

ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН 1 1990



ПОЛИФУНКЦИОНАЛЬНЫЙ ПЛАСТИФИКАТОР ЛТМ —

**дешевая,
эффективная,
технологическая
и недефицитная
добавка**

Лигносульфонаты технические модифицированные (ЛТМ) находят все большее применение для экономии цемента (10...15 %), повышения морозостойкости бетона (до Мрз500), улучшения удобоукладываемости бетонной смеси, применения жестких режимов тепловой обработки (5...7 ч) и других целей.

Добавка ЛТМ готовится из двух компонентов — многотоннажных отходов производств целлюлозно-бумажных и медико-биологических заводов или аналогичных отходов химической и нефтехимической промышленности. Эти отходы имеются практически во всех регионах Советского Союза.

Технология приготовления ЛТМ элементарна: для этого требуются горячая вода и сжатый воздух для перемешивания компонентов.

Себестоимость компонентов для приготовления ЛТМ — 9...12 р/т.

Добавку эффективно применять при любых технологиях в широком диапазоне удобоукладываемости бетонной смеси — от жесткости 10...30 с до подвижности 22...24 см, при минимальном проценте введения — 0,15...0,3 % (сухого вещества от массы цемента).

Использование ЛТМ, разрешенное без ограничений СНиП 3.03.01—87, позволило:

- применить безвибрационную технологию изготовления забивных свай длиной 7...12 м и дорожных плит на заводе ЖБИ-17 ППО «Моспромстройматериалы»

- получить экономию цемента в количестве 4600 т за 1988 г. на Краснопресненском заводе ЖБК ДСК-1 ПСО «Мосстрой» при изготовлении наружных стеновых трехслойных панелей с гибкими связями, лифтовых шахт, кровельных плит, объемных балконов и подобных конструкций на конвейерах и полигоне

- за 5 мес прошлого года на Тушинском заводе ЖБК ДСК-1 ПСО «Мосстрой» сэкономить 2760 т цемента при изготовлении панелей перекрытий и дорожных плит по кассетной технологии

- увеличить подвижность бетонной смеси и повысить морозостойкость бетона для изготовления элементов забора и фундаментных блоков при одновременном снижении норм расхода цемента на КСМ-24 ППО «Моспромстройматериалы».

Значительный экономический эффект (до 25 % снижение расхода цемента) достигается при комплексном применении добавки ЛТМ и золы-уноса.

Внедрение добавки ЛТМ на заводе ЖБИ-17 в 1987 г. отмечено премией Совета Министров СССР.

Более подробную информацию можно получить в КТБ
Мосоргстройматериалы по адресу:
121019, Москва, ул. Волхонка, 11; тел. 119-56-13.

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1 (418)
Январь 1990

Издается с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

СОДЕРЖАНИЕ

Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!

Рогатин Ю. А., Фоломеев А. А. О снижении энергоемкости строительства 2

Конструкции

Цейтлин А. А., Гузевич Л. Д. Свод из утепленных панелей-оболочек 4

Вайсман Э. Л., Дронов Ю. П., Сивчук Н. А. Межсезонные деформации наружных стыков крупнопанельных зданий 6

Габрусенко В. В., Бутвиловский И. И., Якушин В. А. Балки покрытий пролетом 12 м со смешанным канатно-стержневым армированием 9

Каджая Д. И., Жвания Г. А. Новые сборные большепролетные плоские плиты для междуэтажных перекрытий 10

Заводское производство

Волков В. А., Готлиб М. А., Пашков В. Н., Толорая Д. Ф., Ратников И. А., Соколов А. В., Олефиренко Л. Г. Автоматизированное отделение приема, хранения и приготовления водных растворов суперпластификаторов 12

Для сельского строительства

Сасонко Л. В., Шприц Е. С., Гончаров В. Б., Бедов А. И., Горбатов С. В. Облегченные конструкции покрытий для сельскохозяйственных зданий 14

В помощь проектировщику

Климов Ю. А. Внутренние усилия в наклонном сечении при расчете прочности железобетонных элементов 16

Скоробогатов С. М., Воронин Б. В. Рациональное распределение арматуры в неразрезных монолитных перекрытиях с профилированным настилом 18

Васильев А. П., Горшкова В. М., Лазовский Д. Н. Работа профилированного настила в наклонном сечении монолитных плит перекрытий при тяжелых нагрузках 20

Вопросы качества

Браиловский М. И., Шарстук В. И. О качестве железобетонных конструкций для машиностроения 22

Использование промышленных отходов

Орловский Ю. И. Бетоны и изделия на основе серосодержащих отходов 24

Павленко С. И., Леванкова Т. Е., Солиенко В. Н., Кустов М. М., Галкина Л. А. Шлакозобетон литой консистенции для несущих конструкций вертикально-кассетного формования 26

Долговечность

Подвальный А. М. Защита от коррозии гибких связей трехслойных панелей 28

Зарубежный опыт

Гончаренко Д. Ф. Строительство из сборного железобетона в ФРГ 30

© Стройиздат, журнал «Бетон и железобетон», 1990



МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

УДК 69.004.18

Ю. А. РОГАТИН, канд. техн. наук, А. А. ФОЛОМЕЕВ, инж. (НИИЖБ)

О снижении энергоемкости строительства

На производство сборного и монолитного бетона и железобетона в стране ежегодно расходуется почти половина топливно-энергетических ресурсов, по требляемых строительством и промышленностью строительных материалов. По сравнению с другими конструктивными материалами массового применения бетон и железобетон являются менее энергоемкими. Так, в нашей стране затраты энергоресурсов на производство 1 м³ сборного железобетона в 2 раза меньше основных затрат на эквивалентное количество стальных строительных конструкций. В Англии соотношение энергетических затрат на производство конструкций одного назначения из стали, кирпича и бетона равно 1 : 0,65 : 0,16 [1]. В жилищном строительстве Франции энергоемкость конструкций из бетона почти на 40% меньше, чем из металла, а в промышленном — почти на 50% [2].

В общем объеме одновременно затрачиваемых топливно-энергетических ресурсов затраты в производство исходных материалов для бетона и железобетона составляют 40...94% (косвенные), затраты в непосредственное производство сборных и монолитных конструкций — 6...40% (прямые). Они зависят от вида конструкционного или конструкционно-теплоизоляционного материала. Для монолитного бетона и железобетона, изготавливаемых на полигонах и в построечных условиях при низких отрицательных температурах наружного воздуха и подвергающихся прогреву, доля прямых затрат в производстве конструкций увеличивается в 2...3 раза с

соответствующим увеличением доли косвенных затрат.

Основная доля единовременных топливно-энергетических затрат приходится на производство исходных материалов для бетона и железобетона (цемента, арматурной стали, проката для закладных деталей, заполнителей и др.), поэтому снижение и рациональное расходование материальных ресурсов являются главным источником экономии топливно-энергетических затрат в строительном производстве.

Топливо-энергетические ресурсы, связанные с расходом исходных материалов, определяются для конкретной конструкции проектным классом бетона, подобранным составом бетонной смеси и расходом арматурной стали, включая прокат на закладные детали.

Энергетические затраты на производство 1 т цемента можно определять по формуле

$$\mathcal{E}_{ц_i} = \frac{1,1 M_{ц_i} - 2700}{M_{ц_i} - 1350} \cdot 10^8 \xi K_{\xi}$$

где $M_{ц_i}$ — марка цемента i -го вида; ξ — коэффициент, учитывающий расход энергозатрат на производство 1 т цемента i -го вида и цемента-аналога (табл. 1); K_{ξ} — поправочный коэффициент к среднему расходу энергозатрат на производство i -го вида цемента с учетом его марки. Численные значения коэффициентов получены решением уравнений, аналогичных (7), по методике [3].

За цемент-аналог принят портландцемент марки 400 с минеральными добав-

ками, который широко применяют в современных сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкциях.

Суммарные затраты энергии на производство 1 т прокатной арматуры, а также проката для закладных деталей, можно принимать в среднем 2,2 т усл. топлива [3, 4].

Суммарные затраты энергии в зависимости от вида и сортамента арматурной стали определяют по формулам:

для стержневой арматуры и арматурных канатов

$$\mathcal{E}_c = 10 (215 - d);$$

для низкоуглеродистой проволоки

$$\mathcal{E}_c = 15 (135 - d);$$

для высокопрочной проволоки

$$\mathcal{E}_c = 25 (90 - d);$$

где d — диаметр арматуры.

Средние затраты энергии на производство 1 м³ крупных и мелких заполнителей принимают по табл. 2 в зависимости от вида бетона. Вид заполнителя определяют проектным решением с учетом местных условий строительства. Средние затраты энергии на производство 1 м³ пористых песков рассчитывают с учетом аналогичных затрат на производство крупных пористых заполнителей и из условия их дробления. При этом предусматривается выход пористого песка плотностью 850...950 и 400 кг/м³. Средние затраты энергии на производство 1 т воды принимаются равными 2,4 кг усл. топлива [4].

Сырьевые материалы полуфабрикатов и готовой продукции перевозят в основном автомобильным и железнодорожным транспортом, в некоторых случаях — речными и морскими судами.

Расчет топливно-энергетических затрат при производстве сборных и железобетонных конструкций подробно рассмотрен в [5].

Расход топлива на тепловлажностную обработку бетона в основном зависит от ее длительности и температуры, а последнее связано с расходом цемента. В связи с этим расход топлива на термообработку изделий следует оценивать совместно с расходом топлива на производство цемента. Термообработка изделий пропариванием в настоящее время является самым распространенным, но не экономичным способом. При этом на 1 м³ бетона затрачивается 200...2000 кг пара [6]. В среднем на тепловлажностную обработку 1 м³ сборного железобетона расходуется около 65 кг усл. топлива.

Технологические приемы, обеспечивающие экономию цемента, например введение в бетонную смесь химических добавок пластификаторов или ускорителей твердения, могут снижать энерго-

Таблица 1

Вид цемента	ξ	K_{ξ} для цемента марок				
		300	400	500	550	600
Портландцемент:	1,12	—	1,00	0,95	0,93	0,89
без добавок	1,00	1,00	1,00	0,97	1,02	1,00
с добавками	1,07	1,04	1,00	0,95	—	—
быстротвердеющий	—	—	—	—	—	—
Шлакопортландцемент:	0,68	0,91	1,01	1,09	—	—
общего назначения	0,84	1,03	0,99	0,96	—	—
быстротвердеющий	—	—	—	—	—	—

емкость производства изделий. При этом применение пластифицирующих добавок позволяет уменьшить энергозатраты как за счет экономии цемента, так и за счет интенсификации технологических факторов: перемешивания смесей (до 0,29 кг усл. топлива/м³), формования с виброуплотнением (до 0,82 кг усл. топлива/м³) по сравнению с жесткими бетонными смесями [6].

Дальнейшее уменьшение энергозатрат на термообработку изделий связано с применением новых эффективных методов термообработки и совершенствованием тепловых агрегатов. Так, снизить энергозатраты можно отказавшись от неэкономичных пропарочных камер ямного типа, расход тепла на термообработку изделий в которых составляет 34 кг усл. топлива/м³. Известно, что вертикальные, тоннельные, щелевые, пропарочные камеры экономичнее камер ямного типа.

Большую экономию энергоресурсов может дать замена паропрогрева электропрогревом. Электродный прогрев 1 м³ бетонных и железобетонных изделий требует расхода электрической энергии не более 80 кВт·ч, или 27,4 кг усл. топлива, индукционный — 100...120 кВт·ч, или 35...40 кг усл. топлива.

Эффективны комбинированные методы термообработки, включающие предварительный электро- или паропрогрев бетонной смеси и последующее термосное выдерживание изделий, а также технологии, основанные на пакетировании отформованных изделий и позволяющие более рационально использовать теплоту гидратации цемента.

Перспективна двухэтапная схема производства бетонных и железобетонных изделий, по которой на первом этапе термообработка (пропаривание, электропрогрев или предварительный разогрев и др.) производится до достижения бетоном распалубочной прочности (около 30% проектной в возрасте 28 сут), а на втором этапе распалубленные изделия выдерживают в условиях блокирования испарения влаги из бетона до приобретения ими критической прочности относительно влагопотерь. Применение такой схемы обеспечивает снижение расхода пара не менее чем на 60...70% по сравнению с традиционными режимами пропаривания.

Эффективна тепловая обработка сборных бетонных и железобетонных изделий продуктами сгорания природного газа, позволяющая уменьшить расход топлива в 4...6 раз. Перспективны различные способы гелиотермообработки бетона, а также использование тепла окружающей среды для ускорения твердения бетона.

Производство монолитного бетона и железобетона характеризуется многообразием по температурно-влажностным условиям производства работ и способам воздействия конструкций: без обогрева и с обогревом, в зимних условиях, в условиях сухого и жаркого климата при температуре наружного воздуха +30°C и более, с повышенным расходом цемента и др. Удельные затраты энергии те же, что и при производстве сборного бетона и железобетона.

Важнейшими направлениями повышения эффективности использования и экономии топливно-энергетических ресурсов при одновременном повышении качества монолитного бетона и железобетона является введение в бетонную смесь химических добавок, включая суперпластификаторы и комплексные добавки, позволяющие уменьшить расход цемента и интенсифицировать производство работ. Применение безобогревных методов, модернизация систем нагрева бетона и энергопотребляющих устано-

вок, более широкое использование термоактивной опалубки и греющих матов с электронагревателями из углеграфитовой электропроводной ткани позволяют сократить расход энергии.

Значительные резервы экономии энергоресурсов имеются на строительных площадках в районах с сухим климатом. За счет тепла окружающей среды бетон в этих районах можно прогревать до температуры 40...50°C. Особенно резко ускоряется твердение бетона на быстротвердеющих цементах с химическими добавками — ускорителями твердения. При бетонировании монолитных конструкций в этих условиях можно почти полностью отказаться от искусственного нагрева бетона.

При производстве бетонных работ в зимних условиях необходимы дополнительные энергоемкие операции: подогрев замерзших заполнителей и воды при приготовлении бетонной смеси, отогрев изделия и стыкуемых элементов, предварительный разогрев бетонной смеси, тепловая обработка до приобретения бетоном заданной прочности.

Для сокращения расхода энергии на строительстве наиболее целесообразно применять бетоны с добавками, повышающими их морозостойкость и др. Эти способы рекомендуются в тех случаях, когда при их использовании обеспечивается достижение бетоном заданной прочности в конкретных условиях.

К числу дополнительно применяемых при зимнем бетонировании материалов относятся добавки, повышающие морозостойкость бетона, сталь для стержневых электродов опалубки, включая подерживающие конструкции, теплоизоляционные материалы для металлической опалубки и др. В табл. 3 приведены энергозатраты на дополнительные материалы, а также суммарные затраты энергоресурсов на 1 м³ монолитного бетона [1].

При оценке энергоемкости бетонных и железобетонных конструкций следует учитывать не только одновременные энергетические затраты, связанные с их производством и возведением, но и возможное уменьшение топливно-энергетических затрат в процессе эксплуатации зданий и сооружений. Это особенно распространяется на ограждающие конструкции из легких и ячеистых бетонов. Единовременные энергозатраты на такие конструкции превышают аналогичные затраты для конструкций из тяжелых бетонов и кирпича. Однако в процессе многолетней эксплуатации зданий и сооружений будет происходить компенсация топливно-энергетических ресурсов, которую необходимо учитывать при оценке суммарной энергоемкости взаи-

Таблица 2

Вид заполнителя	Энергозатраты, кг усл. топлива/м ³
Крупный:	
Шлаковая пемза	2,0
Гравийно-песчаная смесь	3,7
Щебень из гравия и из горных пород	4,1—4,3
Щебень из горных пород мытый и фракционированный	5,8
Природные пористые заполнители	30
Перлит вспученный	33,5
Аглопорит, керамзит, шунгизит	94,4—103,6
Азерит	175
Мелкий:	
Кварцевый песок	2,9
Пористый	—
Перлитовый	75/100
Аглопоритовый, керамзитовый	—
Шунгизитовый	190/240—250
Азеритовый	300/385

Примечание. Перед чертой — для пористого песка плотностью 850...950 кг/м³, после черты — 400 кг/м³

Таблица 3

Способ зимнего бетонирования	Затраты энергоресурсов, кг усл. топлива/м ³	
	на строительстве	на производстве дополнительных материалов
Применение противоморозных добавок	1,9	23,0
Термосный	4,0	9,0
Предварительный электропрогрев бетонной смеси	14,3	9,0
Электропрогрев бетона	19,9	15,5
Обогрев бетона в греющей опалубке	19,9	9,1
Индукционный нагрев бетона	23,8	9,0
Инфракрасный обогрев бетона	31,4	9,0

мозаицируемых конструкций. Годовые эксплуатационные затраты энергии, связанные с возмещением энергозатрат через ограждающие конструкции зданий и сооружений, определяются по методике СНиП II-3.79**.

Необходимо разработать единую методику оценки энергоемкости сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций с учетом одновременных и эксплуатационных затрат и введения строгого нормирования и контроля за энергозатратами как в заводских, так и в построчных условиях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Малинина Л. А., Фоломеев А. А. Энергоемкость тяжелого бетона для сборных и монолитных конструкций: Обзор. — М.: ВНИИС, 1985. — 49 с.
2. Бетон и железобетонные конструкции. Состояние и перспективы применения в промышленном и гражданском строительстве. — М.: Стройиздат, 1983. — 214 с.
3. Рогатин Ю. А. Методика расчета экономии трудовых и энергетических затрат при использовании эффективных арматурных сталей // Бетон и железобетон. — 1984. — № 1. — С. 40—41.
4. Справочник по производству сборных железобетонных изделий / Под ред. К. В. Михайлова, А. А. Фоломеева. — М.: Стройиздат, 1982. — С. 430—431.
5. Рогатин Ю. А., Фоломеев А. А. Учет технологических и энергетических затрат в производстве и применении железобетонных конструкций // Материалы семинара. — М.: МДНТП им. Ф. Э. Дзержинского, 1988. — С. 116—123.
6. Крылов Б. А. Пути экономии энергетических затрат при производстве сборных железобетонных изделий // Материалы семинара. — М.: МДНТП им. Ф. Э. Дзержинского, 1981. — С. 3—12.

ПРИБОР ТИПА ПИН-8

Предназначен для контроля на заводах сборного железобетона и строительных площадках величины предварительного напряжения накатов, стержневой и проволочной арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362—77.

Техническая характеристика

Диаметр контролируемой арматуры, мм	3...22
База прибора, мм	800
Продолжительность одного замера, с	20
Погрешность измерений, не более, %	4
Питание	от аккумуляторных батарей Д-055
Форма представления результатов	цифровая
Масса прибора, кг	3
Габариты, мм	840×365×45

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, кооператив «НЕОФИТ».
Изготовитель: ЗОКиО ЦНИИСК Госстроя СССР,
НИИЖБ Госстроя СССР, кооператив «НЕОФИТ»

Конструкции

УДК 69.024.4

А. А. ЦЕЙТЛИН, канд. техн. наук, Л. Д. ГУЗЕВИЧ, инж. (НИИСК)

Свод из утепленных панелей-оболочек

В НИИСКе в последние годы разработали, исследовали и внедрили сборные сводчатые покрытия из крупноразмерных панелей-оболочек [1]. В 1979—1988 гг. построено около 340 зданий сельскохозяйственного назначения (преимущественно неутепленных) для хранения зерна, хлопка, минеральных удобрений и сельхозтехники.

Однако поскольку имеется большая потребность в утепленных конструкциях для животноводства и птицеводства, для хранения и переработки овощей, фруктов и картофеля, а также для ремонтных мастерских и гаражей, исследовали сводчатые конструкции из утепленных панелей-оболочек.

В ЭКБ НИИСКа испытали трехшарнирный свод пролетом 24 м со стрелой подъема 5,9 м, состоящий из двух панелей-оболочек двойной кривизны, шириной 3 м, длиной 13,5 м, рассчитанный на нагрузки от собственной массы с утепленной кровлей (1,80 кПа), веса снегового покрова для III района и скоростного напора ветра для I района.

