры (Львовский комплексный отдел Киевского филиала КТБ «Стройиндустрия»)

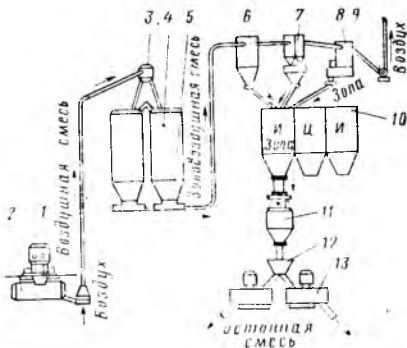


Схема внесения золы на БСЦ

1 — приемное устройство; 2 — золоприемник; 3 — распределительное устройство; 4 — силосный склад золы; 5 — струйный насос; 6 — золоприемник БСЦ; 7 — блок циклонов; 8 — рукавный фильтр; 9 — вентилятор; 10 — бункер инертных; 11 — дозатор; 12 — сборный бункер; 13 — бетономешалка

УДК 69.001.83(517.3)

Братское сотрудничество

Сотрудничество коллектива НИИЖБ со строительными организациями Главза рубежпромстроя Минпромстроя СССР в оказании помощи братской Монгольской Народной Республике имеет уже хорошие традиции.

Ежегодно на научно-техническом совете главка с участием представителей института производится отбор научно-технических разработок, которые будут применены при строительстве объектов в различных городах МНР. К ним относятся новые виды бетонов и арматуры, современные технологии изготовления изделий и возведения зданий, экономичные прогрессивные конструкции.

Только за последние 5 лет советским строителям в Улан-Баторе, Эрденете, Дархане оказана техническая помощь в освоении выпуска и применении конструкций одноэтажных и многоэтажных промышленных и жилых зданий. Это и преднапряженный пустотный настил перекрытий пролетом 6 метров, и ребристые плиты покрытий и перекрытий размером 3×6 м, преднапряженные промышленные перегородки, ригели пролетом 9 м, а также решетчатые двускатные балки пролетом 12 м (рис. 1). В настоящее время осваивается выпуск решетчатых балок пролетом 18 м с групповым натяжением напрягаемой арматуры и панелей-оболочек КЖС размером 3×18 м.

Одновременно персонал обучают ультразвуковому способу контроля прочности бетона, работе с приборами контроля величины защитного слоя и напряжения в арматуре (ПРД). Неразрушающие методы контроля были применены при выпуске 9 тыс. м³ конструкций.

В связи с возможностью поставки в МНР высокопрочных арматурных сталей было проведено обучение персонала работе с цапговыми зажимами конструкции НИИЖБ.

В совместных работах значительное внимание было уделено применению добавок в бетон, в том числе НЧК, СДБ и суперпластификатора С-3. В Эрденет были доставлены три цистерны суперпластификатора С-3. Совместно с лабораториями Медьмолибденстроя подбирались составы бетонов, что позволило экономить цемент и уменьшить трудозатраты при укладке бетона. Проведенная работа позволила дать строителям и предприятиям стройиндустрии рекомендации по наиболее эффективному использованию добавок.

Советским строителям были также переданы рекомендации института по применению электропрогрева бетона в климатических условиях Монголии, этот способ был использован при выпуске 10 тыс. м³ бетонных блоков

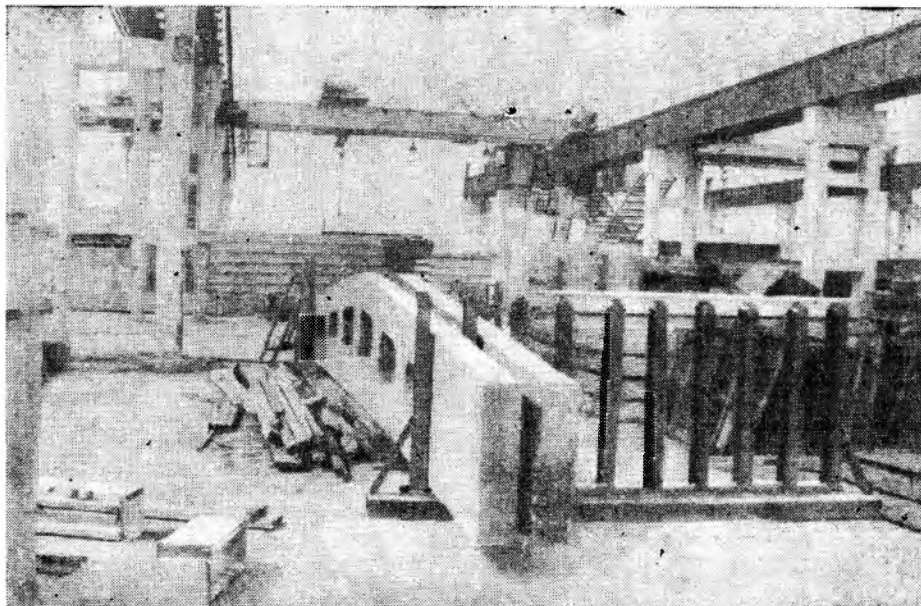


Рис. 1. Двускатные решетчатые балки пролетом 12 м на складе в Эрденете

С целью экономии цемента участниками освоения и испытания всех новых конструкций, выпускаемых советскими строителями в МНР. В последние годы институтом совместно с руководством главка и Управления по строительству в МНР сделан еще один шаг в этом направлении. Начато совместное

ознакомление с объектами строительства

участниками освоения и испытания всех новых конструкций, выпускаемых советскими строителями в МНР. В последние годы институтом совместно с руководством главка и Управления по строительству в МНР сделан еще один шаг в этом направлении. Начато совместное

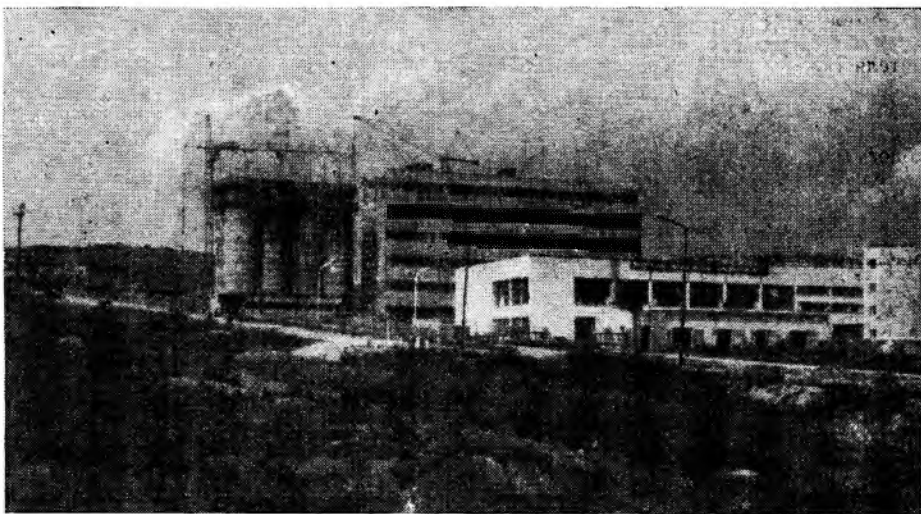


Рис. 2. Панорама строительства пищекомбината в Эрденете

Вологодская областная универсальная научная библиотека



Рис. 3. Строительство жилых зданий с безбалочными перекрытиями в г. Эрденет

ближайших лет с целью экспертизы проектов и составления рекомендаций проектным организациям по применению наиболее эффективных конструкций и материалов. После завершения этой работы соответствующие мероприятия будут проведены и на предприятиях стройиндустрии в МНР.

Одной из важных задач строителей в МНР является обеспечение гидроизоляции сооружений типа резервуаров, отстойников и т. п. В связи с этим НИИЖБ передал строителям методику устройства пленочной гидроизоляции из активированной полиэтиленовой пленки. Были также даны рекомендации по устройству стяжек на основе напрягающего цемента (НЦ).

Рис. 4. Спортивный комплекс в г. Эрденет в стадии отделки



Институтом также были переданы рекомендации по защите строительных конструкций от коррозии, в частности, на объектах горно-обогатительного комбината «Эрденет», который в этом году полностью освоил проектную мощность.

В последние годы специалистами института были обследованы предприятия строительной индустрии и даны предложения по обновлению каталогов выпускаемых конструкций в соответствии с рекомендациями Госстроя СССР.

Основная техническая помощь советским строителям оказывается на пусковых объектах. Выше мы уже говорили о монгольско-советском предприятии — ГОК «Эрденет». Еще одним объектом, где были использованы рекомендации

института, в том числе пленочная гидроизоляция и неразрушающие методы контроля, была ковровая фабрика в Эрденете. При бетонировании солодохранилища пищевого комбината в Эрденете (рис. 2) был использован суперпластификатор С-3. Неразрушающие методы контроля конструкций возведенного объекта были с успехом применены при строительстве трикотажной фабрики в Улан-Баторе, что позволило обеспечить ее своевременный ввод.