Эксперименты осуществили с целью проверки прочности, жесткости и трещиностойкости комплексных панелей-оболочек (с утеплителем и кровлей), определения усилий и необходимого числа распорок, снижающих деформативность поперечного контура панелей-оболочек, а также уточнения напряженно-деформированного состояния участков конструкций вблизи распорок и между ними.

Панели-оболочки разработали с учетом опыта проектирования и строительства сводчатых конструкций [2]. Оболочки армированы сварной сеткой Ø 4 Вру-1. Продольная рабочая арматура по середине ширины и в продольных ребрах — Ø 8 А-III. Бетон класса В22,5 на мелком щебне фракции 5...10 мм, поскольку толщина оболочки 40 мм. Общий расход бетона на оболочку 1,9 м³, стали — 151 кг (0,055 м³ и 4,4 кг на 1 м² горизонтальной проекции свода), масса 75 кН.

Панели-оболочки изготовляли в универсальной металлической форме со сменными торцами, в которой также

Рис. 1. Свод, подготовленный к испытаниям



можно формировать конструкции для сводов пролетом 18 м со стрелой подъема 9 м и пролетом 21 м со стрелой подъема 7,4 м. Утеплителем служил полистиролбетон плотностью 250..300 кг/м³, толщиной 120 мм; пароизоляцию и кровлю осуществили из наплавляемого рубероида.

Панели-оболочки перед съемом с формы усилили поперечными распорками из уголков 70×5 мм, приваренных к закладным деталям продольных ребер (рис. 1), а для транспортирования и монтажа — двумя продольными затяжками Ø 20 А-1. Кроме того, предусмотрены поперечные траверсы, свободно опирающиеся на продольные ребра и предназначенные для крепления тяжёлых загрузочных устройств, расположенных в четырех сечениях по длине пролета (рис. 2). Загрузочные усилия в тросах создавали гидравлическими домкратами при помощи распределительных траверс, заанкеренных в силовом полу.

К конструкции прикладывали нагрузки, вызывающие в контрольных сечениях свода усилия, эквивалентные сумме усилий от действующих нагрузок (собственной массы, снега и ветра).

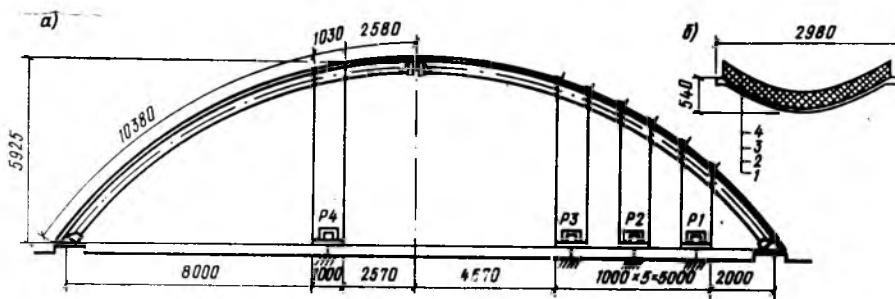
Испытания проводили в два этапа. На первом нагрузку создавали устройствами Р1, Р2, Р3 для достижения максимального продольного положительного изгибающего момента на правой половине свода и соответствующего ему продольного усилия. На втором использовали загрузочное устройство Р4 для получения максимального продольного отрицательного изгибающего момента на левой половине свода.

Максимальные усилия в своде отмечались при действии треугольной снеговой нагрузки на половине пролета и давления ветра с той же стороны.

На левой половине смонтированного свода рядом с распорками из уголков приварили стержни Ø16 А-1 с наклеенными тензорезисторами. После монтажа уголки удалили, и стержни включились в работу на растяжение. Это позволило определить усилия в поперечных затяжках от действия собственной массы и фиксировать их в дальнейшем от действия нагрузок.

В ходе экспериментов контролировали прогибы конструкции в вертикальной плоскости в шести сечениях по длине пролета, в трех точках по ширине поперечного контура, деформации волокон бетона и стали поперечных затяжек, а также смещения опор.

Кубиковая прочность бетона составила 28,8, призмная 21,2 МПа, начальный модуль упругости $2,9 \cdot 10^4$ МПа; временное сопротивление рабочей арматуры 640 МПа, предел текучести



432 МПа, модуль упругости $2,02 \cdot 10^5$ МПа.

До 7-й ступени нагружения (расчетная нагрузка) на первом и втором этапах испытаний прогибы нарастали пропорционально нагрузке, а в дальнейшем сказались влияние неупругих деформаций бетона и раскрытие трещин.

Первые поперечные трещины шириной до 0,06 мм были зафиксированы в месте подвески загрузочного устройства Р3 на I этапе испытаний после приложения нормативной нагрузки и на левой половине свода на расстоянии 4 м от опоры.

После 13-й ступени нагружения трещины раскрылись до 4 мм, что свидетельствовало о текучести рабочей арматуры в продольных ребрах и дало основание считать эту нагрузку разрушающей, при этом усилия превысили расчетные в 1,6 раза.

Из рис. 3 следует, что деформации оси свода и оси трехшарнирной арки совпадают. Максимальный прогиб конструкции при нормативной нагрузке отмечался в сечении на расстоянии 5,2 м от правой опоры — 9,86 мм ($1/2430$ пролета). Если учесть теоретический прогиб от собственной массы 5 мм, то общий прогиб при нормативной нагрузке $1/1620$ пролета.

Максимальные напряжения сжатия в бетоне достигали 11 и 11,7 МПа (52...55% призмной прочности бетона на сжатие).

Рис. 2. Схема свода

а — расположение загрузочных устройств с домкратами Р1...Р4; б — поперечное сечение свода: 1 — оболочка; 2 — пароизоляция; 3 — полистиролбетон; 4 — трехслойная рубероидная кровля

Наибольшее растягивающее напряжение в поперечных затяжках перед разрушением 46 МПа. Относительно небольшая величина этих усилий объясняется, вероятно, участием в работе на действие поперечных изгибающих моментов полистиролбетона и трехслойной рубероидной кровли.

Поверочный расчет свода по фактическим характеристикам материалов показал, что испытанная конструкция заармирована рационально. Схема армирования панелей-оболочек не нуждается в корректировке, а сечения рабочей арматуры можно уменьшить на 25%.

Измерением усилий в распорках установлено, что их шаг можно увеличить в 1,5..2 раза, уменьшив число закладных деталей в ребрах панелей-оболочек и количество участков вынужденного нарушения кровли в местах установки поперечных распорок. Использование П-образных монтажных распорок устраняет участки повреждения кровли.

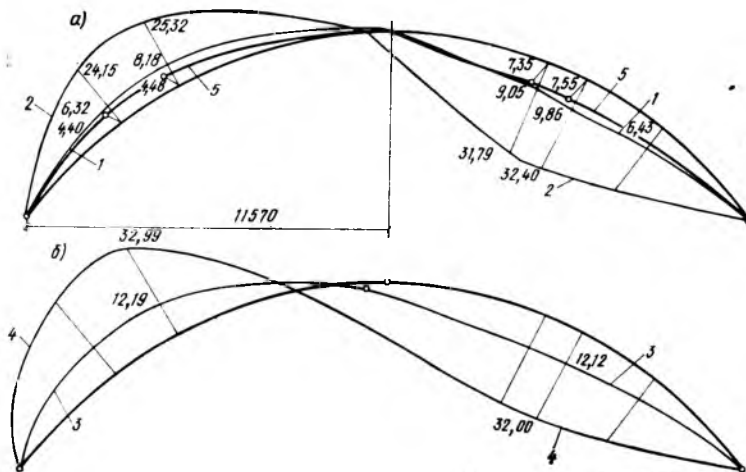


Рис. 3. Перемещения по оси свода

Этапы испытания: а — 1; б — 11; 1 — после 5-й ступени нагружения; 2 — после 9-й; 3 — после 7-й; 4 — после 11-й; 5 — теоретические при нормативной нагрузке

Для определения экономической эффективности утепленных панелей-оболочек сопоставили сводчатый четырехрядный коровник с таким же зданием с железобетонными полурами и ребристыми плитами. В результате установлено, что здание из утепленных панелей-оболочек эффективнее по приведенным затратам и сметной стоимости на 7%, по расходу цемента — на 19, стали — на 23, бетона — на 32, асбестоцементных листов — на 90, по трудозатратам на стройплощадке — на 25%.

Экономичность сводчатых зданий из утепленных панелей-оболочек подтверждена также анализом проектов хранилищ и зданий для хранения, ремонта и обслуживания сельхозтехники.

Выводы

Исследования работы сводов из утепленных тонкостенных панелей-оболочек свидетельствуют о том, что при минимальном расходе материалов можно получить достаточно прочные, трещиностойкие и жесткие сводчатые конструкции, более экономичные чем типовые конструкции из полурам.

Данные испытаний позволяют рекомендовать утепленные сводчатые конструкции для широкого применения в сельскохозяйственном строительстве.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Отставнов В. А., Буракас А. И., Цейтлин А. А. Сводчатые сельскохозяйственные здания // Бетон и железобетон. — 1980. — № 10. — С. 8—9.
2. Методические рекомендации по проектированию неотопляемых сводчатых зданий из панелей-оболочек одинарной и двойной кривизны. — Киев: НИИСП Госстроя УССР, 1985. 60 с.

УДК 69.057.12-413:69.057.4

Э. Л. ВАЙСМАН, Ю. П. ДРОНОВ, кандидаты техн. наук (ЦНИИЭП жилища);
Н. А. СИВЧУК, инж. (ВНИПИЭТ)

Межсезонные деформации наружных стыков крупнопанельных зданий

В крупнопанельных жилых домах серии 83 эл., возводимых с 1974 г. в Красноярске, отмечались вызванные температурно-влажностными воздействиями повышенные деформативность и трещинообразование стыков наружных стен, особенно в ризалитных узлах верхних этажей. Здания имеют несущие поперечные (шаг 6 и 3 м), продольные внутренние (ВС) и наружные (НС) стены (шаг 5,4; 6 и 6,6 м). Внутренние стены и перекрытия толщиной 16 см из тяжелого бетона, наружные — однослойные 40 см из легкого бетона, с плоскими горизонтальными стыками. Ризалитные панели присоединяли к внутренним стенам монолитным вертикальным стыком.

В 1985—1987 гг. ЦНИИЭП жилища совместно с ВНИПИЭТом и Сибхимстроем исследовали температурные деформации конструкций верхних и промежуточных этажей четырех зданий: 12-этажного 1985 г. (№ 11) и трех 9-этажных 1974 г. (№ 36), 1978 г. (№ 75) и 1985 г. (№ 30). В зданиях

№ 36 и 75 отмечались вертикальные трещины в верхних этажах с максимальной шириной раскрытия до 5...7 мм. В одном из них (№ 36) в 1985 г. были усилены ризалитные стыки в верхних трех этажах горизонтальными металлическими тяжами.

Амплитудные значения деформаций за периоды «зима — лето» и «лето — зима» в течение года наблюдений отличались незначительно. В табл. 1 приведены амплитудные деформации за первый год обследований.

Наибольшие сдвиги δ зафиксированы в вертикальных стыках стен лоджий с рядовыми наружными стенами и ризалитных стыках домов № 36 и 75.

Соответствие сдвигов δ в доме № 36 полученным расчетом вертикальным перемещениям ризалитной стены (0,46 см) при температурных перепадах Δt наиболее теплых (27°C) и холодных (-28°C) суток в году показало, что ризалитная стена при наличии сквозной трещины деформируется практически как нестесненная. В сред-

них этажах по сравнению с верхними деформации оказались в 2...10 раз ниже.

Горизонтальные взаимные перемещения смежных элементов u , как правило, меньше вертикального сдвига δ в тех же точках. Вертикальные трещины вблизи участка замоноличивания образуются, по-видимому, в начальный период эксплуатации. Зафиксирован поэтажный поворот в вертикальной плоскости ризалитных панелей (кроме общего поворота стены ризалита как единого целого) летом — наружу здания, зимой — в обратном направлении.

В домах № 11, 30 и 36 после усиления ширина трещин стабилизировалась. В домах без усиленных связей ширина раскрытия вертикальных трещин в ризалитах ежегодно увеличивалась на 1...2 мм, и они становились сквозными.

Причина возникновения трещин и перемещений заключается в различии деформаций наружных и внутренних стен в вертикальном направлении от действия собственной массы конструкций, жесткости на сжатие, усадки, ползучести, а также наличия температурных перепадов по толщине наружной стены θt и средних по сечению отклонений температур между стенами δt .

Здания в вертикальном направлении следует рассчитывать с учетом совместной работы наружных и внутренних стен.

Таблица 1

Деформации, мм	№ зданий			
	11	30	36	75
Вертикальный сдвиг δ	-1,39/1,74	-1,18/1,02	-4,5/4,6	-3,0/3,1
Горизонтальное перемещение u	-0,44/0,46	-0,86/0,58	1,38/-1,3	—

Примечание. Перед чертой — за период «зима — лето», после черты — «лето — зима».

Наибольшие по абсолютной величине температурные отклонения δt наружных и внутренних стен отмечаются зимой. На рис. 1 приведены графики вертикальных деформаций ϵ для несвязных стен и их разностей $\delta\epsilon$ с учетом монтажа конструкций, усадки, ползучести, пуска тепла в здание. Максимальные величины $\delta\epsilon^+$, $\delta\epsilon^-$ и сезоны их проявления можно определить в соответствии с рис. 1. Анализом установлено, что необходим расчет на амплитудные температурные отклонения, эквивалентные летним, которые наиболее реальны в первое лето эксплуатации

$$\delta\epsilon_{min, экв}^+ = \frac{\delta\epsilon_{min}^+}{\alpha} \quad (1)$$

и зимние отклонения (ориентировочно — во вторую зиму эксплуатации)

$$\delta t_{max}^- = (t_{BC}^- - t_{HC}^-)_{max}, \quad (2)$$

где

$$\delta\epsilon_{min}^+ = \delta\epsilon_{min}^m + \delta\epsilon_{min}^p + \delta\epsilon_{min}^u,$$

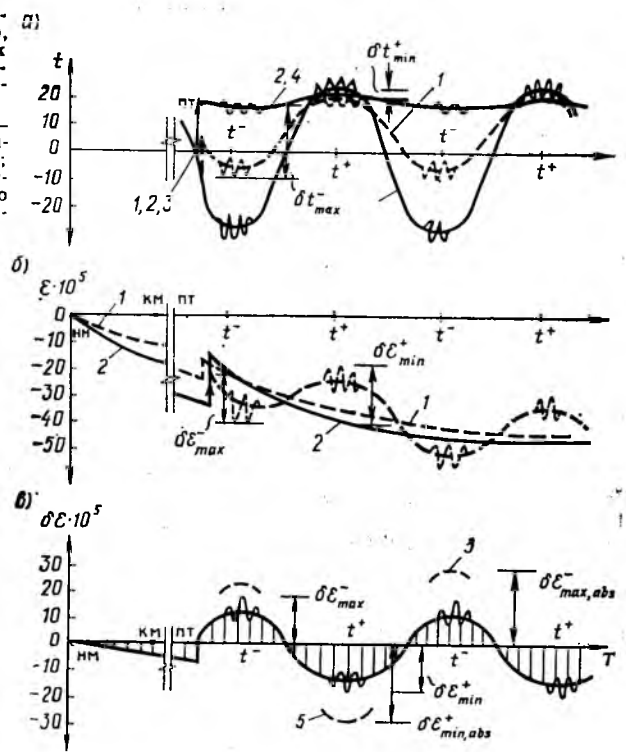
α — коэффициент линейной температурной деформации легкого бетона; $\delta\epsilon_{min}^m$, $\delta\epsilon_{min}^p$, $\delta\epsilon_{min}^u$ — максимальные по абсолютной величине разности относительных деформаций ϵ внутренней и наружных стен, возникающие при монтаже вследствие ползучести и усадки. При нормальных условиях изготовления изделий, монтажа и эксплуатации здания $\delta\epsilon^+ \approx (30 + 40) \cdot 10^{-5}$, $\delta t_{max}^- = \Delta t_n$ [1]. Учет в качестве расчетных воздействий температурных отклонений $\delta\epsilon_{min, экв}^+$ и δt_{max}^- исключает необходимость учета межсезонного перепада средних температур Δt наружной и внутренней стен.

Расчетные схемы и методы расчета крупнопанельных зданий на температурные воздействия в вертикальном направлении часто не имеют качественного соответствия с результатами наблюдений [2, 3] или излишне сложны [4]. Учет наиболее существенные факторы можно на основе модели составного стержня, одна из ветвей которого может расслаиваться на части высоты (рис. 2). При отсутствии вертикальных связей между смежными по вертикали панелями стен, способными воспринять усилия растяжения, и существенном температурном отклонении δt расслоение стен верхних этажей по горизонтальным стыкам практически неизбежно. Зону ниже участков расслоения для зимнего отклонения температур определяют по формуле

$$K^- \leq n - \frac{\delta t^- \alpha \beta}{\gamma} - F_{sl} p, \quad (3)$$

Рис. 1. Графики средних температур воздуха и конструкций (а), относительных вертикальных деформаций внутренней и наружной стен ϵ (б) и их разностей $\delta\epsilon$ (в)

НМ — начало монтажа; КМ — конец монтажа; ПТ — пуск тепла; Т — время; температура; 1 — наружной стены; 2 — внутренней стены; 3 — наружного воздуха; 4 — внутреннего воздуха; 5 — огибающая



для летнего

$$K^+ \leq n - \frac{2\delta t^+ \alpha \beta}{\gamma} - F_{sl} (1 - p), \quad (4)$$

где K^- , K^+ — число нижних этажей наружной стены (зимой) и внутренней стены (летом), где нет расслоения; δt^- и δt^+ — зимнее и летнее отклонения температур, средних по толщине наружной и внутренней стен; β — коэффициент, учитывающий влияние изгиба наружной стены из плоскости вследствие перепада температур θt по толщине: $\beta = 0,8...0,9$; F_{sl} — полная нагрузка на плиту перекрытия, прилегающую к наружной стене; p — доля нагрузки, приходящаяся с этой плиты на наружную стену; n — число этажей здания; F_{ip} — масса панели наружной стены; F_{iP} — масса панели внутренней стены и нагрузка на нее с плит перекрытия, не прилегающих к наружной стене; $\gamma = \Sigma (1/EA)$; EA — жесткость на сжатие ветвей составного стержня.

По величинам K^- и K^+ находят нагрузки, догружающие (разгружающие) торцы сплошных участков ветвей составного стержня, расчет которых производят с учетом непосредственного воздействия температурного перепада.

Для выявления причин раскрытия вертикальных трещин в ризалитных стыках 9-этажных домов № 36 и 75 в

летний период следует учитывать температурные деформации конструкций чердака.

В зданиях серии 83 эл. конструкция холодного чердака является жесткой, практически не сопротивляющейся температурным деформациям. Наружная стена вместе с ризалитом в летний период деформируется вверх и сдвигается плитой покрытия и поперечной стеной чердака наружу здания. Силу, $Q_{тр}$ (рис. 3), вызывающую отрыв горизонтальной связи между внутренней и наружной стенами в плоскости чердачного перекрытия, подсчитывают по формуле

$$Q_{тр} = N K_{тр}, \quad (5)$$

где N — пригруз, приходящийся на наружную стену; $K_{тр}$ — коэффициент трения покоя.

В применявшихся до 1985 г. технических решениях 9—12-этажных домов (например, № 36 и 75) конструкции связей в зоне соединения соосных внутренних стен и стен ризалита оказались недостаточными для восприятия усилий $Q_{тр} \approx 3,6...8,1$ кН. Это может привести к вырыву закладной детали из бетона в уровне чердачного перекрытия, через год — в следующем сверху вниз перекрытии, и процесс развития вертикальной трещины в ризалите становился нестабилизированным.

Сравнение результатов расчетов с направлением и величинами фактических относительных деформаций показало их соответствие. Расслоение зафиксиро-

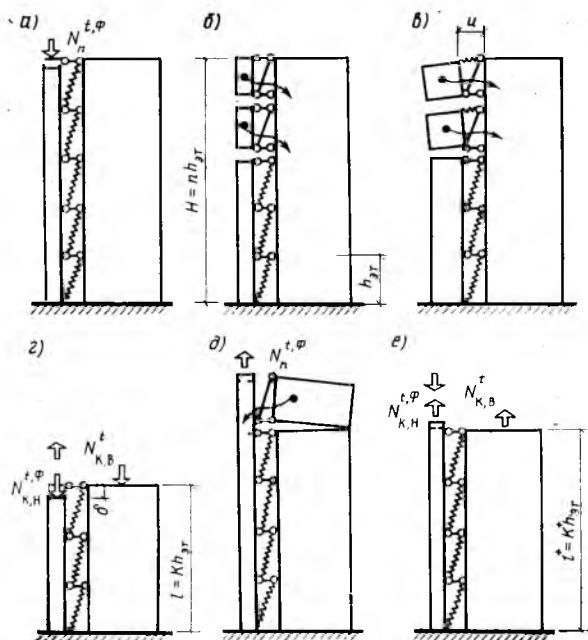


Рис. 2. Передача внутренних усилий

Расчетные схемы: а — нерасслоившегося составного стержня; б — расслоения наружной ветви (для рядовых НС) зимой; в — то же для ризалита; г — нерасслоившейся части зимой; д — расслоения внутренней ветви летом; е — нерасслоившейся части летом; → — направления усилий от температурных деформаций

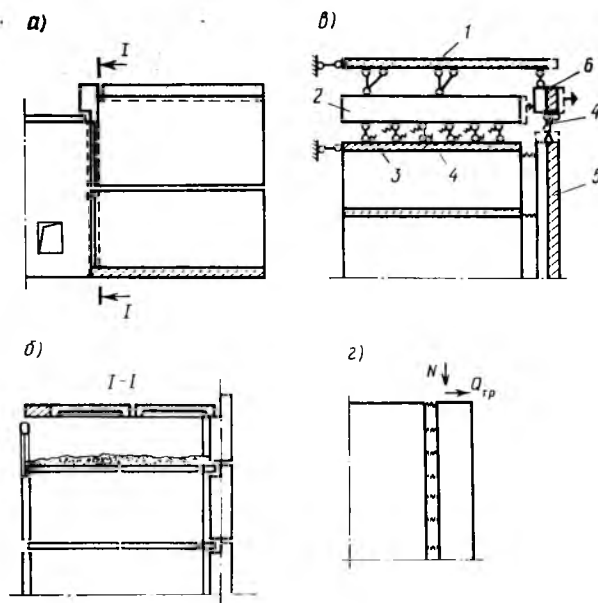


Рис. 3. Учет деформации чердака летом

а — план покрытия; б — разрез; в — расчетная схема; г — схема действия усилий на ризалитную панель летом; 1 — плита покрытия; 2 — стена чердака; 3 — плита чердачного перекрытия; 4 — связи между стенами чердака и платформенным стыком чердачного перекрытия; 5 — НС типовых этажей; 6 — НС чердака

Таблица 2

Стена	Нагрузки и усилия			Несущая способность стыка, Т/М
	начальные	зимой	летом	
Наружная	890/270 ¹	501/150 ¹	1260/380 ¹	560/370 ²
Внутренняя	3213/500	3602/560	2843/440	740/490

Примечания: 1. Перед чертой — полная нагрузка на стены, кН, после черты — погонная нагрузка на стык, кН/м; 2. Перед чертой — в эксплуатационной стадии, после черты — при аварийном оттаивании.

вано зимой в наружных стенах четырех-пяти верхних этажей, летом в поперечных стенах трех верхних этажей.

В табл. 2 приведены расчетные нагрузки с учетом температурных перепадов на рядовые наружные и внутренние стены, в уровне нижнего этажа 12-этажного дома.

Из табл. 2 следует, что возможна пригрузка внутренней стены зимой на 12%, наружной стены летом на 41%. Несущая способность горизонтальных стыков наружных стен во всех расчетных случаях является достаточной. Для внутренней стены возможно оттаивание замороженных растворных швов, при котором несущая способность стыков нижних этажей может оказаться недостаточной. Для предотвращения аварий следует кроме исключения возможности замораживания растворных швов обеспечить сварными связями надежность дисков перекрытий и соединение их с наружной сте-

ной по верху и низу стен, а также на наружных и внутренних стенах между собой.

В результате исследований выявлены причины и механизм повышенной деформативности, ослабления трещностойкости, ухудшения эксплуатационных качеств стыков наружных стен, наблюдавшихся в зданиях серии 83 эл. в Красноярске, вследствие температурных воздействий, разработаны и внедрены варианты усиления конструкций 9-этажных жилых домов этой серии, а также новых зданий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по расчету конструкций крупнопанельных зданий на температурно-влажностные воздействия/ЦНИИСК им. Кученко. — М.: Стройиздат, 1983. — 135 с.
2. Прочность крупнопанельных конструкций/Под ред. Г. А. Семенова и В. А. Камейко. — М.: Стройиздат, 1968. — С. 133—143.
3. Деформации лоджий в многоэтажных зданиях/В. А. Андропов, Ф. Г. Блюгер, В. С. Зырянов/Строительство и архитектура Москвы. — 1973. — № 3. — С. 18—19.
4. Рекомендации по расчету наружных и внутренних крупнопанельных стен с учетом их совместной работы. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1974. 75 с.
5. Вайсман Э. Л., Дронов Ю. П. К учету температурных деформаций однослойных наружных стен крупнопанельных зданий в вертикальном направлении: Эксплуатационные свойства жилых зданий. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1988. — С. 37—46.

УСТРОЙСТВО ДЛЯ МОНТАЖА И РЕМОНТА КАБЕЛЬНОГО СОЕДИНЕНИЯ ИЗ ЭЛЕКТРОИЗОЛЯЦИОННОГО ПОЛИМЕРБЕТОНА

Предназначено для изготовления электрических муфт, разделительных коробок, ремонта электрокабелей в несилосых системах энергоснабжения городов и сельских населенных пунктов.

Техническая характеристика электроизоляционного полимербетона

Плотность, не менее, кг/м ³	2300
Кратковременная прочность при сжатии, МПа	80...100
Удельное электрическое сопротивление:	
объемное, не менее, Ом·см	(6...9,5) · 10 ¹²
поверхностное, не менее, Ом	4 · 10 ¹⁴
Пробивное напряжение, кВ/см	45...65
Водопоглощение в течение 1 года, %	0,15...0,25

Экономия от применения полимербетонной электроизолирующей муфты по сравнению с традиционным вариантом составляет 25 р. на одно изделие.

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, Сельэнергопроект Минэнерго СССР.

В. В. ГАБРУСЕНКО, канд. техн. наук (Новосибирский инженерно-строительный ин-т);
И. И. БУТВИЛОВСКИЙ, инж. (Новосибирский филиал ЭКБ Минуралсибстроя СССР);
|В. А. ЯКУШИН|, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Балки покрытий пролетом 12 м со смешанным канатно-стержневым армированием

Преднапряженные балки пролетом 12 м для покрытия зданий с плоской и односкатной кровлей (серия 1.462.1—1/81) запроектированы из бетона высоких классов по прочности на сжатие (В45...В55). Анализом типового решения установлено, что такая высокая прочность бетона не вполне оправдана, поскольку все балки этой серии являются нормально- или слабоармированными. В результате возникают непреодолимые трудности на многих заводах стройиндустрии.

С целью снижения класса бетона до В40 и ниже, т. е. до уровня реальных возможностей производства, переработали чертежи балок с напрягаемой арматурой класса К-7, предназначенных под расчетные унифицированные нагрузки 5,5...9,5 кПа. Одновременно попытались уменьшить расход стали благодаря использованию смешанного армирования, с заменой части напрягаемой арматуры на ненапрягаемую, обрываемую в пролете по эпюре моментов.

Эффективность смешанного армирования обеспечена в том случае, когда ненапрягаемая арматура, вступающая в работу позже напрягаемой, успевает полностью реализовать свою прочность (до условного предела текучести). Выполнение данного требования зависит не только от деформативности стали, но и от соотношения фактической относительной высоты сжатой зоны ξ к граничной ξ_R [1].

На основе реальных диаграмм растяжения сталей [2] и с учетом индивидуальных характеристик балок (размеры сечения, прочность бетона, величина и потери преднапряжения) исследовали работу напрягаемой канатной арматуры с ненапрягаемой нескольких классов. Анализ выполняли графическим методом наложением диаграмм растяжения [3], имея в виду совместность деформаций напрягаемой и ненапрягаемой стали.

В результате установлено, что, например, стержни Ат-V вместе с канатами можно применять в балках под нагрузку не выше 6,5 кПа, стержни А-IIIв — под нагрузку не выше 8,5 кПа, а в балках под нагрузку 9,5 кПа смешанное армиро-

вание вообще нецелесообразно, поскольку $\xi/\xi_R \approx 1$. Поэтому в качестве ненапрягаемой арматуры приняли стержни из стали А-IIIв, упругопрочные вытяжкой с контролем удлинений и напряжений.

Кроме нормальных проверили прочность наклонных сечений у опор и по концам ненапрягаемых стержней, в результате чего выявили необходимость усиления поперечного армирования по сравнению с типовым. Результаты расчетов конструкций по жесткости и ширине раскрытия трещин удовлетворяют требованиям норм.

При разработке чертежей балок сохранили опалубочные размеры, расположение напрягаемой арматуры, конструкцию закладных изделий и принцип армирования. Изменили лишь вертикальные сетки в стенках: согласно расчету в них добавлена поперечная арматура, а в состав сеток, располагающихся в средней части пролета, включены ненапрягаемые стержни А-IIIв (рис. 1). Как видно из табл. 1, балки со смешанным армированием оказались намного экономичнее типовых как по расходу канатов (на 14...30%), так и по общему расходу стали (на 14...17%).

Для экспериментальной проверки на

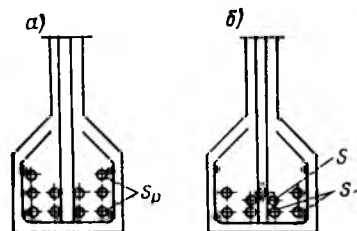


Рис. 1. Армирование нижних палок типовых (а) и опытных (б) балок
 S_p — напрягаемая арматура класса К-7, S_n — ненапрягаемая арматура класса А-IIIв

длинном стенде завода ЖБК-4 в Новокузнецке изготовили два натуральных образца 1, 2 под нагрузку 8,5 кПа со смешанным армированием (7 \varnothing 15 К-7+2 \varnothing 16 А-IIIв). Одновременно на том же стенде для получения сравнительных данных заформовали образцы 3, 4 с чисто преднапряженным армированием (7 \varnothing 15 К-7), по расчетной несущей способности соответствующие нагрузке 6,5 кПа, а по ширине раскрытия трещин пригодные для эксплуатации в условиях слабоагрессивной газовой среды.

Балки испытывали в горизонтальном положении попарно. Нагрузку создавали четырьмя гидродомкратами ДГ-100, расположенными с шагом 3 м, что позволило одновременно проверить несущую способность нормальных сечений по середине пролета, наклонных сечений у опор и по концам обрываемых в пролете стержней (рис. 2).

Максимальные усилия в нормальных сечениях по середине пролета, а также в наклонных сечениях у опор и по концам обрываемых стержней превысили расчетные более чем в 1,6 раза, что удовлетворяет требованиям ГОСТ 8829—85 (табл. 2). Перед разрушением отмечались трещины с шириной раскрытия до 1,5 мм и большие прогибы.

Столь значительное раскрытие трещин в зоне смешанного армирования свидетельствует о большом приращении деформаций в стержнях и нарушении сцепления канатов на протяженном участке вблизи трещин без существенного уве-

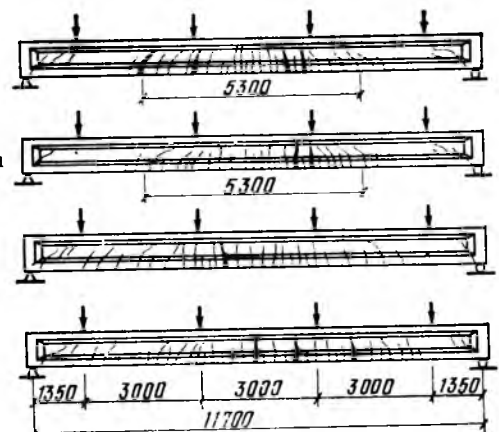


Рис. 2. Схема развития трещин в балках при испытании (выделены трещины с шириной раскрытия до 1...1,5 мм)

Таблица 1

Показатели	Расчетная нагрузка, кПа			
	5,5	6,5	7,5	8,5
Класс бетона	В30/В27,5	В30/В30	В40/В35	В45/В40
Число канатов \varnothing 15 К=7	7/4	8/5	9/6	10/7
Общий расход стали, кг	214/183	238/198	251/212	271/231

Примечание. Перед чертой — для типовых, после черты — для опытных балок.

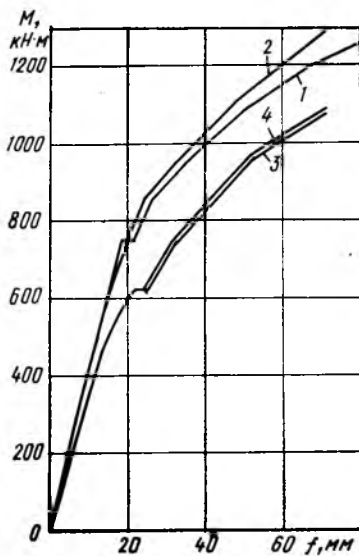


Рис. 4. Изменение прогибов f по середине пролета балок со смешанным (1, 2) и преднапряженным (3, 4) армированием

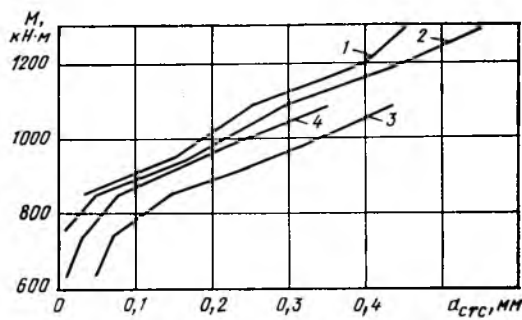


Рис. 3. Изменение ширины раскрытия нормальных трещин a_{crc} в зависимости от изгибающего момента по середине пролета M в балках со смешанным (1, 2) и преднапряженным (3, 4) армированием

Выводы

Использование смешанного канатно-стержневого армирования в двутавровых стропильных балках с параллельными полками позволяет получить существен-

личения деформаций, т. е. о перераспределении усилий с канатной арматуры на стержневую. Следовательно, совместность деформации напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, имеющей разные характеристики сцепления, на предельной стадии не обеспечивается, поэтому принятый в расчетах метод наложения диаграмм растяжения стали приводит к недооценке прочности нормальных сечений.

Сравнение результатов испытания показало, что дополнительная напрягаемая арматура положительно влияет на ширину раскрытия трещин и жесткость балок (рис. 3, 4).

Производство балок со смешанным армированием освоено на заводе ЖБК-4 в Новокузнецке. При годовой программе выпуска изделий 720 м^3 ожидаемая экономия стали составит 14,4 т.

Таблица 2

Характеристики	Образец			
	1	2	3	4
Расчетная нагрузка, кПа	8,5	8,5	6,5	6,5
Прочность бетона, МПа	44,4	43,9	38,4	42,0
Возраст образцов, сут	92	92	91	91
$M^{оп} / M$	1,62	1,62	1,63	1,63
$M^{оп} / M^{теор}$	1,10	1,09	1,05	1,03
$a^к$, мм	0,2	0,2	0,1	0,1
$a^{оп}$, мм	0,01	0,03	0,05	0,01
Относительный прогиб	1/537	1/585	1/462	1/478

Примечание. M , $M^{оп}$, $M^{теор}$ — изгибающие моменты по середине пролета: от расчетной нагрузки, достигнутые при испытании и определенные расчетом по фактическим размерам сечений и характеристикам материалов; $a^к$, $a^{оп}$ — контрольная и фактическая ширина раскрытия трещин при действии контрольной нагрузки.

ную экономию материалов и обеспечивая достаточную надежность конструкции.

Известные методы расчета конструкций со смешанным армированием недооценивают прочность нормальных сечений в случае применения арматуры с различными параметрами сцепления, поскольку не учитывают возможность перераспределения усилий с канатов на стержни в предельной стадии.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ма илян Р. Л., Аскаров Б. А., Зуфаров Т. К. Эффективность преднапряженных балок из легкого и тяжелого бетонов со смешанным армированием сталями Ат-У, Ат-У1 // Бетон и железобетон. — 1987. — № 11. — С. 41—43.
2. Мадатян С. А. Диаграмма растяжения высокопрочной арматурной стали в состоянии поставки // Бетон и железобетон. — 1985. — № 2. — С. 12—13.
3. Артемьев В. П., Арсланбеков М. М. Выбор классов арматуры при смешанном армировании // Бетон и железобетон. — 1981. — № 5. — С. 14—15.

УДК 624.073

Д. И. КАДЖАЯ, канд. техн. наук, проф., Г. А. ЖВАНИА, канд. техн. наук (Тбилисская Академия художеств)

Новые сборные большепролетные плоские плиты для междуэтажных перекрытий

Авторами предлагается конструкция для перекрытия больших площадей сборными элементами с учетом экономичности проекта и ускорения темпов возведения.

Использование для этой цели оболочек или складчатых конструкций нецелесообразно из-за большой высоты и сложности опалубки, поэтому для этих нужд распространение получили плоские конструкции типа плит. Но и в этом случае перекрываемые пролеты ограничены из-за необходимости увеличения толщины плиты и вследствие этого нерационального расхода материала.

Еще в 1934 г. для полного использования прочностных возможностей железобетона было предложено [1] осуществлять экономные конструкции перекрытий больших пролетов в виде монолитных плит, усиленных расположенными в кольцевом направлении ребрами. При этом кольцевые балки можно располагать выше или ниже плиты, а перекрываемый пролет может достигать 12 м. Согласно [2...4] наличие кольцевой балки увеличивает несущую способность плиты и соответственно уменьшает в несколько раз прогибы в зависимости

от размеров, числа и месторасположения кольцевых балок.

В последующий период, как известно, предпочтительным направлением строительного производства является максимальная прочность конструктивных элементов, в частности использование для междуэтажных перекрытий сборных железобетонных настилов и плит. В связи с этим монолитную железобетонную конструкцию системы Реута практически перестали применять.

Нами предложено возродить этот тип конструкции, используя его конструктивные достоинства с сочетанием современных требований, и разработан сборный тип плоского железобетонного большепролетного междуэтажного перекрытия с кольцевыми ребрами.