В жилищном строительстве МНР при участии института были освоены наружные керамзитобетонные панели крупнопанельных домов. В последнее время начали также применяться каркасные здания по проекту ЦНИИЭП жилища, в том числе повышенной этажности с кирпичными (в Улан-Баторе) и панельными (в Эрденете) наружными стенами (рис. 3).

Из зданий культурно-бытового назначения, в строительстве которых принимали участие сотрудники института, можно отметить спортивный и торговый центры в Эрденете (рис. 4).

Итоги работы 1983 г. показали, что у сотрудничества института с советскими строителями в МНР хорошие перспективы. В области освоения новых конструкций намечены совместные работы при строительстве здания международного аэропорта в Улан-Баторе. Предполагается также строительство мембранных покрытий, освоение рамно-панельных конструкций для сельскохозяйственных зданий.

Советским строителям в МНР будет передан прибор для ультразвукового контроля сварных швов; подготовляются рекомендации по рациональной расстановке оборудования в арматурных цехах. В связи с разворотом строительства новых объектов в тех областях МНР, где отсутствуют предприятия стройиндустрии и асфальтированные дороги, строители остро нуждаются в рекомендациях по организации первичных баз по выпуску сборных конструкций, товарного бетона и арматуры ограниченной номенклатуры.

Перспективной работой является также внедрение самоанкерующихся болтов крепления оборудования, что является особенно важным, так как имеют место изменения в поставке оборудования от проектирования до строительства.

Благодаря тесным контактам Главзарубежпромстроя и Управления по строительству в МНР с НИИЖБ и КТБ НИИЖБ в двенадцатой пятилетке на объектах, возведенных советскими строителями, найдут применение наиболее прогрессивные разработки института. Помощь Монгольской Народной Республике в строительстве новой жизни советские ученые и строители считают своим интернациональным долгом.

В. П. ТКАЧУК, зам. начальника
Главзарубежпромстроя;
Ю. П. ЧЕРЕПАНОВ, директор
КТБ НИИЖБ;
Л. В. САСОНКО, зав. отделом
КТБ НИИЖБ

УДК 624.01.001

Очерки истории развития строительных конструкций

Лопатто, А. Э. Пролеты, материалы, конструкции. М., Стройиздат, 1982.

Литература по истории развития строительных, в том числе бетонных и железобетонных, конструкций весьма немногочисленна.

Вместе с тем имеется несомненная нужда в работах, анализирующих пути формирования и становления конструктивных решений основных элементов зданий и сооружений различного назначения, выполняемых из разных материалов.

Рецензируемая книга А. Э. Лопатто, автора монографий, посвященных деятельности и творчеству выдающихся отечественных инженеров-строителей и ученых Н. А. Белелюбского, В. Г. Шухова и А. Ф. Лолейта, представляет собой популярный очерк развития пролетных строительных конструкций с древнейших времен до наших дней. Книга содержит многочисленные примеры описания шедевров мировой строительной практики, определяющие для своего времени наиболее передовые инженерные идеи.

Книга состоит из трех разделов. В первом — вводном — дается трактовка понятия «пролет», описываются общие решения пролетных конструкций прошлого и настоящего от пролетных строений древних акведуков и мостов, покрытий

культовых и общественных зданий до современных пролетных конструкций промышленных, спортивных, общественных, транспортных сооружений.

Второй раздел посвящен исходным конструкционным материалам. В нем даны краткие характеристики камня, кирпича, растворов, бетона, древесины, железа, стали, других материалов, пластмасс, комбинаций из них и в первую очередь железобетона. Свойства и возможности материалов иллюстрируются многочисленными примерами взаимного влияния и использования в конструкциях на разных этапах развития строительной техники и технологии.

Третий раздел, наиболее обширный, посвящен непосредственно конструкциям, эволюции плоских и пространственных, стержневых и плитных конструктивных систем. Анализируются пути становления балочных и рамных, сплошностенчатых, сквозных и ребристых конструкций, арок, сводов, куполов, оболочек, висячих конструкций, основных принципов расчета сечений и элементов.

Ряд интересных изысканий проф. А. Э. Лопатто показывают приоритет отечественной науки по отдельным фундаментальным положениям расчета и созданию

новых видов строительных конструкций.

Книга написана увлекательно, живо, тщательно иллюстрирована. Изложение изобилует образными полемически заостренными примерами и соображениями.

Не все в равной степени бесспорно в книге.