Перекрытие имеет в плане форму правильного шести- или восьмиугольника при наличии соответственно одного или двух кольцевых ребер и опирается в углах на колонны. В обоих случаях вдоль наружного периметра расположено ребро. Комбинация многоугольников позволяет создать многообразную архитектурную композицию, что немаловажно с градостроительной точки зрения, а

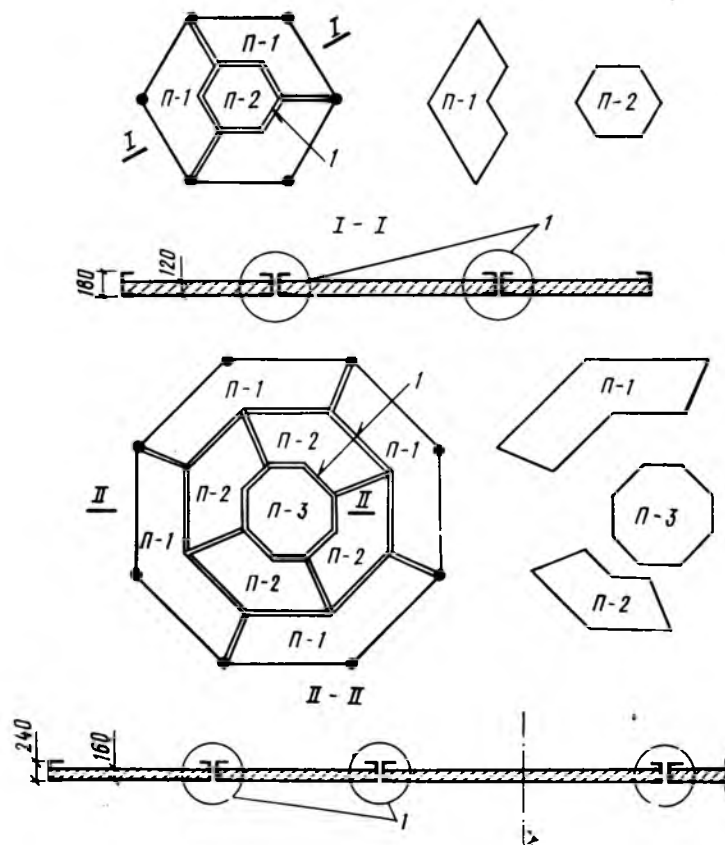
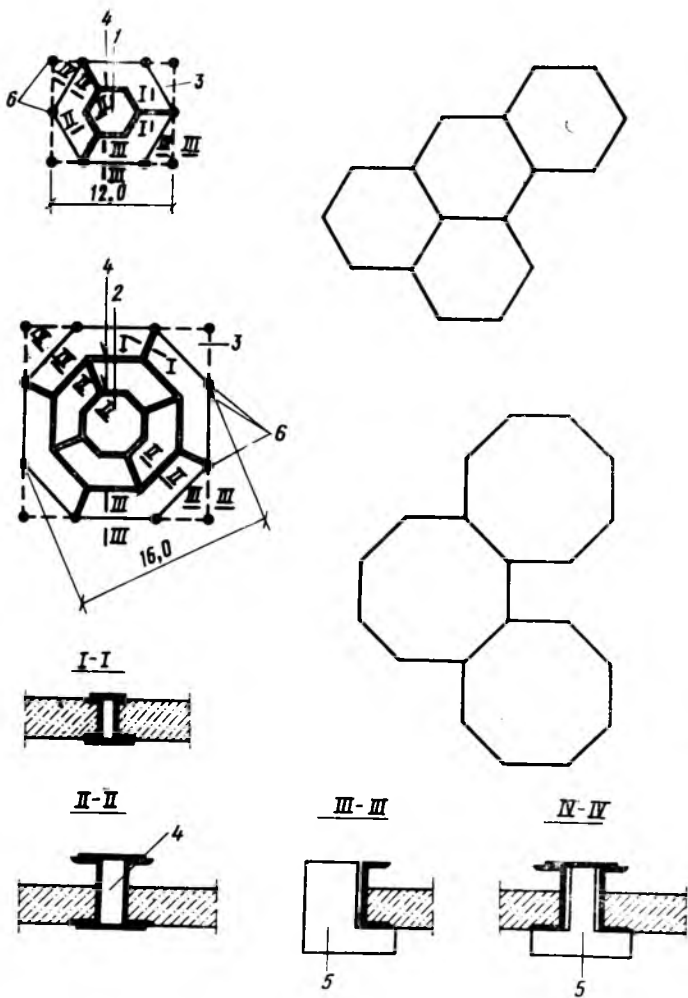


Рис. 2. Разрезка плит на монтажные элементы
1 — балки Реута

Рис. 1. Типы большепролетных плоских плит и их комбинации
1 — шестиугольная плита; 2 — восьмиугольная плита; 3 — треугольные пристройки; 4 — балка Реута; 5 — железобетонный опорный контур; 6 — колонны

также с помощью угловых пристроек перекрыть прямоугольные площади (рис. 1).

Разрезка плиты на монтажные элементы происходит вдоль кольцевой балки и в радиальном направлении. В результате получаются монтажные элементы 2...3 типоразмеров: трапециевидные элементы (или комбинация двух трапеций) и одного центрального изделия в виде многоугольника в плане. Размеры монтажных элементов лимитируются габаритами транспортных и возможностями подъемных средств. Каждый монтажный элемент обрамлен металлическим швеллером, высота которого в радиальном направлении равна высоте плиты, а в кольцевом 1,5% пролета и подбирается с расчетом обеспечить требуемую прочность и жесткость перекрытия. Соприкасающиеся швеллеры сваривают друг с другом, образуя плоскую стержневую систему, в кольцевом направлении образуется балка Реута, повышающая эксплуатационные качества перекрытия.

Рекомендуются пролеты, перекрываемые этим типом конструкции, 8...18 м. Для пролета 12 м предлагается шестиугольная в плане плита толщиной 120 мм, для пролета 16 м — восьмиугольная толщиной 160 мм. Высота балки Реута

принимается соответственно 180 и 240 мм (рис. 2). Во всех случаях толщина железобетонной плиты равна 1% пролета.

Ввиду того, что основную нагрузку в работе несущего элемента несет металлическое обрамление, то в качестве заполнения используют легкий бетон плотностью менее 1800 кг/м³. Для увеличения жесткости конструкции можно использовать тяжелый бетон классов В30 и В40, учитывая его при работе плиты.

Предлагаемые конструкции были рассчитаны по методике [4] и на ЭВМ в виде дискретной системы с бетонным заполнением. Для шестиугольной в плане плиты с пролетом 12 м толщиной 120 мм из бетона класса В20 при равномерно распределенной нагрузке 8 кН/м² прогиб в центре плиты составил 4,9 см, что равняется 1/250 пролета. Монтаж элементов плиты осуществляется без поддерживающих лесов, т. е. габариты сборных элементов подбираются так, чтобы опираясь в трех опорных точках на колонны, она сохраняла бы равновесие. После замыкания всех элементов в кольцевом направлении укладывают центральную панель.

Предлагаемый тип конструкции внедрен в строительную практику техниче-

ским центром Грузаггостроя. Им запроектировано и начато изготовление изделий для бытового сооружения одной из производственных баз вблизи Тбилиси. Это двухэтажное здание состоит из комбинации четырех восьмиугольников в плане с пролетом каждого 16 м. На одно перекрытие требуется всего девять сборных элементов трех типоразмеров толщиной 160 мм.

Использование большепролетных плоских плит с кольцевыми ребрами (балками Реута) с разрезкой на сборные элементы вдоль ребер и в радиальном направлении для междуэтажных перекрытий повышает эксплуатационные свойства конструкции и сокращает сроки строительства. Конструкциями такого типа можно также перекрывать прямоугольные площади с помощью треугольных пристроек, а комбинация многоугольников позволяет достичь архитектурного разнообразия.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Реут В. И. Новые типы железобетонных конструкций // Проект и стандарт. — 1937. — № 4. — С. 27—32.
2. Китовер К. А. Круглые тонкие плиты. — М.: Госстройиздат, 1953. — С. 39—49.
3. Железобетонные конструкции. / Под ред. П. Л. Пастернака. — М.: Госстройиздат, 1961. — С. 385—389. (Спец. курс).
4. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. — Кн. 2. — М.: Стройиздат, 1973. — С. 65—66.

УДК 666.97.031:65.011.56

В. А. ВОЛКОВ, М. А. ГОТЛИБ, В. Н. ПАШКОВ, инженеры (Гипростроммаш);
Д. Ф. ТОЛОРЯЯ, И. А. РАТНИКОВ, А. В. СОКОЛОВ, кандидаты техн. наук,
Л. Г. ОЛЕФИРЕНКО, инж. (ВНИИжелезобетон)

Автоматизированное отделение приема, хранения и приготовления водных растворов суперпластификаторов

При производстве сборного железобетона все большее применение находят различные химические добавки, среди которых важное место занимают суперпластификаторы. Так как в типовых проектах, по которым построены предприятия сборного железобетона, не предусмотрено в технологии производства применение химических добавок, то каждый завод вынужден применять имеющееся оборудование и оснастку. Это часто приводит к потере преимуществ от использования суперпластификаторов, не обеспечивает соблюдения санитарных норм и защиты окружающей среды.

В настоящее время Гипростроммашем

при участии ВНИИжелезобетона на основе изучения опыта эксплуатации действующего оборудования на заводах сборного железобетона, а также с учетом мощности предприятий, сроков и объемов поставки суперпластификаторов разработано унифицированное автоматизированное отделение разгрузки, приема, хранения, приготовления водных растворов, дозирования и подачи суперпластификаторов (см. рисунок). Проект отделения суперпластификатора разработан для бетоносмесительных узлов производительностью 60 и 120 м³/ч.

В состав отделения входят:

участок разгрузки железнодорожных цистерн, оборудованный краном-укоси-

ной с переносным пароподогревателем, установкой нижнего слива, фильтром очистки добавки, вертикальным цельносварным аппаратом с манометром, вакуумным и центробежным насосами, теплообменником и системой трубопроводов с арматурой, которая предусматривает как нижнюю, так и верхнюю нагрузку суперпластификатора из железнодорожной цистерны, подачу химической добавки в резервуары для хранения, перекачивание через цистерну и теплообменник. В месте разгрузки цистерны между рельсами установлен сборник для пролитой жидкости;

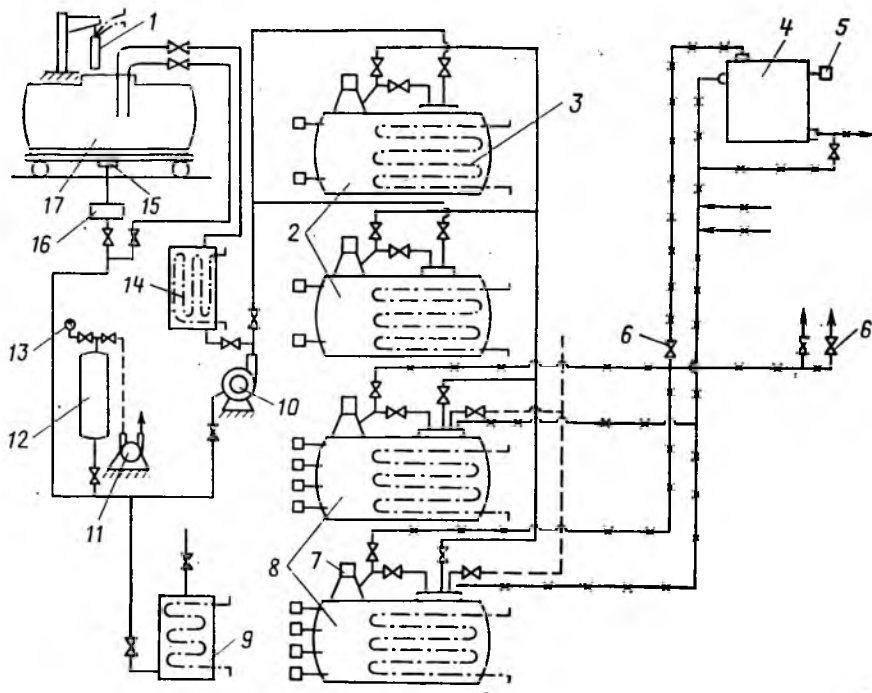
участок хранения концентрированного состава суперпластификатора, состоящий из резервуаров хранения, которые представляют собой горизонтальные цельносварные цистерны, оборудованные погружными насосами, указателями верхнего и нижнего уровней, паровыми рубашками, и системы трубопроводов с арматурой;

участок приготовления водного раствора суперпластификатора, состоящий из двух резервуаров приготовления, которые оснащены погружными насосами, паровыми рубашками, указателями уровня, и трубопроводов подачи суперпластификатора, воды и раствора с запорной арматурой;

участок подачи водного раствора суперпластификатора, включающий в себя систему трубопроводов с запорной арматурой для перекачивания растворов из резервуаров приготовления в расходный бак, который установлен в бетоносмесительном узле, трубопроводов с арматурой для обратного слива добавки из расходного бака и подачи раствора в дозатор бетоносмесительного узла.

Основное оборудование отделения суперпластификатора размещено в закрытом помещении площадью 12×18 м для защиты оборудования от воздействия окружающей среды. Отделение должно располагаться в непосредственной близости от железнодорожных путей и бетоносмесительных узлов завода.

Концентрированный состав суперпластификатора поступает на участок разгрузки в железнодорожной цистерне, устанавливаемой над приемком, через верхний лок которой вводят установку верхнего слива. Затем включают вакуумный насос, создающий в системе разрежение, что обеспечивает подачу суперпластификатора из цистерны по трубопроводу в вертикальный цельносварный аппарат, размещенный выше центробежного насоса, вместимость которого достаточна для заполнения его необходимым количеством добавки. После заполнения вертикального аппарата вакуумный насос отключают и жидкость



Принципиальная схема отделения суперпластификатора

1 — переносной пароподогреватель; 2 — резервуар для хранения добавки; 3 — паровая рубашка; 4 — расходный резервуар в бетоносмесительном отделении; 5 — уровнемер; 6 — вентиль; 7 — погружной насос; 8 — резервуар для приготовления рабочего раствора; 9 — резервуар для промывочной воды; 10 — центробежный насос; 11 — вакуум-насос; 12 — вертикальный цельносварной аппарат; 13 — манометр; 14 — теплообменник; 15 — установка нижнего слива; 16 — фильтр; 17 — железнодорожная цистерна; — — — — — трубопровод подачи концентрированной добавки; - - - - - паропровод; - · - · - · - водопровод; - × - × - трубопровод подачи раствора добавки

из аппарата самотеком по трубопроводу подается в полость центробежного насоса до его готовности к работе. После заполнения полости насоса его включают для перекачивания суперпластификатора из железнодорожной цистерны в один из резервуаров участка приема и хранения. При разгрузке суперпластификатора из нижнего люка цистерны к нему подсоединяют приемную воронку установки нижнего слива, и суперпластификатор сливают самотеком в трубопровод. При заполнении центробежного насоса последний включают для подачи добавки в резервуары хранения.

В зимнее время при низкой температуре воздуха суперпластификатор в прибывающей на предприятие цистерне замерзает или сгущается и его невозможно выгрузить через нижний люк. В этом случае в верхний люк цистерны опускают с помощью крана-укосины переносной пароподогреватель, разогревают суперпластификатор в необходимом количестве.

После заполнения полости центробежного насоса его включают в работу и по байпасной линии через теплообменник, где суперпластификатор дополнительно нагревают, перекачивают обратно в цистерну. В результате этого происходит оттаивание и разжижение раствора. После полного разогрева в цистерне суперпластификатор сливают в резервуары участка приема и хранения концентрированного состава раствора, представляющих собой горизонтальные цельносварные аппараты. Вместимость каждого из резервуаров рассчитана для приема суперпластификатора из одной железнодорожной цистерны. При низких температурах окружающей среды суперпластификатор в резервуарах хранения разогревают пропусканием теплоносителя через регистр паровой рубашки. Для обеспечения однородной плотности и температуры суперпластификатора по всему объему резервуаров с помощью погружного насоса раствор перемешивают. Количество суперпластификатора, находящегося в резервуарах, определяют по показаниям датчиков верхнего и нижнего уровней.

Для получения рабочего водного раствора требуемой концентрации (5%) суперпластификатор из цистерн участка приема и хранения погружным насосом подают в резервуар участка приготовления в количестве, определяемом уровнем концентрированной добавки, а затем заливают воду, количество которой устанавливается уровнем воды. Погружным насосом концентрированный суперпластификатор с водой перемешивают в резервуаре до получения однородного состава. После этого

измеряют плотность полученного водного раствора добавки. При ее несоответствии требуемой величине в резервуар добавляют концентрированный суперпластификатор или воду в необходимых количествах. Резервуары используют последовательно: в одном резервуаре идет процесс приготовления водного раствора добавки, а из другого готовый раствор подается через систему трубопроводов в расходный бак бетоносмесительного отделения.

Необходимость заполнения водным раствором расходного бака устанавливается оператором бетоносмесительного отделения по показанию уровнемера. При переполнении бака избыток сливают по трубопроводам в резервуары участка приготовления, а при необходимости его полного опорожнения используют специальный сливной трубопровод. Из расходного рабочего бака суперпластификатор подают самотеком в дозатор добавок или дозатор воды.

Технико-экономические показатели отделения суперпластификатора

Годовой выпуск водного раствора суперпластификатора, м ³	6786,3
Годовая потребность в сырье, м ³ : суперпластификатор 35%	838,2
вода	6096
Вместимость складских резервуаров, м ³	120
Масса технологического оборудования, т	50,3
Число работающих, чел.: в дистанционном режиме управления в автоматическом	2
Установленная мощность технологического оборудования, кВт	41,9

Изучение условий эксплуатации оборудования отделения на предприятиях сборного железобетона показывает, что его надежная работа обеспечивается своевременным выполнением в полном объеме мероприятий, предусмотренных системой планово-предупредительного ремонта. Это ежегодное и периодическое техническое обслуживание, текущий и капитальный ремонты. На основании анализа работы оборудования и оснастки отделения определено, что сле-

дует проводить капитальный ремонт через 8000 ч, текущий — через 2000 ч, периодическое техническое обслуживание — через 400 ч работы.

Ввиду того, что суперпластификаторы некоторых видов обладают свойством кристаллизации, особенно при низких температурах окружающей среды, необходимо после окончания работы ежедневно промывать систему подачи рабочего раствора в отделение приготовления бетонной смеси теплой водой, подогреваемой в баках, оборудованных паровыми регистрами, до температуры +50°C. Вода насосами прогоняется по трубопроводам, сливается в подготовительный резервуар и используется в дальнейшем для приготовления рабочего раствора суперпластификатора. Резервуары для хранения следует полностью очищать и промывать перед приемом новой партии суперпластификатора.

В проекте предусмотрено проведение контроля и управления приготовлением рабочего раствора суперпластификатора и его подачи в бетоносмесительное отделение в автоматическом и дистанционном режиме с центрального пульта, расположенного в специально оборудованном и изолированном помещении, а также с местных пультов управления, находящихся на участках хранения и приготовления водного раствора.

Внедрение на предприятиях сборного железобетона разработанного проекта позволяет повысить качество приготовления раствора добавки и бетонной смеси, исключить ручной труд, обеспечить герметизацию всего технологического процесса и за счет этого полностью использовать поступающие добавки, устранить загрязнение окружающей среды и создать комфортные условия труда рабочих, подклучить автоматизированное отделение к единой системе управления технологическим процессом предприятия, обеспечить высокую надежность эксплуатации оборудования.

КОНСТРУКЦИОННЫЙ ШЛАКОПЕМЗОБЕТОН ПОВЫШЕННОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ

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

Шлакопемзобетон классов по прочности В20...В40 имеет марки по водонепроницаемости W8...W12, марки по морозостойкости F800...F1500.

В сравнении с равнопрочным тяжелым бетоном себестоимость ниже в среднем на 5,2 р/м³, масса — на 550 кг/м³, долговечность в среднем выше вдвое.

Годовой экономический эффект — 120 тыс. р.

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

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

Л. В. САСОНКО, канд. техн. наук, Е. С. ШПРИЦ, инж. (НИИЖБ);
В. Б. ГОНЧАРОВ, канд. техн. наук (ХИСИ); А. И. БЕДОВ, С. В. ГОРБАТОВ,
кандидаты техн. наук (МИСИ)

Облегченные конструкции покрытий для сельскохозяйственных зданий

Во многих областях УССР (Харьковской, Белгородской и др.) в двенадцатой-тринадцатой пятилетках предстоит возвести значительное количество зданий различного назначения пролетами 12 и 18 м. К ним относятся: животноводческие помещения, овощехранилища, склады, зернохранилища, ремонтные мастерские, объекты социально-культурного и бытового назначения (клубы, школы, торговые центры и т. д.).

Известно, что в 50—60-е годы были построены небольшие животноводческие помещения со стенами из местных строительных материалов (кирпич, ракушечник, легкобетонные блоки) и деревянным покрытием. Их обследование показало, что вследствие неблагоприятных условий эксплуатации деревянные конструкции покрытий находятся в аварийном состоянии или полностью вышли из строя. В то же время стеновое ограждение и фундаменты — в удовлетворительном состоянии и могут обеспечить длительную безопасную эксплуатацию. Замена деревянных покрытий железобетонными на пролет, опирающимися непосредственно на стены, позволит при относительно небольших затратах продолжить полноценную эксплуатацию.

Потребность в строительстве таких зданий только на территории УССР составляет свыше 500 тыс. м² в год. Однако стройиндустрия Агростроя в насто-

ящее время не обладает приемлемым конструктивным решением для покрытий пролетом 12 м. Так, в типовом проекте коровника на 100 голов привязного содержания (ТП 801-2-48.84) предусмотрены металлодеревянные фермы и плиты АКД, которые не освоены во многих регионах в связи с дефицитом металла, древесины, а также их многодельностью. Для других объектов (станции технического обслуживания сельскохозяйственной техники, склады и т. п.) используют, как правило, конструкции покрытий промышленных серий (решетчатые балки БДР, ребристые плиты 3×12 м, односкатные балки и т. д.), которые рассчитаны под более высокие нагрузки, чем фактические нагрузки на покрытия сельскохозяйственных объектов, это экономически нецелесообразно.

ХИСИ совместно с НИИЖБом и МИСИ разработал облегченные конструкции плит покрытий на пролеты 12 и 18 м, предназначенные для широкой номенклатуры сельскохозяйственных объектов (шифр 282—87 и 279—87) (рис. 1).

Плиты имеют номинальные размеры в плане 2×12 м и 2×18 м, П-образное поперечное сечение, двускатные, с высотой на опорах 300 и 400 мм, а по середине пролета 500 (12 м) и 700 мм (18 м). Поперечные ребра в плитах отсутствуют. Толщина продольных ребер переменная (от 70 внизу до 80 мм вверх).

Толщина полки вдоль продольной оси 30 мм, в местах сопряжения с продольными ребрами установлены вуты толщиной до 55 мм. Для прокладки вдоль здания в пределах покрытия небольших коммуникаций, а также для улучшения вентиляции помещений с повышенной влажностью, продольные ребра плит пролетом 12 м имеют отверстия диаметром 130...300 мм (рис. 2). Продольные ребра плит преднапряженные, арматура классов А-IIIв, А-IV, А-V, А-VI, К-7. Полка плит армирована сварной сеткой из стали класса Вр-1. Плиты запроектированы из тяжелого бетона класса В30 под нагрузки до 3,8 кН/м².

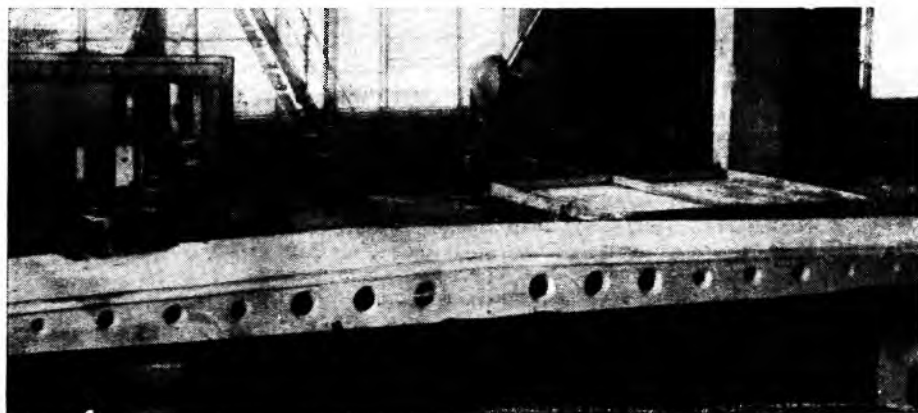
Таблица 1

Показатели	Плиты		
	2×12 м шифр 282—87	3×6 м сер. 1865— 4/80	3×12 м сер. 1465— 3/80
Приведенная толщина, см	6,3	6,44	6,94
Расход стали, кг/м ²	5,6	7,60	7,80
Масса, кг/м ²	157,0	161,00	175,00

Ширина плит 2 м принята исходя из упрощения их транспортирования и монтажа, это позволило также отказаться от поперечных ребер, усложняющих изготовление конструкций и создающих при эксплуатации в агрессивных средах сельскохозяйственного производства зоны повышенной концентрации влаги. При принятых геометрических размерах масса плиты 3,75 (2×12 м) и 7,3 т (2×18 м). По приведенным показателям они экономичнее применяемых в данное время конструкций покрытий (табл. 1).

Плиты изготовляют по агрегатно-поточной технологии. Харьковским филиалом КТБ Укрстройиндустрия разработаны рабочие чертежи силовых металлических форм (шифр 3219—1А.00.000СБ) и автозахвата (шифр 3219—1Б.00.000ПС). Конструкции перевозят на автоприцепах по две штуки. Предложены также конструкции плит в комплексном исполнении с эффективным утеплителем для помещений с повышенной влажностью.

Рис. 1. Плита покрытия ПС 12



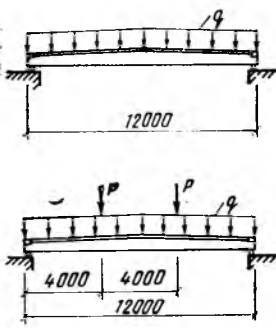
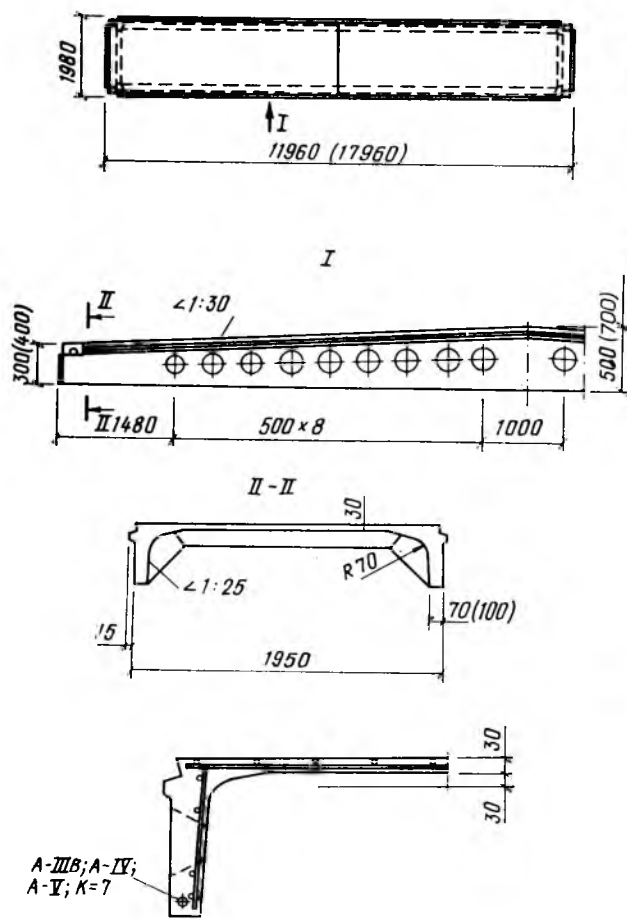


Рис. 3. Схемы загрузки плит при испытании

Рис. 2. Геометрические размеры и армирование плит ПС 12 и ПС 18 (в скобках)

Перед освоением производства на заводе ЖБИ Харьковского Облагростра исследовали две опытные конструкции. Плиты испытывали вертикальной нагрузкой по двум схемам загрузки — равномерно распределенной по всей площади полки, а также равномерно распределенной по полке и сосредоточенными силами, приложенными к продольным ребрам в третях пролета плиты (рис. 3). Последняя схема загрузки для небольших коровников на 100 голов, в которых плиты используют в качестве чердачных перекрытий, а кровля из асбестоцементных листов по деревянным стропилам и обрешетке.

Опытные плиты разрушились по нормальному сечению в результате раздробления бетона в сжатой зоне при одновременной текучести продольной арматуры. В обоих случаях зона разруше-

ния располагалась вблизи критических сечений на расстоянии около 4,5 м от торца плит. Разрушающая нагрузка для плиты, испытанной по первой схеме, составила 5,65 кН/м² (1,49 расчетной), при второй схеме загрузки максимальная равномерно распределенная нагрузка на полку была равна 2,2 кН/м², сосредоточенная на расстоянии 4 м от торцов плит — по 32 кН.

Прогибы продольных ребер по середине пролета и в критических сечениях нарастали пропорционально нагрузке и носили линейный характер вплоть до момента трещинообразования (рис. 4). Максимальный прогиб продольных ребер плит при нормативной нагрузке не превышал 2,32 см (¹/₅₀₆ пролета) и был меньше допустимого (¹/₄₀₀). Прогибы полки относительно продольных ребер при контрольной нагрузке для оценки

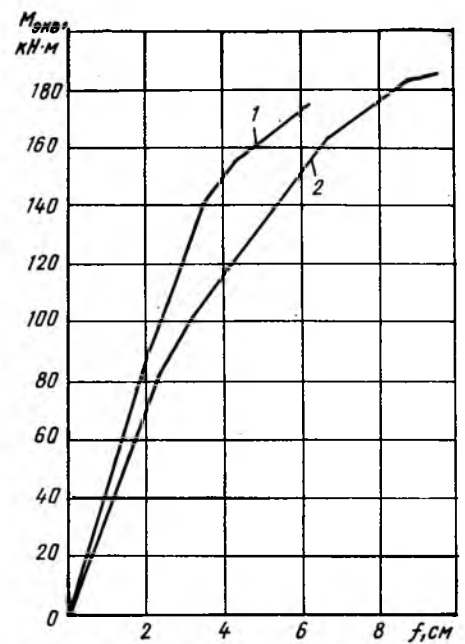


Рис. 4. График прогибов плит ПС 12-3А-IIIa 1, 2 — схемы загрузки

жесткости практически отсутствовали. Даже при нагрузке на полку около 5,5 кН/м², т. е. нагрузке, предшествующей разрушающей, относительные прогибы полки не превышали 0,3 см (¹/₆₀₀ пролета полки), что свидетельствует о достаточно высокой жесткости полки с вутами.

При контрольной нагрузке для оценки трещиностойкости трещины в продольных ребрах и полке плит отсутствовали. В плите, испытанной по первой схеме, трещины в нижней зоне продольных ребер возникли при нагрузке 4,5 кН/м² (1,18 расчетной), во второй — при равномерно распределенной нагрузке на полку 1,7 кН/м² и сосредоточенных силах 11 кН. Трещины в полках плит не были обнаружены вплоть до разрушения конструкций. Проведенные испытания показали также надежность анкеровки рабочей арматуры продольных ребер на приопорных участках.

Экспериментальные характеристики опытных плит, полученные в результате натурных испытаний, были близки к теоретическим (табл. 2), что свидетельствует о правомерности принятых при проектировании расчетных схем.

Вплоть до исчерпания несущей способности конструкции работали без каких-либо признаков потери устойчивости, что указывает на то, что их работа близка к работе обычных балочных изгибаемых элементов.

Проведенные заводские испытания подтвердили эксплуатационную надежность малоуклонных плит пролетом 12 м и возможность их широкого применения для разнообразной номенклатуры сельскохозяйственных объектов.

Таблица 2

Схема загрузки	Разрушающий момент, кН·м		Прогиб при контрольной нагрузке, мм			Эквивалентный момент трещинообразования, кН·м		
	опытный	теоретический	допустимый	опытный	теоретический	контрольный	опытный	теоретический
1	230,4	225,8	30	23,2	23,6	139,0	190,0	162,0
2	234,0	225,0	30	22,0	20,4	114,6	143,4	112,1

УДК 624.07.012.45.042

Ю. А. КЛИМОВ, канд. техн. наук (Киевский инженерно-строительный инт-т)

Внутренние усилия в наклонном сечении при расчете прочности железобетонных элементов

На стадии разрушения в наклонном сечении железобетонного элемента действуют внутренние усилия: нормальное и касательное в бетоне над критической наклонной трещиной, осевое в поперечной арматуре, осевое и нагельное в продольной арматуре в месте ее пересечения критической наклонной трещиной и силы зацепления между частями элемента, разделенными критической наклонной трещиной. Каждое усилие, как показали эксперименты, влияет на несущую способность элемента.

Однако из-за трудностей аналитического описания некоторые из внутренних усилий при расчете не учитывают вообще (нагельное усилие в продольной арматуре, силы зацепления) или учитывают весьма приближенно, а другие (касательное усилие в бетоне и осевое усилие в поперечной арматуре) вычисляют по различным зависимостям, в том числе эмпирическим, не достаточно обоснованным.

Разработанная в источнике [1] на основе анализа напряженно-деформированного состояния физическая модель элемента в виде дисково-связевой систе-

мы позволяет получить достаточно простые выражения для подсчета всех внутренних усилий в наклонном сечении, логично вытекающие из деформирования и равновесия элемента.

Рассмотрим расчетные формулы для установления нагельного усилия в продольной арматуре, сил зацепления, касательного усилия в бетоне над трещиной и осевого усилия в поперечной арматуре.

Продольную арматуру в месте ее пересечения критической наклонной трещиной рассматривают как стержень, заделанный в блоки B_1 и B_2 (рис. 1). Процесс деформирования элемента в пролете среза описывается поворотом блоков B_1 и B_2 относительно горизонтальной оси — границы сжатой зоны в нормальном сечении, проходящем через вершину критической наклонной трещины. При этом левый конец стержня вместе с блоком B_1 поворачивается на угол φ_1 , а правый вместе с блоком B_2 — на угол φ_2 . Как следствие поворота на больший угол ($\varphi_1 > \varphi_2$), левый конец стержня смещается относительно правого на $\Delta_s = (c + l_1)(\varphi_1 - \varphi_2)$ (см. рис. 1).

Возникшую в защемленном стержне при повороте и смещении его концов поперечную силу (нагельное усилие) вычисляют по формулам сопротивления материалов

$$Q_s = \frac{12E_s I_s}{l^3} c (\varphi_1 - \varphi_2) \times \left(1 + \frac{l_1 - 0,5l}{\sigma}\right), \quad (1)$$

где φ_1 , φ_2 и длину горизонтальной проекции критической наклонной трещины c определяют из совместного решения уравнений равновесия и деформирования элемента [1].

$l = l_1 + l_2$ (см. рис. 1) и длины l_1 и l_2 представляют собой полную длину изгиба и длины изгиба арматуры в бетоне слева и справа от места пересечения критической наклонной трещины. l_1 и l_2 находят из рассмотрения напряженно-деформированного состояния и работы продольной арматуры в бетоне.

Характер деформирования и распределения усилий в продольной арматуре в месте пересечения критической наклонной трещиной (кривизна и изгибающий момент в арматуре близки к нулю, а поперечная сила достигает максимума) позволяет рассматривать ее как балку, заделанную в упругое основание, нагруженную сдвигающей силой Q_s (см. рис. 1).

Полученный при расчетах по источнику [2] принципиальный вид эпюр напряжений в основании (вертикальных перемещений балки), поперечных сил и изгибающих моментов по длине балки приведен на рис. 1. Анализ эпюр свидетельствует о том, что с достаточной для практических расчетов точностью за длину изгиба арматуры можно принять l_x , на которой вертикальные перемещения и поперечная сила уменьшаются практически до нуля, а изгибающий момент возрастает до максимума. При прочих равных условиях l_x является функцией коэффициента жесткости основания и уменьшается с его увеличением. Для продольной арматуры в месте ее пересечения наклон-

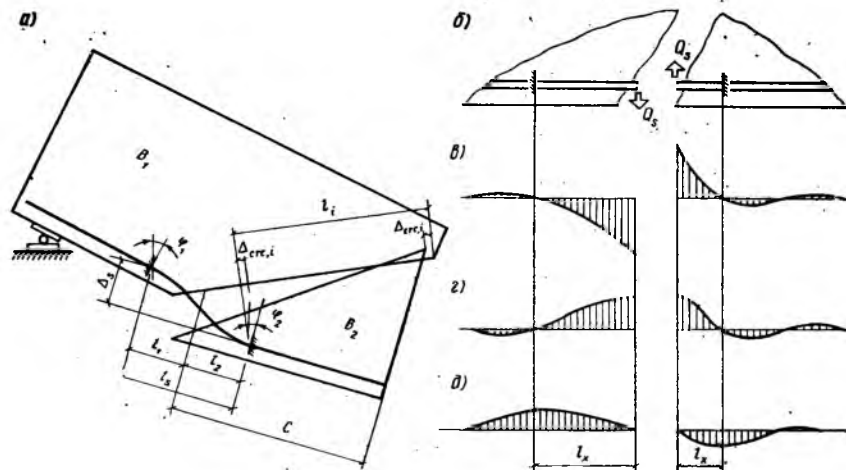


Рис. 1. Килематическая схема деформирования элемента в пролете среза (а), расчетная схема (б) и эпюры вертикальных перемещений (в), поперечных сил (г) и изгибающих моментов (д) в продольной арматуре

ной трещиной это имеет важное значение, поскольку справа от места пересечения сдвиг происходит в направлении бетонного массива, характеризующегося одними значениями коэффициента постели, а слева — в направлении тонкого защитного слоя, коэффициент постели которого значительно меньше. По данным опытов коэффициент постели бетонного массива изменяется в пределах (30...70) 10^7 кН/м³, являясь функцией модуля упругости бетона и диаметра стержня. Найденная при расчетах по [2] l_x в указанном диапазоне значений коэффициента постели изменяется незначительно [(2,8...2)d], что позволяет принять $l_2 = 2,5d$.

Для бетона защитного слоя коэффициент постели составляет (0,5...1,0) 10^7 кН/м³, а найденную аналогично длину изгиба арматуры слева от места пересечения трещиной можно принять равной $l_1 = 6d$.

Таким образом, нагельное усилие в продольной арматуре вычисляют по формуле (1) при $l = 8,5d$ и $l_1 = 6d$.

Силы зацепления, действующие вдоль критической наклонной трещины, находят исходя из принятых условий деформирования элемента в пролете среза [1]. Поворачиваясь на больший угол, блок B_1 смещается относительно блока B_2 . Смещение блока вдоль критической наклонной трещины устанавливают из геометрических построений.

$$\Delta_{crc, i} = \Delta_{crc} - l_i \times [1 - \cos(\varphi_1 - \varphi_2)], \quad (2)$$

где $\Delta_{crc, i}$ — смещение в рассматриваемой точке; Δ_{crc} — смещение в вершине наклонной трещины:

$$\Delta_{crc} = \frac{(x_0 - x)(\varphi_1 - \varphi_2)}{\cos \alpha};$$

l_i — расстояние от вершины трещины до рассматриваемой точки (см. рис. 1); x_0 — высота сжатой зоны в нормальном сечении, проходящем через вершину трещины; x — высота сжатой зоны над трещиной, определяемая из совместного решения уравнений равновесия и деформирования элемента [1].

Учитывая, что $\cos(\varphi_1 - \varphi_2) \approx 1$, смещение блока B_1 по длине критической наклонной трещины можно принять постоянным и равным смещению в вершине трещины. Силы зацепления в этом случае вычисляют по формуле

$$F_{crc} = \Delta_{crc} l_{crc} b C_{crc}, \quad (3)$$

где l_{crc} — длина зацепления блоков:

$l_{crc} = \frac{a_{crc, u}}{\varphi_1 - \varphi_2}$; $a_{crc, u}$ — предельная ширина раскрытия трещины, при которой силы зацепления отсутствуют [1]; C_{crc} — коэффициент постели сдвига.

Для определения C_{crc} и $a_{crc, u}$ использовали образцы-кубы с ребром 10 см, которые раскалывали по срединной плоскости до образования сквозной трещины. В зависимости от ширины раскрытия этой трещины образцы разделялись на четыре группы: $a_{crc} = 0,05...0,15$ мм; $a_{crc} = 0,2...0,3$ мм; $a_{crc} = 0,4...0,6$ мм и $a_{crc} = 0,7...1$ мм. Каждая группа включала 6...9 образцов. На специальной установке часть куба сдвигали относительно другой, контролируя сдвигающую силу и измеряя соответствующие ей смещения частей куба.