Например, трактовка идеи преднапряжения конструкций как «создания запаса в работе материала на растяжение» (с. 60) выглядит слишком упрощенно и односторонне. Нельзя признать объективными сопоставление сборных и монолитных конструкций, сделанное на примере безбалочных перекрытий, и особенно оценку сборного варианта решений этих перекрытий как «дань моде» (с. 83). Недостаточно внимания уделено также влиянию индустриализации производства железобетонных конструкций и требований технологичности на их формирование. Однако эти замечания не могут повлиять на высокую оценку содержательной и полезной книги, встреченной читателями с большим интересом.

Г. И. БЕРДИЧЕВСКИЙ,
д-р техн. наук, проф.;
Ю. С. ВОЛКОВ, канд. техн. наук

УДК 691.322

Книга о бетонах на пористых заполнителях

Орентлихер Л. П. Бетоны на пористых заполнителях в сборных железобетонных конструкциях. М., Стройиздат, 1983.

Вышедшая в свет монография состоит из 6 глав. Первая посвящена повышению качества изделий. В ней рассматриваются рациональные области применения бетонов на пористых заполнителях, особенности структуры бетона, пути ее совершенствования, характеристики компонентов бетона, оптимизация составов бетонной смеси, стабилизация свойств материалов. Во второй главе описываются технологические способы повышения качества такого бетона, в третьей — пути совершенствования свойств отделочных слоев бетона. Четвертая глава посвящена трещиностойкости бетона, пятая — путям повышения качества изделий и конструкций с покрытиями, шестая — тепло- и звукоизоляционным свойствам изделий из бетонов на пористых заполнителях.

Автором систематизирован и наглядно представлен большой научный материал: важнейшие конструкции из бетонов на пористых заполнителях, параметры технико-экономической эффективности бетонов и конструкций и их значения, ре-

гулирование структуры бетона и его свойств. Наиболее интересна, на наш взгляд, глава 4. В ней классифицирована трещиностойкость бетонов по причинам, ее вызывающим; рассмотрены собственные влажностные и температурные напряжения и деформации, связь трещиностойкости и морозостойкости.

Необходимо отметить, что в книге приведено спорное утверждение о повышенной предельной сжимаемости легкого бетона на пористых заполнителях. Так, на с. 8 сказано, что «повышенная предельная сжимаемость легкого бетона (в 1,5—2 раза) может способствовать снижению расхода арматурной стали. Из-за пониженного модуля упругости легкого бетона при специальных приемах армирования и особых видах арматуры можно уменьшить расход стали, повысить несущую способность и жесткость конструкций из легкого бетона. Содержание книги выиграло бы, если бы автор сослался на результаты многолетних исследований НИИЖБ. При определении предельной сжимаемости бетонов следу-

ет разделять упругие и неупругие деформации и дифференцировать полученные данные в зависимости от прочности бетона. В исследованиях НИИЖБ пояснены сбалансированные приемы нормирования прочностных характеристик бетона, позволяющие пользоваться едиными предложениями при расчете несущей способности легкобетонных элементов из бетонов на пористых заполнителях, рекомендованными для обычного тяжелого бетона.

Книга хорошо иллюстрирована, снабжена подробным списком литературы.

Она рекомендована для инженерно-технических работников промышленности строительных материалов и на наш взгляд, будет также интересна и полезна широкому кругу специалистов научно-исследовательских подразделений, работающих в области изучения легких бетонов на пористых заполнителях и создания новых конструктивных элементов из этих материалов.

К. В. ПЕТРОВА, Н. Я. СПИВАК,
кандидаты техн. наук

CONTENTS

- Khaidukov G. K., Kachanovsky E. K.* Calculation and design peculiarities of ferro-cement structures
- Mironkov B. A., Neofitov B. K., Minina P. V.* Standard spatial ferro-cement structures for hall roofings
- Galich V. D., Ovchar V. P., Borisova T. V.* Ferro-cement structures for industrial construction
- Daragan K. A., Bozhkov V. I., Telyatnikov V. M., Borodin V. Ya., Ivanenko N. A.* Construction of high-way bridges with application of ferro-cement
- Panarin S. N.* Technology of prefabricated vaulted ferro-cement structures
- Sterin V. S.* Prefabrication of ferro-cement elements for slabs of regular structures
- Rozhnenko M. D., Dorofeev V. A.* Automation in manufacturing welded ferro-cement nets at house building plant
- Potapkin E. V., Lemysh L. L.* Economy of reinforced steel in foundation
- Phonov V. M., Makaricheva N. B.* Study of joints between reinforced pipe-concrete members
- Goryainov K. E.* Preliminary water activation of cement ground when preparing concrete mixes
- Gasarov Ya. A., Shaniyazov A. M.* Autoclave cellular concrete with barkhan sand
- Lyubimov A. A., Kononov V. P., Philimonov P. I.* Interaction between creep and relaxation of stresses in concrete
- Kalmykov V. V., Dmitriev Yu. V., Philonov O. V., Goncharenko N. F., Grachov V. I., Krasovskaya G. M.* New thermomechanically hardened reinforcement made of steel 10ГC2
- Bulakhov A. A., Mitnik G. S.* Determination of specific metal consumption of steel forms
- Kholmjansky M. M.* Bearing capacities of concrete and location of linear mechanics of failure in its prediction