Зависимости касательных напряжений зацепления от ширины раскрытия трещины и величины смещений представлены на рис. 2. Аппроксимируя восходящие участки графиков прямыми, и учитывая, что $C_{crc} = \tau_{crc} / \Delta_{crc}$, на рис. 2 построена зависимость между искомым C_{crc} и шириной раскрытия трещины.

В практических расчетах C_{crc} можно вычислять по упрощенной формуле

$$C_{crc} = 13(1 - a_{crc}) 10^6, \quad (4)$$

принимая $a_{crc, u} \leq 1$ мм (см. рис. 2).

При определении сил зацепления по выражению (3) в расчет вводили среднее значение коэффициента постели сдвига по длине трещины, принимая в ее вершине $a_{crc} = 0$ и вычисляя ширину раскрытия трещины в растянутой зоне по формуле

$$a_{crc} = \left[\frac{h_0 - x}{\sin \alpha} - (x_0 - x) \sin \alpha \right] \times (\varphi_1 - \varphi_2). \quad (5)$$

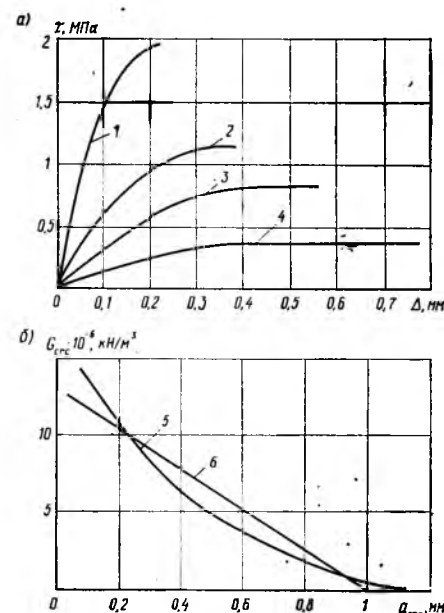


Рис. 2. Определение сил зацепления a — зависимость касательных напряжений от деформаций сдвига при ширине раскрытия трещины 0,05...0,15 мм (1); 0,2...0,3 мм (2); 0,4...0,6 мм (3); 0,7...1 мм (4); 5 — опытная (5) и расчетная (6) по формуле (4) зависимости коэффициента постели сдвига от ширины раскрытия трещины

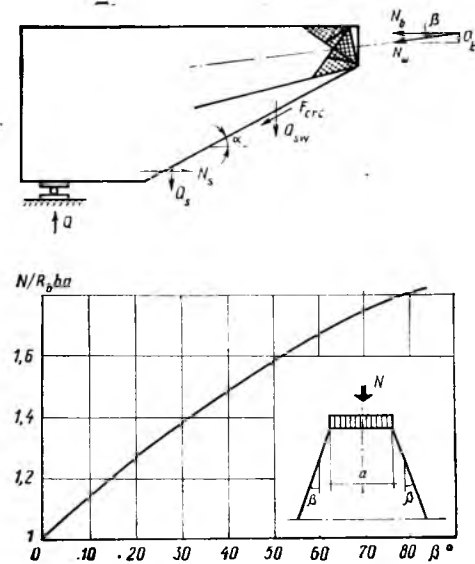


Рис. 3. Определение внутренних усилий в бетоне над критической наклонной трещиной расчетная модель и зависимость предельной нормальной силы N от угла наклона клина β

Внутренние усилия в бетоне над критической наклонной трещиной (N_{b1} и Q_{b1}) устанавливали с позиций теории пластичности [3], рассматривая предельное равновесие усеченного бетонного клина, нагруженного осевой сжимающей силой N_u (рис. 3). Известно [4], что при $\beta < \alpha/2$ несущая способность клина не зависит от угла наклона α . Учитывая, что именно этот случай отмечается при расчете прочности наклонных сечений, в качестве расчетного приняли клин с углом в вершине 2β , нагруженный по биссектрисе сжимающей силой N (см. рис. 3). Полученная при расчете по [3] зависимость предельной силы от угла наклона клина β приведена на рис. 3. Аппроксимируя ее прямой, получим

$$N = R_b b a (1 + 0,7\beta). \quad (6)$$

Учитывая, что N_u является равнодействующей усилий N_{b1} и Q_{b1} , угол β в первом приближении можно найти из отношения площадей эпюр соответствующих напряжений

$$\beta = \arctg \frac{0,7 R_{sh} \omega_1}{R_b \omega_2}, \quad (7)$$

где R_{sh} — предельные касательные напряжения в вершине критической наклонной трещины; ω_1, ω_2 — коэффициенты полноты эпюр напряжений.

Принимая во внимание выражения (6) и (7), нормальное и касательное усилия в бетоне над критической наклонной трещиной:

$$\left. \begin{aligned} N_{b1} &= R_b b x (1 + 0,7\beta); \\ Q_{b1} &= R_b b x (1 + 0,7\beta) \operatorname{tg} \beta. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Осевое усилие в продольной арматуре в месте ее пересечения критической наклонной трещиной вычисляют из уравне-

ния равновесия блока B_1 на горизонтальную ось

$$N_s = N_{b1} - F_{crc} \cos \alpha, \quad (9)$$

а осевое усилие в поперечной арматуре — по известной формуле

$$Q_{sw} = q_{sw} c, \quad (10)$$

полагая напряжения в хомутах равными пределу текучести.

После подсчета внутренних усилий в наклонном сечении по выражениям (1), (3), (8), (10) прочность элемента опре-

деляют из уравнения равновесия блока B_1 на вертикальную ось

$$Q_{II} = Q_{b1} + Q_{sw} + Q_s + F_{crc} \sin \alpha. \quad (11)$$

Сопоставление с результатами экспериментов при различных значениях основных факторов, влияющих на несущую способность, выявило достаточно высокую точность разработанной методики нахождения внутренних усилий в наклонном сечении и предельной поперечной силы, воспринимаемой элементом.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Залесов А. С., Климов Ю. А. Развитие физической модели работы железобетонного элемента при действии поперечных сил с учетом условий деформирования//Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1986. — С. 92—105.
2. Хаяси К. Теория расчета балки на упругом основании. — М.: Гостехиздат, 1930. — 204 с.
3. Гениев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1974, 316 с.
4. Митрофанов В. П. Предельная нагрузка усеченного бетонного клина//Строительная механика и расчет сооружений. — 1973. — № 1. — С. 20—24.

УДК 624.0254

С. М. СКОРОБОГАТОВ, д-р техн. наук, Б. В. ВОРОНИН, инж. (Уральский электромеханический ин-т инженеров железнодорожного транспорта)

Рациональное распределение арматуры в неразрезных монолитных перекрытиях с профилированным настилом

В источниках [1, 2] отмечена очень важная для теории и практики особенность поведения неразрезных железобетонных балок в эксплуатационной стадии, заключающаяся в слабой зависимости прогибов от соотношения площадей пролетной и опорной арматуры в интервале $A_{s,оп}/A_{s,пр} = 0,4 \dots 3$. Минимальные прогибы наблюдаются при одинаковом армировании пролетного и опорного сечения. По сравнению с разрезными балками ($A_{s,оп}/A_{s,пр} = 0$), в неразрезных такой же несущей способности суммарный расход стали при возрастании $A_{s,оп}/A_{s,пр}$ до 0,7 снижается почти вдвое и при дальнейшем увеличении этого соотношения практически не изменяется.

Вопрос о рациональном размещении стержневой арматуры над опорами и в пролете актуален и для неразрезных монолитных железобетонных перекрытий с профилированным настилом.

При использовании профилированного листа в качестве арматуры в составе железобетонных перекрытий условия его работы на опоре и в пролете различны. В пролете лист находится в растянутой зоне, поэтому вводят коэффициент условий работы $\gamma_n = 0,8$ [3]. На опоре лист находится в сжатой зоне на небольшом, по сравнению с пролетом, участке, и расчет прочности нормальных сечений плиты выполняют без учета стального профилированного настила [3]. Поэтому для восприятия опорного момента кроме профилирован-

ного листа как самостоятельного жесткого элемента приходится применять стержневую арматуру.

Особенность работы неразрезных монолитных железобетонных перекрытий с профилированным настилом заключается в том, что при всех прочих равных условиях, по сравнению с железобетонной конструкцией с гибкой стержневой арматурой, трещины над опорой в перекрытиях с профилированным листом резко уменьшают площадь сжатой зоны бетона. При раздроблении бетона в гофрах настила происходит смятие гофров, и конструкция перестает быть неразрезной. Плита начинает работать по

однопролетной схеме. При этом общий расход стали на перекрытия увеличивается, а вопрос о восприятии опорного момента становится излишним. Поэтому проблема обеспечения достаточной несущей способности опорного сечения особенно важна для монолитных перекрытий с профилированным листом.

С целью определения влияния распределения арматуры на деформативность и несущую способность таких перекрытий авторы исследовали 12 железобетонных двухпролетных плит с профилированным настилом (рис. 1).

Плиты изготавливали с настилом марок Н80-674-1 и С44-1000-0,8 по ГОСТ 24045—80. Длина плиты 5200 мм, ширина соответствовала ширине профилированного настила 726 и 1074 мм. Толщина плит с листами Н80-674-1 и С44-1000-0,8 составляла 120 и 100 мм. На средней опоре, над верхней полкой профилированного листа, укладывали стержневую надопорную арматуру, площадь поперечного сечения которой обеспечивала $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 1,2; 2; 2,8$ для плит с листом Н80-674-1 и $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 1; 2,2; 2,6$ для плит с листом С44-1000-0,8. У шести плит профилированный настил приклеивали к бетону клеем, состоящим из поливинилацетатной эмульсии и каучукового латекса, у остальных по концам листа приваривали металлические анкеры. Плиты нагружали одновременно в обоих пролетах сосредоточенными силами (см. рис. 1).

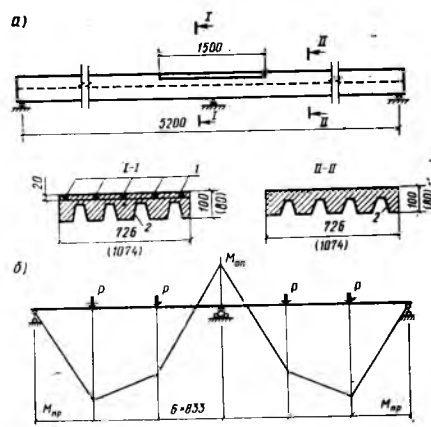


Рис. 1. Конструкция опытных плит с профилированным настилом
а — схема армирования; б — расчетная схема; 1 — надопорная арматура; 2 — профилированный настил. Размеры в скобках для плит с листом С44-1000-0,8

В результате экспериментов установлено, что при нагружении изменение моментов в неразрезных плитах с приклеенным настилом при $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 1,3 \dots 2,8$ соответствовало расчету упругой системы лишь до образования трещин. Затем происходил сдвиг профилированного настила по отношению к бетону. Уровень нагрузки при этом составлял $P/P_{разр} = 0,4$.

Установка дополнительной арматуры в сжатой зоне в гофры настила повысила уровень нагрузки трещинообразования в плитах $P/P_{разр} = 0,48$ (рис. 2). При этом неупругие деформации бетона, работающего на растяжении в гофрах настила, в пролете уже прошли нисходящую ветвь диаграммы $\sigma - \epsilon$. Это вызвало значительные (до 18%) отклонения фактических моментов от найденных по расчету упругой системы, еще до образования первых трещин.

При $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 1 \dots 2,2$ первые трещины образовались на опоре. При $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 2,6$ и 2,8 трещины возникали одновременно на опоре и в пролете.

В дальнейшем с увеличением нагрузки происходил опережающий рост опорного момента по сравнению с пролетным (см. рис. 2), что и обеспечивало перераспределение усилий.

С ростом нагрузки отклонения моментов от найденных по расчету упругой системы возрастали и в эксплуатационной стадии работы достигли 20%.

На последнем этапе загрузки образцы доводили до разрушения. В плитах с приклеенным настилом напряжения в нижней растянутой зоне профилированного листа составили 70% $P_{разр}$. Дальнейшее увеличение нагрузки вызвало разрушение сжатой зоны бетона на опоре, при этом напряжения в растянутой надопорной арматуре составили 85...92% $\sigma_{тек}$.

В плитах с $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 2,6; 2,8$ отмечалось снижение пролетного момента в предельной стадии работы при увеличении опорного момента, общего повышения несущей способности и росте нагрузки.

Испытания неразрезных плит с анкерами показали, что фактическое отклонение моментов от вычисленных по расчету упругой схемы началось до образования трещин и составило 15...20%. После появления трещины сдвига настила относительно бетона не наблюдалось. Уровень нагрузки $P/P_{разр}$ при возникновении трещин в плитах с $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 1; 1,2$ составлял 25%, в плитах с $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 2; 2,2 - 0,34$ и в плитах с $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 2,6; 2,8 - 37%$.

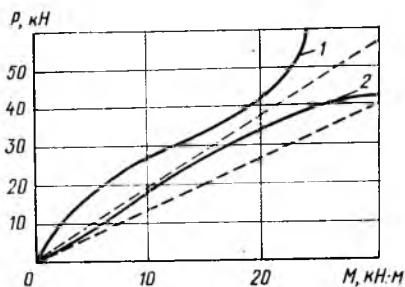


Рис. 2. Перераспределение усилий в неразрезных железобетонных плитах с профилированным листом
1 — $M_{пр}$; 2 — $M_{оп}$; — — — расчет упругой системы

Первые трещины у плит с $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 1 \dots 2,2$ так же, как и у аналогичных плит с приклеенным настилом, образовались на опоре. При $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 2,6 \dots 2,8$ трещины возникали одновременно в пролете и на опоре.

Повышение нагрузки увеличило опорный момент по сравнению с пролетным (см. рис. 2). С ростом нагрузки дальнейшее увеличение отклонения моментов по сравнению с найденным по расчету упругой системы зафиксировано только в пролетном сечении.

Плита	$A_{s,оп}, \text{см}^2$	$P_{теор}, \text{кН}$	$P_{оп}, \text{кН}$	$P_{оп}/P_{теор}$	$f, \text{мм}$
П-1	10,05	22,1	27,7	1,25	20
П-2	16,09	23,5	29,9	1,27	15
П-3	3,93	18,2	23,2	1,27	14
П-4	10,05	39,5	50,0	1,26	12
П-5	16,09	50,0	63,2	1,26	18
П-6	3,93	38,5	48,7	1,26	15
П-7	9,42	11,7	14,8	1,26	39
П-8	12,06	15,1	19,2	1,27	28
П-9	3,13	11,3	14,3	1,26	29
П-10	9,42	18,8	23,8	1,26	34
П-11	12,06	22,8	28,8	1,26	28
П-12	3,13	19,8	25,0	1,26	31

Плиты разрушились в результате выкола сжатого бетона в зоне действия максимального пролетного момента и одновременной потери устойчивости стенок гофров настила как в пролете, так и на опоре. При этом напряжения в нижних полках настила в пролете соответствовало $\sigma_{тек}$ листа. Напряжения в надопорной арматуре во всех плитах с анкерами достигло предела текучести. Измерениями в процессе испытаний установлено, что несмотря на широкие пределы соотношений площадей пролетной и опорной арматуры различие прогибов плит незначительно (см. таблицу). При эксплуатационных нагрузках прогибы изменялись незначительно (до 13%).

Аналогичные зависимости наблюдались в опытах [1, 2].

Несущая способность для плит с $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 1 \dots 2,2$ также оказалась примерно одинаковой (разница составила 4...7%). Несущая способность плит с $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 2,6 \dots 2,8$ оказалась на 13...28% выше, чем у плит с $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 2 \dots 2,2$. Это связано с повышением роли опорного момента в работе таких конструкций. В пролете бетон растянутой зоны плиты находился в благоприятных для него условиях гофра настила. Деформативность бетона при растяжении в условиях замкнутого контура и связанных деформаций на 30...40% выше, чем у свободно растягиваемого [4], причем в этих условиях полностью реализуется нисходящая ветвь бетона диаграммы $\sigma - \epsilon$. До начала образования трещин, благодаря связанным деформациям настила и бетона, плита работает в стадии близкой к упругой. Затем по мере нагружения в пролетном сечении происходит постепенное развитие пластического шарнира и перераспределение моментов (см. рис. 2). В нижней полке настила напряжения достигают предела текучести стали. Обычно профилированный настил изготавливают из стали марки БСтЗкп, и запас работы металла до стадии временного сопротивления позволяет реализовать его пластические свойства в широких пределах. Одновременно с текучестью нижней полки происходит потеря устойчивости сжатых боковых стенок настила. Напряжения, а соответственно и момент, в поперечном сечении плиты уменьшаются, прогибы увеличиваются (рис. 3). В общем случае

$$\frac{M_{оп}}{M_{пр}} = \frac{V_{оп}}{V_{пр}} \frac{\Phi_{оп}}{\Phi_{пр}} \frac{\Delta I_{пр}}{\Delta I_{оп}}, \quad (1)$$

где $\Phi_{оп}/\Phi_{пр} = \Delta I_{пр}/\Delta I_{оп}$ — постоянная величина для данной схемы нагружения, не зависящая от армирования и уровня нагрузки.

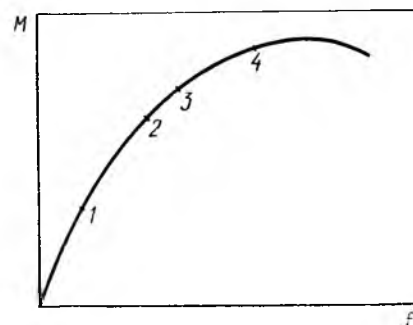


Рис. 3. Качественная зависимость между моментом и прогибом железобетонных плит с профилированным листом
1 — трещины в бетоне; 2 — текучесть нижней полки листа; 3 — теоретический момент начала устойчивости стенок гофров; 4 — момент образования складок на стенках гофров настила

Перепирав формулу (2) в виде

$$\frac{M_{оп}}{M_{пр}} \frac{B_{пр}}{B_{оп}} = C, \quad (2)$$

можно заметить, что для сохранения этого соотношения должна увеличиваться доля опорного момента, что фактически и происходило при испытаниях плит (см. рис. 2).

Выводы

Прогибы неразрезных железобетонных плит с профилированным настилом в качестве арматуры при изменении соотношения площадей опорной и пролетной арматуры в пределах 1...2,8 в эксплуатационной стадии работы изменяются незначительно (до 13%).

При $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 2,8$ расход арматурной стали по сравнению со статически определимой системой снижается на 60...65%. Надежность железобетонного перекрытия повышается благодаря возрастанию роли опорного момента. При этом сглаживается основной недостаток профилированного листа — низкий коэффициент условий работы в пролете.

Для более полного использования несущей способности таких конструкций армирование на опоре следует проводить из условия $A_{s,оп}/(A_{s,пр}\gamma_n) = 2,5...3$ с обязательной установкой надопорной арматуры в гофры профилированного настила.

Применение усиленного армирования над опорой на относительно небольшом по сравнению с пролетом участке позволяет экономить до 20% арматурной стали.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крылов С. М., Маилян Л. Р. Влияние распределения арматуры на свойства неразрезных балок//Бетон и железобетон. — 1982. — № 3.
2. Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределенных железобетонных конструкциях. — М.: Стройиздат, 1964.
3. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий с профилированным настилом. — М.: НИИЖБ — ЦНИИПромзданий. — 1987.
4. Михайлов В. В. Растяжимость бетона в условиях свободных и связанных деформаций//Исследования прочности, пластичности и ползучести строительных материалов. — М.: ЦНИИПС, 1955.

УДК 624.073.012

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

Работа профилированного настила в наклонном сечении монолитных плит перекрытий при тяжелых нагрузках

При модернизации производства в результате повышения нагрузок на перекрытия зданий часто появляется необходимость их полной замены. Один из способов решения этого вопроса заключается в использовании монолитной железобетонной плиты перекрытия со стальным профилированным настилом и гибкой арматурой. Настил в такой конструкции играет роль несъемной опалубки и рабочей арматуры. Установка в гофра настила и над опорами дополнительной гибкой арматуры обеспечивает неразрезность перекрытия и позволяет получить необходимую несущую способность при меньшей толщине плиты.

У плит перекрытий с комбинированным армированием при работе по наклонному сечению имеется специфическое отличие от обычных железобетонных плит, состоящее в том, что профилированный настил участвует в сопротивлении поперечной силе. При этом возможно разрушение по наклонному сечению плит у крайней опоры, где настил расположен со стороны растянутой грани и срез бетона происходит по ширине полки, а также разрушение по наклонному сечению плит у средней опоры, при котором срез может быть как по полке плиты у сосредоточенного груза, так и по ее ребрам

у опоры. Профилированный настил в этом случае устанавливают со стороны сжатой зоны. Второй случай представляется более опасным с точки зрения прочности плит по наклонному сечению.

Цель исследований заключалась в определении степени восприятия поперечной силы стальным профилированным настилом в наклонном сечении.

Для экспериментов использовали консольные и двухпролетные плиты длиной 4000 мм, шириной 610 мм с толщиной бетона над верхней полкой настила 140 мм. Профилированный настил Н80А-674-1, расположенный широкими полками вниз, анкервали в бетоне посредством рифов и концевых анкеров диаметром 16 мм на опорах, приваренных по два в каждом гофре. Надопорной растянутой арматурой и дополнительной в пролете служили стержни Ø22 А-III. Для сопоставления изготовили эталонные плиты, армированные только гибкой арматурой. При этом варьировали расстояние от средней опоры до места приложения сосредоточенного груза в пролете: серия I (5 плит) $a/h_0 = 3$; серия II (4 плиты) $a/h_0 = 1,5$.

Плиты серии I разрушились по диагональной наклонной трещине между опорой и грузом, а плиты серии II —

в результате раздавливания бетона в наклонной сжатой полосе между площадками груза и опоры в ребрах плиты (рис. 1).

В плитах обеих серий изгибающие моменты на опоре и в пролете при разрушении по наклонному сечению не достигали предельных значений, подсчитанных по фактическим характеристикам материалов плит, и находились в пределах $(0,47...0,64) M_n^{теор}$.

В плитах серии I профилированный настил в месте пересечения его наклонной трещиной у средней опоры отходил от бетона и изгибался. Распределение деформаций по высоте настила в различных сечениях плит свидетельствует о том, что на последних этапах работы он испытывает растяжение в сечениях, где согласно эпюре моментов он должен быть сжат. Это объясняется, согласно [1], недостаточной анкерующей способностью рифов. Профилированный настил по обе стороны от места пересечения его наклонной трещиной, кроме того, испытывает изгиб в противоположных направлениях. Краевые деформации растяжения в сечениях настила в пролете и на опоре достигали деформаций, соответствующих пределу текучести стали настила. Изгибаясь, профилированный настил воспринимает поперечную силу

$$Q_n = \frac{M_n}{l_n}, \quad (1)$$

где M_n — изгибающий момент, воспринимаемый профилированным настилом на длине изгиба l_n (рис. 2):

$$M_n = \left[\frac{1}{r_{span}} + \frac{1}{r_{sup}} \right] y_0 E_n W_n,$$

$1/r_{span}, 1/r_{sup}$ — кривизна оси плиты

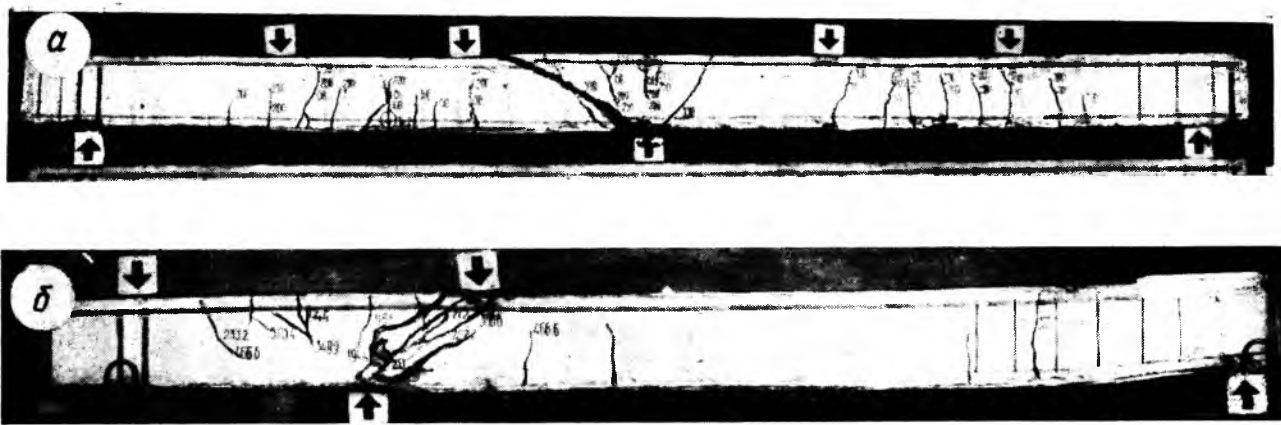


Рис. 1. Разрушение плит с комбинированным армированием
 а — по диагональной наклонной трещине; б — по наклонной сжатой полосе

от изгиба в пролете и на средней опоре, которые устанавливают по СНиП 2.03.01—84 с учетом дополнительной кривизны плиты вследствие податливости анкерных связей профилированного настила [2]; y_0 — расстояние от нижней полки до центра тяжести настила; F_n — начальный модуль упругости стали настила; W_n — момент сопротивления профилированного настила; l_n определяют как расстояние между сечениями в пролете и на опоре, в которых разность между деформациями верхней и нижней полок настила максимальна: согласно экспериментальным данным при разрушении плит по наклонной трещине $l_n = a$; a — пролет среза.

Кроме того, долю поперечной силы, воспринимаемую стальным профилированным настилом в наклонном сечении, для опытных плит оценивали при сопоставлении плит с комбинированным армированием и эталонных.

Сравнение теоретической поперечной силы, воспринимаемой профилированным настилом с поперечной силой, полученной в результате сопоставления, дает удовлетворительное совпадение (см. таблицу).

Плиты серии II разрушились в результате образования наклонных трещин примерно в направлении линии, соединяющей точки приложения груза и опоры с раздроблением бетона в



Рис. 3. Схема расчета прочности плит с профилированным настилом по наклонной сжатой полосе

этой зоне. Такой характер разрушения позволяет применить для данного случая расчетную модель, аналогичную предложенной ранее НИИЖБом для коротких балок и консолей [3]. Стальной профилированный настил в ребрах плиты у опоры при этом работает на сжатие и воспринимает поперечную силу

$$Q_n = 0,35 R_n l_b \sin \theta \sum_{i=1}^n t_i, \quad (2)$$

где R_n — сопротивление стали профилированного настила сжатию; l_b — ши-

Рис. 2. Схема работы профилированного настила при разрушении плит по наклонной трещине

рина наклонной сжатой полосы (рис. 3): $l_b = l_{up} \sin \theta$; $\sum_{i=1}^n t_i$ — суммарная толщина стенок профилированного настила.

Результаты расчета поперечной силы, воспринимаемой профилированным настилом в наклонной сжатой полосе, удовлетворительно совпадают с опытными.

Выводы

Исследованиями установлено, что монолитные железобетонные плиты с комбинированным армированием профилированным стальным настилом и гибкой арматурой от действия поперечной силы могут разрушаться как по наклонной трещине, так и по наклонной сжатой полосе. В обоих случаях профилированный настил сопротивляется действию поперечной силы.

Предложены формулы для расчета поперечной силы, воспринимаемой профилированным настилом.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Васильев А. П., Лазовский Д. Н. Исследование прочности монолитных железобетонных плит перекрытий с комбинированным армированием при тяжелых нагрузках // Экспресс-информ: Отечественный опыт Сер. 10 (Инженерно-теоретические основы строительства). — Вып. 10. — М.: ВНИИИС, 1987. — С. 18.
2. Методика расчета монолитной плиты перекрытия со стальным профилированным настилом / А. П. Васильев, В. М. Горшкова, Д. Н. Лазовский, Р. И. Рабинович // Бетон и железобетон. — 1987. — № 6. — С. 10—12.
3. Залесов А. С., Баранова Т. И. Новый подход к расчету коротких железобетонных элементов при действии поперечных сил // Бетон и железобетон. — 1979. — № 2. — С. 12—13.

Серия	Шифр плиты	$Q_n^{теор}, \text{кН}$	$Q_n^{эxp}, \text{кН}$	$Q_n^{эxp} / Q_n^{теор}$
I	П-1-1	19,5	16,0	0,82
	П-1-2	18,8	20,3	1,08
	П-1-3	17,3	19,6	1,13
	П-1-4	16,8	18,6	1,11
II	П-2-1	32,6	33,3	1,02
	П-2-2	32,6	35,2	1,08
	П-2-3	32,6	33,5	1,03

М. И. БРАЙЛОВСКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ); В. И. ШАРСТУК, канд. техн. наук (МИСИ)

О качестве железобетонных конструкций для машиностроения

К железобетонным изделиям, используемым вместо металлических, базовых и опорных элементов агрегатированного оборудования, предъявляются высокие требования по параметрам, определяющим товарный вид изделия и его потребительские свойства.

Качество железобетонных конструкций зависит от факторов, которые можно разделить на три группы: конструктивные, геометрические и поверхностные.

Конструктивные параметры качества зависят от класса бетона по прочности, который для фундаментных плит, используемых вместо стальных и чугунных, должен быть не менее В25, от вида армирования, технологии укладки и уплотнения бетонной смеси, надежности анкеровки закладных деталей и др. Эти параметры характеризуют надежность и долговечность железобетонных конструкций.

Геометрические параметры качества в основном зависят от чистоты и точности изготовления формы (матрицы), ее жесткости, обрабатываемости материала формы и палубы, его стойкости. Они существенно влияют на трудоемкость монтажных работ. Во многих случаях погрешности в геометрии изделия приводят к проведению дополнительных отделочных работ, а иногда — к полной выбраковке изделий. Кроме того, при нарушении геометрических параметров ухудшается эстетическое восприятие изделия, а следовательно, и его товарный вид.

Поверхностные параметры — параметры качества бетонной поверхности фундаментных плит под агрегатированное оборудование — зависят от чистоты обработки и жесткости опалубочной формы (матрицы), свойств бетонной смеси, технологии укладки и уплотнения бетонной смеси, технологического режима пропаривания, смазки для форм, размеров конструкции и ее армирования. Нарушение параметров качества бетонной поверхности вызывает дополнительные отделочные и доводочные работы, может влиять на долговечность конструкции в результате снижения плотности и

прочности поверхностных слоев, защищающих бетон и арматуру от агрессивного воздействия внешней среды, а также ухудшает товарный вид изделия.

Характеристики конструктивных, геометрических и поверхностных параметров качества определяются ГОСТами и техническими условиями на изготовление железобетонных изделий. Критерии качества в них по-разному оценивают поверхность конструкции. Число критериев и их наименование неоднозначны. Качество поверхности фундаментных железобетонных плит оценивается несколькими критериями. Нормативные документы [1, 2] регламентируют следующие критерии качества бетонных поверхностей:

шероховатость — для опорных рабочих поверхностей 5 класса по ГОСТ 2789—79, для всех остальных поверхностей, кроме опорной, 4 класса по ГОСТ 2789—79; для опорной поверхности шероховатость не регламентируется;

раковины — по рабочей поверхности не должны превышать по диаметру и глубине 5 мм; по боковым граням должны быть диаметром не более 20 и глубиной до 10 мм;

трещины — допускается одна трещина шириной не более 0,1 мм на площади 100 см²;

околы — по рабочим поверхностям не допускаются; по боковым граням ограничиваются диаметром 10 и глубиной 5 мм. При больших околах требуется производить ремонт конструкций.

Рабочей поверхностью фундаментной плиты является поверхность, на которой устанавливаются опорные лапы оборудования и фиксируются привалочные плоскости монтируемого оборудования. Она может быть выполнена из бетона, металла и другого материала. Лицевая поверхность — это видимая часть бетонной поверхности в состоянии поставки и эксплуатации агрегата; опорная поверхность — плоскость опирания железобетонного опорного элемента на основание в процессе эксплуатации.

По ГОСТ 13015.0—81 для железобетонных строительных конструкций оцен-

ка шероховатости не производится, но предусмотрена оценка местных напылов и впадин. В соответствии с этим все бетонные поверхности разделены на семь категорий А1...А7.

Для рассматриваемых нами конструкций и проведения сравнительной оценки критериев качества поверхности наиболее близко подходит категория поверхности А2. Это лицевая поверхность изделия полной заводской готовности, предназначенная под окраску. Для бетонных поверхностей категории А2 допускаются местные напылы и выступы до 1 мм. Нами предлагается в качестве критерия вводить шероховатость, обозначив ее R_z^σ , классы шероховатости поверхности убрать (они не используются в машиностроении) и оценивать качество поверхности по предложенному критерию, ограничив его следующими величинами: для рабочих поверхностей $R_z^\sigma \max = 0,1...0,2$ мм (база 100 мм); для лицевых — $R_z^\sigma \max = 0,5...1,0$ мм (база 100 мм). На опорной поверхности для облегчения монтажа и выверки плиты полезно иметь хотя бы три опорные площадки размером 100×200 мм с $R_z^\sigma \max = 1$ мм.

В документах [1, 2] допустимые размеры раковин не увязаны с их числом и площадью измерения. В [3] предусмотрен аналогичный критерий, но он привязан к площади конструкции и для поверхности категории А2 равен 5 порам, диаметром и глубиной до 1 мм на 0,04 м² поверхности. Однако минимальный диаметр пор не установлен. В [4] предлагается оценивать пористость поверхности, ограничив диаметр пор 1 мм для поверхности категории А2 и коэффициентом пористости $K_{пл}$, определяющим процент площади пор на контролируемой поверхности. Для категории А2 рекомендуется $K_{пл(\max)} = 3,5\%$. Если привести характеристику критерия к площади поверхности 0,04 м², то вместо 5, как в [3], число пор диаметром 1 мм увеличивается до 18. Кроме того, в [4] не регламентируется глубина пор.

Предлагается пористость бетонной поверхности железобетонных фундаментных плит под агрегатированное оборудование оценивать числом пор на единицу поверхности исходя из условий:

на рабочей поверхности допускается не более 10 пор диаметром до 0,5 мм глубиной до 1 мм на площади 0,04 м². В расчет принимаются поры диаметром 0,2...0,5 мм;

на лицевой горизонтальной поверхности допускается не более 10 пор диаметром и глубиной до 1 мм на площади 0,04 м². В расчет принимаются поры диаметром 0,5...1,0 мм;

на боковых гранях лицевой поверхности допускается не более 5 пор диаметром до 3,0 мм глубиной до 2,0 мм на площади 0,04 м². В расчет принимаются поры диаметром 1,0...3,0 мм;

на прочих поверхностях допускается не более 5 пор диаметром до 15 мм и глубиной до 5 мм на площади 0,04 м². В расчет принимаются поры диаметром 10...15 мм.

В [3] допускаются усадочные и другие поверхностные технологические трещины, ширина раскрытия которых ограничена 0,1 мм в конструкциях из тяжелого бетона с установленными требованиями по морозостойкости и водонепроницаемости и 0,2 мм в остальных видах конструкций из тяжелого бетона. В [4] максимальный размер трещин в железобетонных изделиях категории А2 ограничивается шириной раскрытия 0,2 мм.

Одновременно предлагается учитывать также длину трещин, так как ширина раскрытия и число не являются исчерпывающей характеристикой поверхности. По-видимому, для установления критерия оценки поверхностной трещиностойкости фундаментных плит целесообразно определить, как предложено в [4], коэффициент поверхностных трещин $K_{тн}$, который равен отношению длины поверхностных трещин с раскрытием 0,1...0,2 мм к площади, на которой она определяется (0,04 м²). Максимальное значение $K_{тн}$ следует принимать 0,2 м/м². Обследование серийно производимых фундаментных плит под агрегатированное оборудование на различных заводах-изготовителях показало, что при распалубивании на изделиях довольно часто наблюдаются темные пятна, образуемые остатком смазки опалубочных форм. Ограничений на такой дефект поверхности в [1, 2] не введено. В [3] отмечается, что на лицевых поверхностях конструкций не допускаются жировые и ржавые пятна. В [4] считается целесообразным ограничить размеры пятен от смазки или запретить их в зависимости от категории поверхности. Для поверхностей категории А2 темные пятна запрещены.

По-видимому, необходимо ввести такой же критерий в нормативные технологические документы на изготовление железобетонных опорных конструкций. Часть пятен, образовавшихся на основе минеральных масел, постепенно становятся невидимыми. Известно, что пятна, исчезающие в течение первых суток после распалубки, безопасны. Оставшиеся пятна образуют на бетонной поверхности трудноудаляемые гидрофобные пленки, снижают поверхностную прочность изделия. В связи с этим целесообразно в нормативных документах на

изготовление конструкций ввести ограничение: при контроле через 24 ч после распалубки наличие темных пятен от смазок на поверхности железобетонных фундаментных плит опорных конструкций недопустимо.

В документах [1, 2] околы граней допускаются только по боковым граням и могут иметь диаметр до 20 и глубину до 10 мм. Очевидно формулировка «околы граней» не совсем точна, поскольку в данном случае имеется в виду «околы ребер граней». В [3] регламентируется суммарная длина околыв бетона на одном ребре. Для категории поверхности А2 суммарная длина околыв на 1 пог. м ребра должна быть не более 50 мм, при этом глубина околыв не более 5 мм. В [4] этот критерий качества отсутствует. Для железобетонных опорных конструкций околы ребер рабочей поверхности и боковых граней недопустимы. Они разрешаются длиной не более 50 мм на 1 пог. м ребра с глубиной не более 5 мм.

На каждый критерий, а следовательно на качество бетонных поверхностей опорных конструкций, влияет множество факторов, имеющих между собой сложные корреляционные связи. Для шероховатости поверхности наиболее важным фактором являются шероховатость палубы формы, расход смазки, удерживающая способность смазки и адгезия бетона к палубе. На поверхностную пористость влияют подвижность бетонной смеси, количество пластификатора в бетоне, вид и расход смазки, параметры уплотнения бетона, шероховатость палубы и формы. Поверхностные трещины образуются главным образом при термообработке и зависят от прочности бетона перед термообработкой, скорости

подъема и снижения температуры при термообработке, усадки бетона.

Околы бетонных ребер происходят главным образом при распалубивании и транспортировании изделий и зависят от дефектов геометрии граней формы и прочности бетона при распалубке.

Появление масляных пятен на лицевой поверхности изделия зависит от расхода смазки, ее удерживающей способности и состава. Это свидетельствует о том, что проявление каждого из критериев качества в основном зависит от опалубочной формы (качества палубы, геометрии формы, ее жесткости, адгезионных характеристик палубы), смазки, свойств бетона и способов его укладки.

Выводы

Предлагается качество бетонной поверхности железобетонных фундаментных плит оценивать по следующим пяти критериям: поверхностная шероховатость, поверхностная пористость, поверхностная трещиноватость, масляные пятна на бетонной поверхности, околы ребер и граней изделия.

Предварительные числовые значения критериев и способы их определения можно уточнить дополнительными исследованиями и разработками по обоснованию допускаемых отклонений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- ОСТ 26-06-785—73. Плиты фундаментные. Конструкции и размеры.
- ТУ 26-06-816—73. Плиты фундаментные железобетонные для насосных агрегатов (с изменениями и дополнениями со сроком введения с 1.1.89 г.). Минхиммаш СССР.
- ГОСТ 13015.0—81. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие технические требования.
- Мацкевич А. Ф. О критериях и методике оценки качества лицевых поверхностей железобетонных конструкций // Изв. вузов: Сер. Стр-во и архитектура. — 1979. — № 2. — С. 88—92.