CONTENU

- Khaidoukov G. K., Katchanovsky E. K.* Les particularités du calcul et de la construction des structures en armo-ciment
- Mironkov B. A., Neofytov B. K., Minina P. V.* Les structures spatiales types en armo-ciment pour les revêtements des salles
- Galitch V. D., Ovtchar V. P., Borissova T. V.* Les structures en armo-ciment pour la construction industrielle
- Daragan K. A., Bozhkov V. I., Teljatnikov V. M., Borodine V. Ya., Ivanenko N. A.* La construction des ponts d'auto-routes avec application d'armo-ciment
- Panarine S. N.* La technologie de la production en usine des structures des voûtes en armo-ciment
- Sterine V. S.* La production en usine des éléments des dalles en armo-ciment avec une structure régulière
- Rozhnenko M. D., Doropheev V. A.* L'automatisation de la production des treillis soudés des armatures à l'entreprise de la construction des bâtiments
- Potapkin E. V., Lemych L. L.* L'économie d'acier des armatures dans les fondations
- Phonov V. M., Makaritcheva N. V.* L'étude des joints de jonction des éléments armés des conduites en béton
- Gorjaïnov K. E.* L'activation aqueuse préalable de pâte de ciment pendant la production du béton frais
- Gassanov Ya. A., Chanijasov A. M.* Le béton cellulaire autoclave sur la base du sable des barkhanes
- Lubimov A. A., Kononov V. P., Philimonov P. I.* Le rapport entre le fluage et la relaxation des contraintes en béton
- Kalmykov V. V., Dmitriev Yu. V., Philonov O. V., Gontcharenko N. Ph., Gratchev V. I., Krassovskaja G. M.* Les armatures nouvelles renforcées thermo-mécaniquement produites en acier 10ГC2
- Boulakhov A. A., Mitnik G. S.* La détermination de contenu spécifique en métal des formes en acier
- Kholmjansky M. M.* La capacité portante du béton et la place de la mécanique linéaire de la destruction dans sa prédiction

INHALTSVERZEICHNIS

- Haidukow G. K., Katschanowskij E. K.* Besonderheiten der Berechnung und des Konstruierens von Ferrozementkonstruktionen
- Mironkow B. A., Neofitow B. K., Minina P. W.* Typenraumferrozementkonstruktionen von Dächern für Säle
- Galitsch W. D., Owtschar W. P., Borisowa T. W.* Ferrozementkonstruktionen für Industriebau
- Daragan K. A., Bozhkow W. I., Teljatnikov W. M., Borodin W. J., Iwanenko N. A.* Bau von Autobahnbrücken mit Anwendung des Ferrozementen
- Panarin S. N.* Technologie der Werksfertigung von gewölbten Ferrozementkonstruktionen
- Sterin W. S.* Werksfertigung von Ferrozementteilplatten mit unveränderlicher Struktur
- Rozhnenko M. D., Dorofeew W. A.* Automatisierung der Herstellung von geschweißten Bewehrungsnetzen im Wohnungsbaukombinat
- Potapkin E. W., Lemisch L. L.* Einsparung des Bewehrungsstahls im Fundament
- Fonow W. M., Makaritschewa N. W.* Untersuchungen von Verbindungsknoten der bewehrten Rohrbetonteilen
- Gorjainow K. E.* Vorwasseraktivierung des Zementleims bei Vorbereitung der Betonmischung
- Gasarov Ja. A., Schanijasow A. M.* Der autoclav behandelte Zellenbeton mit Weichsand
- Ljubimow A. A., Kononow W. P., Filimonow P. I.* Zusammenwirkung zwischen Kriechen und Relaxation von Spannungen im Beton
- Kalmikow W. W., Dmitriew Ju. W., Filonow O. W., Gontscharenko N. F., Gratschew W. I., Krasovskaja G. M.* Die neue thermomechanisch verfestigte Bewehrung aus Stahl 10ГC2
- Bulahow A. A., Mitnik G. S.* Bestimmung des Spezifischen Metallanteils von Stahlformen
- Holmjanskij M. M.* Tragfähigkeit des Betons und die Stelle der linealen Zerstörungsmechanik bei ihrer Vorausbestimmung

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, Ю. В. Волконский, А. А. Гвоздев, А. М. Горшков, П. А. Демянюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор), В. М. Москвин, Ю. М. Мухин, Д. А. Паньковский, В. С. Подлесных, Б. Я. Рискинд, С. И. Сименко, В. В. Судаков, Д. М. Чудновский, А. А. Шлыков (зам. главного редактора)

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *А. В. Федина*

Сдано в набор 15.05.84
Формат 60×90¹/₈
Тираж 14680 экз.

Печать высокая Усл. печ. л. 4,0 Подписано в печать 20.06.84 Усл. кр.-отт. 4,75

Т-12758
Уч.-изд. л. 8,18
Зак. 201

Адрес редакции
101442, ГСП, Москва К-6, Каляевская, 23а
Тел. 258-18-54, 258-24-76

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

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

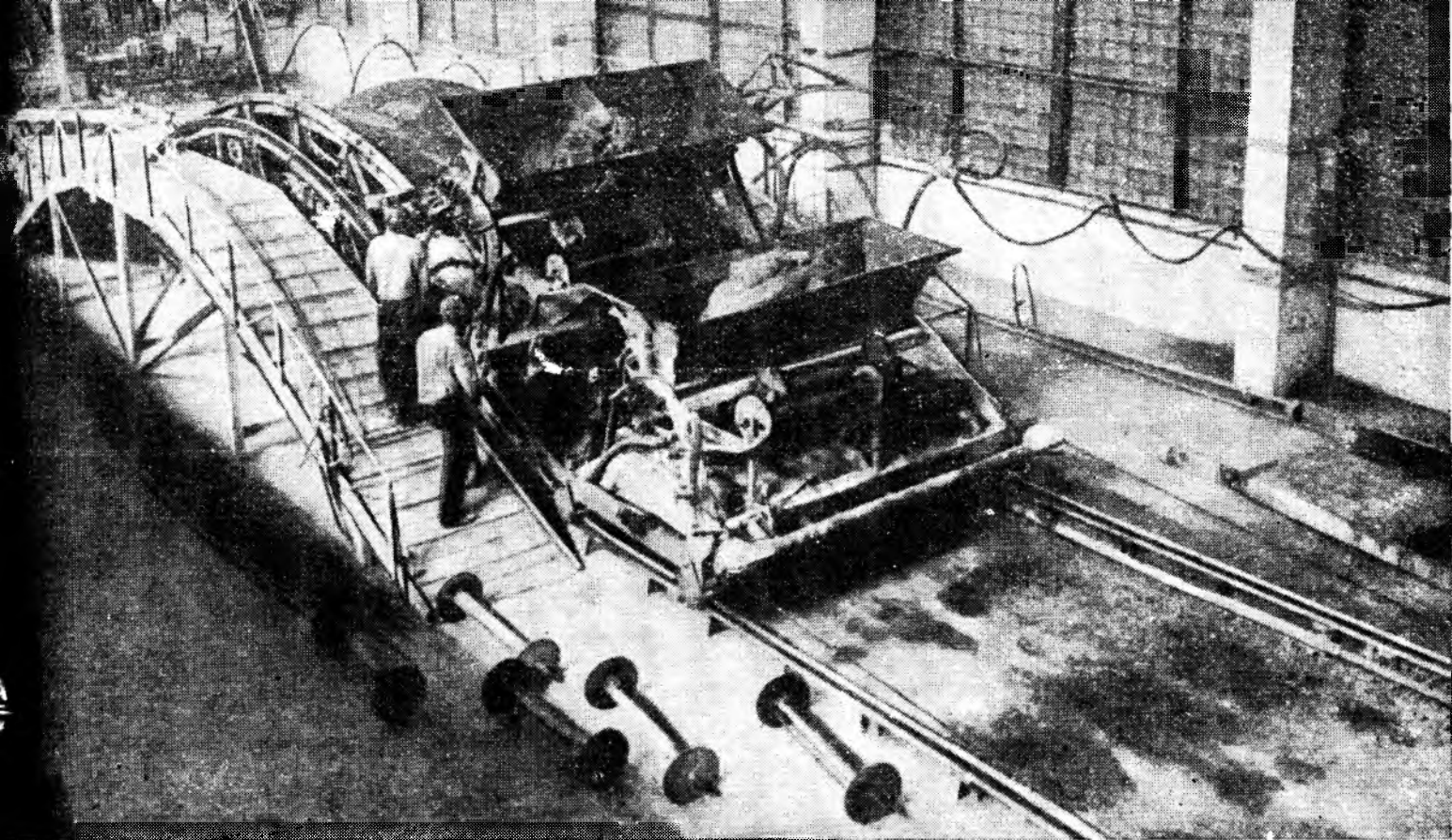
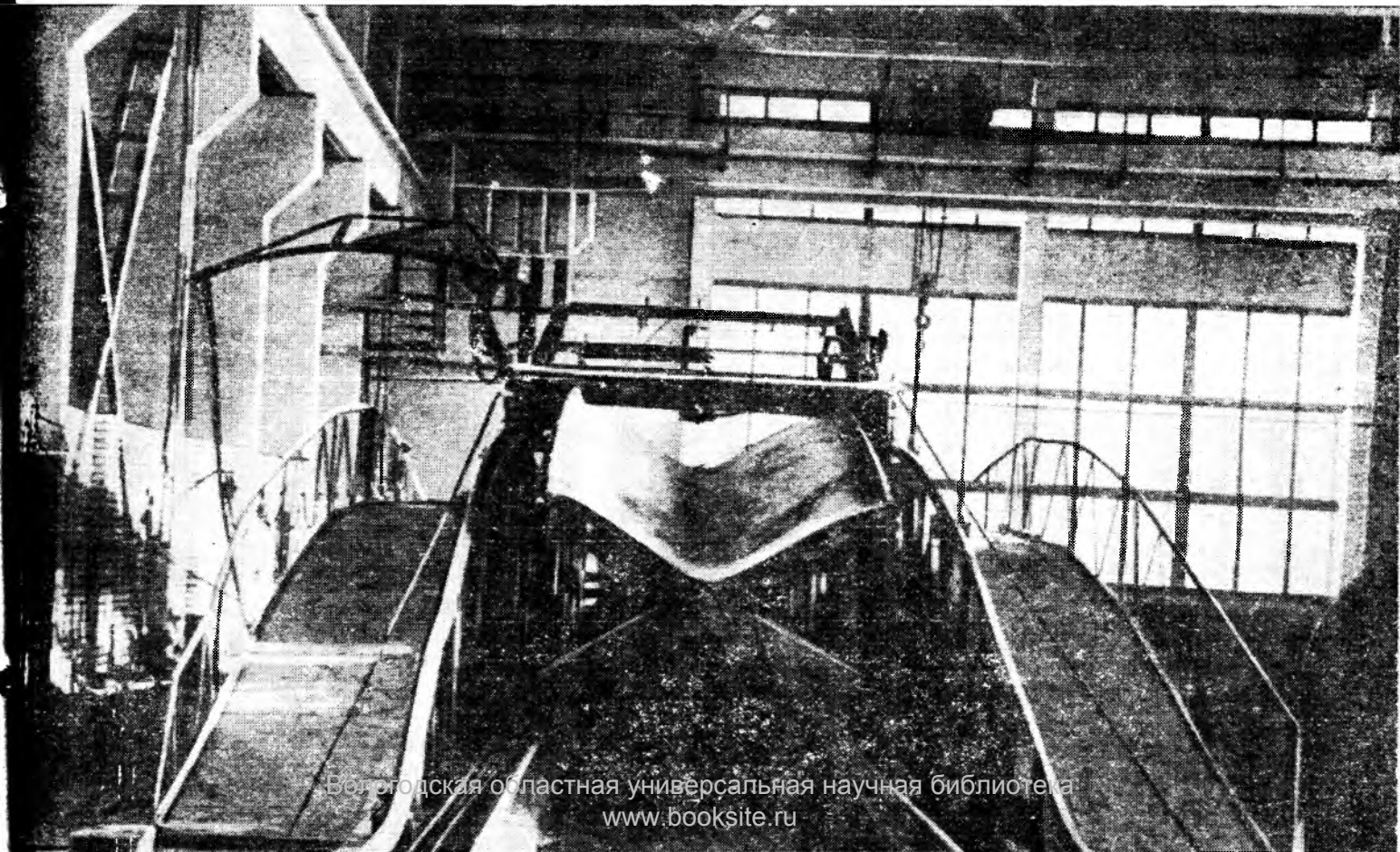


Иллюстрация 1. Промышленная установка для формования армоцементных элементов сельскохозяйственных складских зданий пролетом 12 м
Иллюстрация 2. Экспериментальная установка для изготовления армоцементных элементов теннисных кортов пролетом 40 м

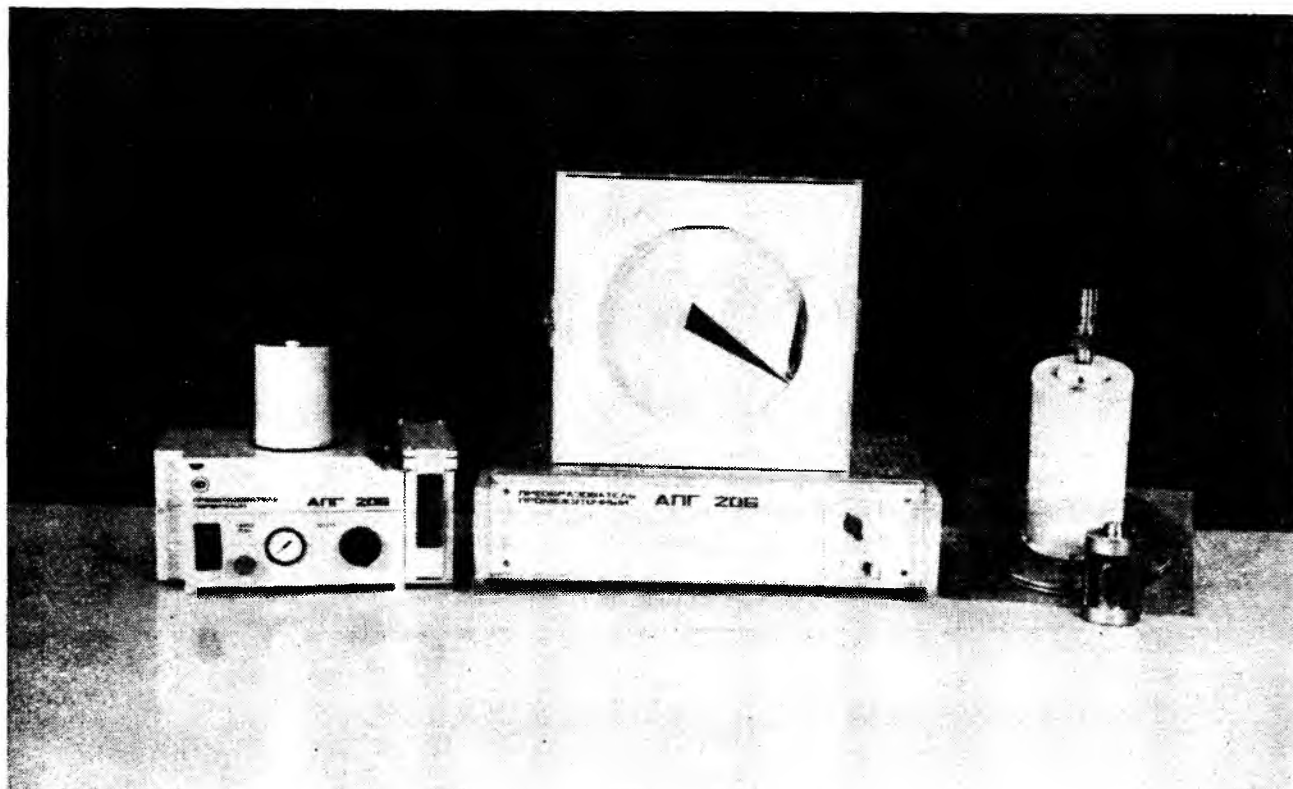
Автор: С. Н. Панарина «Технология заводского изготовления сводчатых армоцементных конструкций»



**ТБИССКОЕ НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ОБЪЕДИНЕНИЕ
«АНАЛИТПРИБОР»**

предлагает

ГИГРОМЕТР АВТОМАТИЧЕСКИЙ ПСИХРОМЕТРИЧЕСКИЙ АПГ-206



для применения в системах контроля и регулирования влажности парогазовой смеси при повышенных температурах

Диапазон измерения влажности, °С т. р.	от 34 до 90
Поддиапазоны	от 34 до 66 от 58 до 90
Предел допускаемого значения основной абсолютной погрешности, °С т. р.	0,8
Температура анализируемой среды, °С	от 40 до 200
	Цена—945 р.