НОРМОКОМПЛЕКС ОПЕРАТОРА-ДЕФЕКТОСКОПИСТА «АРМАТУРА-1»

Предназначен для выполнения работ с целью выявления дефектов сварки типа трещин, непроваров, пор и шлаковых включений в стыковых соединениях стержней из арматурной стали классов А-II, А-III, Ат-IIIс и Ат-IVс, выполненных ваннами и многослойными способами сварки в инвентарных формах, на скобах-накладках или без формующих устройств при монтаже сборных и возведении монолитных железобетонных конструкций.

Технические характеристики и комплектность

Диаметр арматурных стержней, мм	20...80
Производительность контроля, стыков/ч	10
Питание: гальванические элементы типа 373, шт.	6
Напряжение, В	9
Температура окружающего воздуха, °С	25...40
Время непрерывной работы, ч	не менее 8
Цена нормоконспекта, р	2000

Разработчики: КТБ НИИЖБ Госстроя СССР,
Обнинский филиал треста Оргтехстрой-11.

Изготовитель: НПО «Прибор» Минавтосельхозмаша

Бетоны и изделия на основе серосодержащих отходов

Одним из рациональных путей использования отходов серодобывающих и перерабатывающих предприятий является их использование в технологии изготовления серных бетонов [1]. При производстве элементарной серы, а также при ее очистке образуются серосодержащие отходы: кек фильтрации серы, зола отстоя (серный шлам), хвосты флотации и головки плавок серной руды.

Кек фильтрации серы является шлакообразным отходом, состоящим из карбонатов кальция и магния, сульфатов с примесью песка, серы и добавляемой перед фильтрованием глины или другого, применяемого для очистки серы адсорбента. Химический состав кеков, % по массе: сера элементарная

— 50...65, SiO₂ — 11,2...17,6; Fe₂O₃ — 10,5...10,8; Ca(OH)₂ — 3,8...4,4; Al₂O₃ — 3,9...5,6; CuO — 0,9...11,3; MgO — 0,6...1,2;

CaO — 0,11...0,5; MnO — 0,15...0,3.

Зола отстоя представляет собой черномолистую массу, состоящую из карбонатов, сульфатов, песка, глины и перегретой серы, или массу темно-серого цвета в виде оплавленного низкопрочного пористого материала в гранулах или комках. Массовая доля серы составляет не менее 50%, остальное — преимущественно карбонат кальция с максимальной крупностью зерен 0,315 мм. Усредненный химический состав золы, % по массе: сера элементарная — 55; SiO₂ — 2,2; Al₂O₃ — 0,19; Fe₂O₃ — 0,15; CaO — 22,8; MgO — 0,02; CaO₂ — 16,5; SO₂ — 0,8.

Хвосты флотации серных руд — это, в основном, известняк (до 76%) фракции 0...1,25 (2,5) мм с содержанием 5...10% по массе элементарной серы. Содержание фракций менее 0,63 мм составляет 95, а фракций менее 0,071 мм — 40% по массе. Содержание водорастворимых соединений, как правило, не превышает 1, а глинистых примесей 0,5% по массе.

При переработке серных руд образуются также головки плавок, которые представляют собой некондиционную серу с примесью 5...10% породы, образующуюся в начале и конце спуска ее из

автоклавов. Усредненный химический состав, % по массе: элементарная сера — 92,5; SiO₂ — 0,4; Al₂O₃ — 0,35; Fe₂O₃ — 0,01; CaO — 4,7; MgO — 0,4; CaO₂ — 0,2; SO₂ — 0,8.

Наличие в отходах элементарной серы и минеральных тонкодисперсных примесей положительно влияет на свойства бетонных смесей, поскольку минеральную часть отходов, в основном карбонаты, используют как традиционный наполнитель, а серу — как структурообразующее активное связующее. Кроме того, как показали исследования [2], известняк в 3...4 раза снижает концентрацию сероводорода и служит адсорбентом в серном бетоне.

Сырьевая база для производства серных бетонов на основе отходов огромна. Так, в Яворовском и Роздольском ПО «Сера» образуется кеков и золы около 10 тыс. т, хвостов флотации — 4 млн. т в год. Ориентировочная отпускная цена по данным этих объединений составляет: кека — 6...10, золы — 12...15, хвостов — 2,2 р. за 1 т. Наиболее перспективным сырьем является зола отстоя.

Зола отстоя, как и другие отходы, детально изучена во ВНИИПИ серы,

Львовском отделе ГосдорНИИ и Львовском политехническом институте как сырье для модифицирования свойств органических вяжущих, используемых в дорожном строительстве, а также для применения в качестве мелкодисперсного наполнителя дорожно-строительных смесей. Львовский филиал НИИСМИ совместно с ВНИИПИ серы исследовали отходы с целью применения в качестве связующего при изготовлении серных бетонов и мастик. В результате были разработаны и утверждены ТУ на хвосты флотации серных руд (ТУ 113-23-01-15—86), золу отстоя серы (ТУ 113-23-01-16—86) и кек фильтрации серы (ТУ 113-23-01-22—87).

На первом этапе исследований изучали возможность применения золы отстоя в качестве самостоятельного связующего без введения минерального наполнителя и пластификаторов. Исследовали золу трех составов с содержанием 40, 45 и 60% элементарной серы с помолем и без него. После помола до заданной удельной поверхности золу нагревали до 150±5°C и полученной однородной массой заполняли нагретые до 160...170°C металлические формы. Через 0,5 ч остывшие образцы размером 2×2×8 см извлекали из форм, хранили в воздушно-сухих условиях и испытывали в возрасте 7 сут. Результаты испытаний приведены в табл. 1.

Установлено, что помол золы до удельной поверхности 1500...3000 см²/г повышает прочность затвердевшего продукта на сжатие с 32 до 48 МПа и на растяжение при изгибе с 9 до 14 МПа. При этом использовали золу следующего состава, % по массе: элементарная сера — 40...60; минеральный наполнитель — 39,5...55; органические примеси — 0,5...5. На рис. 1 показана зависимость прочности серной мастики от содержания серы и тонкости помола.

На втором этапе исследований изучали влияние химически активных пластифицирующих добавок, вводимых в расплав золы в количестве 1...4% по массе: нафталина, целлофота, гексахлорпараксилола, дициклопентадиена, термопрена, тиокола, полистирола, отходов мойки бен-

Таблица 1

№ состава	Состав связующего, % по массе			Удельная поверхность, см ² /г	Предел прочности, МПа
	сера элементарная	минеральная составляющая	органика		
I	40	55	5	1500	34,6/9,0
				2000	39,8/11,3
				2500	41,1/12,5
				3000	38,2/11,8
II	45	50	5	1500	32,1/8,1
				2000	37,4/9,8
				2500	44,0/12,9
				3000	48,3/14,1
III	60	39,5	0,5	3000	31,5/10,8
				3500	37,0/12,0
				4000	40,3/11,7
				4500	38,4/11,1
IV	45	50	5	—	32,3/7,2

Примечание. Перед чертой — прочность при сжатии, после черты — растяжение при изгибе.

зола, кумароновой смолы, битума, парафина — на прочность отвердевшей композиции. Установлено, что предел прочности на сжатие изменяется незначительно (рис. 2), более ощутимо влияние пластификаторов на предел прочности на растяжение и растяжение при изгибе. Пластификацией отходов достигается создание аморфной, частично полимеризованной структуры в сочетании с кристаллической. Введение пластификаторов повышает пластичность золы отстоя, снижает пористость после ее твердения и удаляет воздух. Варьируя содержание пластифицирующих добавок, можно регулировать физико-механические свойства связующего, особенно предел прочности при растяжении и растяжении при изгибе, снизить хрупкость и повысить ударную вязкость.

Значительное содержание серы в золе (50% и более) приводит к ее перерасходу при изготовлении серного бетона, для которого оптимальное содержание элементарной серы составляет 12...14% по массе, поэтому для получения экономичных составов бетонов необходимо вводить дополнительное количество наполнителя и заполнителей.

При подборе состава серных мастик содержание минерального наполнителя корректировали по зависимости

$$H = 100\% - O, \quad (1)$$

где O — количество серосодержащего отхода, определяемое по отношению

$$O = C_m / C_0 \cdot 100\%, \quad (2)$$

где C_m и C_0 — оптимальное содержание элементарной серы соответственно в мастике и отходах. Зависимость (2) справедлива при $C_m \leq C_0$. Например, при содержании в золе элементарной серы 62 и примесей 38% расход золы составляет 64,5, наполнителя — 35,5%, при содержании элементарной серы в мастике 40%. Составы и результаты испытаний золы после введения дополнительного количества наполнителя приведены в табл. 2. Установлено, что введение дополнительного количества минерального наполнителя с удельной поверхностью 2000...4000 $см^2/г$ повышает предел прочности золы на сжатие с 32 до 64 МПа (рис. 3).

Пригодность отходов для приготовления серных бетонов оценивали по содержанию серы, гранулометрическому и химическому составу остатка. Массовую долю серы определяют сульфидным методом, основанным на реакции присоединения элементарной серы сернокислым натрием и титрованием полученного тиосульфата натрия или термовакuumным методом, основанным на свойстве серы испаряться под вакуумом при $220 \pm 10^\circ C$. Остаток минеральных зерен определяли по гранулометрическому со-

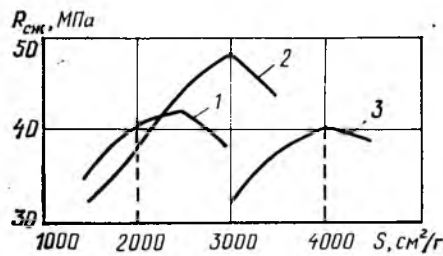


Рис. 1. Зависимость предела прочности при сжатии от удельной поверхности молотой золы отстоя
Количество серы в золе: 1 — 40%; 2 — 45%; 3 — 60%

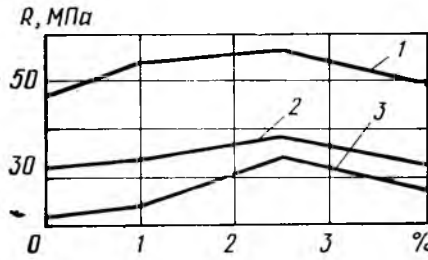


Рис. 2. Влияние количества добавки дидициклопентадиена на предел прочности при сжатии золы отстоя и серы
1 — зола отстоя с удельной поверхностью 3000 $см^2/г$ (состав II); 2 — немолотая зола отстоя (состав IV); 3 — особо чистая сера

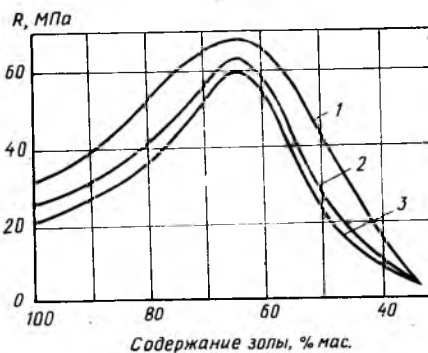


Рис. 3. Зависимость предела прочности при сжатии золы отстоя от содержания дополнительного количества наполнителя
1 — зола отстоя Яворовского ПО «Сера», наполнитель — кварцевая мука; 2 — зола отстоя Винницкого завода серной кислоты, наполнитель — известняковая пыль; 3 — то же, наполнитель — зола уноса Молдавской ГРЭС крупностью до 0,14 мм

ставу продукта, полученного из отходов в результате экстракции серы толуолом.

После гранулирования высушенного и охлажденного остатка вычисляли процентное содержание всех составляющих: серы, наполнителя с диаметром частиц менее 0,14 мм, мелкого заполнителя с диаметром частиц 0,14...5 мм и крупного с диаметром частиц более 5 мм. Определенный таким способом состав отхода корректируют так, чтобы он максимально приблизился к оптимальному, установленному экспериментально или принимаемому по Инструкции [3]. Скорректированные составы уточняли путем приготовления контрольных замесов и испытанием образцов. Прочность на сжатие серного бетона с использованием золы и различных наполнителей составляла 70...80 МПа (см. табл. 2).

Изделия на основе серосодержащих отходов можно изготавливать с использованием стандартного оборудования асфальтобетонных заводов и бетонных узлов после его некоторой реконструкции. При использовании оборудования асфальтобетонных заводов возникает необходимость в дополнительном обогреве смесителя, устройстве для дозирования горячей смеси, оборудовании для нагрева форм и вибрирования изделий. При изготовлении изделий на базе бетоносмесительных узлов требуются сушильные установки, переоборудование смесителей принудительного действия для обеспечения их обогрева и оборудование для нагрева форм. При этом теплоносители могут быть различными: газ, электроэнергия, перегретый пар. В зависимости от размеров изделий и их назначения технология может быть конвейерной или агрегатно-поточной по аналогии с традиционной технологией формирования бетонных изделий.

При плавлении отходов выделяются пары серы в количестве 20...100 г/ч с $1 м^2$ поверхности. Сероводород выделяется в незначительной степени, так как его содержание в автоклавной сере и сере подземной выплавки не превышает 2,5 г/т, а количество десорбированного

Таблица 2

№ состава	Содержание составляющих, % по массе							Плотность, $г/см^3$	Прочность при сжатии, МПа
	зола отстоя	зола уноса	известняковая пыль	сера	кварцевая мука	кварцевый песок	гранитный щебень		
I	64,5	35,5	—	—	—	—	—	2,21	61,0
II	64,5	—	35,5	—	—	—	—	2,25	64,0
III	—	60,0	—	40	—	—	—	2,05	59,0
IV	—	—	60,0	40	—	—	—	2,14	62,3
V	—	—	—	100	—	—	—	2,07	18,0
VI	25,0	8,0	—	—	—	33,0	34,0	2,37	73,4
VII	22,9	—	11,4	—	—	30,8	34,9	2,39	77,6
VIII	23,0	—	—	—	11	30,0	36,0	2,41	82,3

сероводорода из расплава составляет не более 5...10% его первоначального содержания.

Впервые в СССР изделия из серных бетонов на основе золы отстоя применены в 1985 г. на Одесском суперфосфатном заводе для кислотостойких плит пола размером 30×40×4 см. Опытно-промышленная партия плит, изготовленных Львовским филиалом НИИСМИ совместно с заводом, уложена в сернокислотном цехе, в цехе производства купороса и в виде тротуара на территории завода. С 1987 г. аналогичные плиты производят на Загайпольском серном руднике для благоустройства территории. В 1988 г. на Городокском заводе «Полиэфир» Львовского ПО «Укрпластмассфурнитур» Львовским филиалом НИИСМИ совместно с заводом смонтирован и введен в эксплуатацию участок по изготовлению изделий на основе золы отстоя Яворовского ПО «Сера» и отходов полиэфирного производства. Опытно-промышленная партия кислотостойких сборных плит размером 50×50×5 см изготовлена и отправлена на Одесский линолеумный завод «Большевик». Плиты, предназначенные для устройства полов в помещении зарядки аккумуляторов, изготовлены из бетона прочностью на сжатие 45 МПа и объемной массой 2200 кг/м³. Расход материалов, кг на 1 м³: зола отстоя — 431, кварцевый песок — 515, гранитный щебень — 1254.

Себестоимость 1 м³ материалов составила 16 р. 88 к., затраты на оплату труда — 19 р. 21 к., стоимость электроэнергии — 1 р. 43 к. Общая себестоимость 1 м³ плит составила 37 р. 52 к. 1 м² — 1 р. 88 к., преysкурантная стоимость 1 м² кислотостойкой керамической плитки 5 р. 80 к. Если принять, что все начисления, цеховые и общезаводские расходы, содержание и эксплуатация оборудования с учетом 5%-ной рентабельности составят 100%, то оптово-отпускная цена будет 75 р/м³, или 3 р. 75 к/м². Экономический эффект от замены керамической плитки плиткой из серного бетона на основе золы отстоя при оптовой цене, установленной Яворовским ПО «Сера» 12 р/т, составит 2 р. 05 к за 1 м².

В настоящее время Львовский инженерный центр под руководством автора разрабатывает проектную документацию на технологию изготовления изделий широкой номенклатуры на основе серосодержащих отходов и местных строительных материалов для Чарджоуского завода строительных материалов № 6, Чимкентского и Джамбулского асфальтобетонных заводов, Агропромстроя МССР, Яворовского ПО «Сера» и Загайпольского серного рудника Минудобре-

ний УССР, Львовского Облагдоростроя и ЛПО «Пластмассфурнитур».

В качестве сырья предлагается использовать золу отстоя Гаурдакского и Винницкого серного заводов, Яворовского и Раздольского ПО «Сера», Чирчикского завода капролактама ПО «Электрохим», суперфосфатных заводов Средней Азии и УССР, Загайпольского серного рудника, а также техногенные отходы местной промышленности и энергетики — зола уноса Молдавской и Бурштынской ГРЭС, отходы камнепиления и дробления известняка, кирпичный бой и бой дренажной трубы, отходы полиэфирного производства, фосфорный шлак Джамбулского ПО «Химпром» и др.

Выводы

Серосодержащие отходы — зола отстоя, головки плавок и кек фильтрации — с 40...90% элементарной серы в их составе можно использовать как связующее при изготовлении серных бетонов. Хвосты флотации с содержанием серы 5...10% требуют дополнительного обогащения серой или применения в смеси отходов с высоким содержанием серы.

При изготовлении серных бетонов необходимо корректировать их состав с учетом содержания серы в отходах и их гранулометрического состава. Введение пластифицирующих добавок снижает хрупкость бетонов и повышает их ударную вязкость. Бетоны на основе серосо-

держащих отходов по физико-механическим свойствам не уступают бетонам, приготовленным на технической сере.

Технология изготовления бетонов с применением отходов не отличается от технологии изготовления обычных серных бетонов. Серосодержащие отходы не токсичны. При погрузочно-разгрузочных работах возможно незначительное пылеобразование, а при плавлении — выделение незначительных количеств паров серы и сероводорода.

В СССР имеется значительная сырьевая база для развития технологии изготовления изделий на основе серосодержащих отходов, получаемых при производстве серы, серной кислоты, суперфосфатных удобрений, азота и т. д. Стоимость отходов от 2,2 (хвосты флотации) до 15 р. (зола отстоя) за 1 т. Это позволяет получать более экономичные изделия, чем с использованием технической серы, характеризуется высокими эксплуатационными свойствами и долговечностью.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Орловский Ю. И. Серные бетоны и цементные бетоны, модифицированные серой. — Ужгород: ППП «Патент», 1988. — 48 с.
2. Касымов И. К., Шамсиев Ф. К., Орловский Ю. И. Исследование токсикологической безопасности производства строительных материалов и изделий на основе серы // Разработка технологических рекомендаций по исследованию и комплексному использованию природных минеральных ресурсов при производстве строительных материалов и изделий. — Киев: НИИСМИ, 1988. — С. 38—47.
3. Временная инструкция по технологии изготовления серных бетонов. — Ужгород: ППП «Патент», 1987. — 24 с.

УДК 691.327:666.973.2:662.613.11

С. И. ПАВЛЕНКО, канд. техн. наук, Т. Е. ЛЕВАНКОВА, инж. (Сибирский металлургический ин-т); В. Н. СОЛИЕНКО, М. Е. КУСТОВ, Л. А. ГАЛКИНА, инженеры (Томь-Усинский завод ЖБК)

Шлакозолобетон литой консистенции для несущих конструкций вертикально-кассетного формирования

Сибирским металлургическим институтом совместно с Томь-Усинским заводом ЖБК и НИИЖБом проведены исследования и заводские испытания несущих конструкций крупнопанельного домостроения вертикально-кассетного формирования из мелкозернистых бетонных смесей литой консистенции на основе шлака и золы Томь-Усинской ГРЭС, исключающих применение природных заполнителей (щебня и песка).

Это объясняется предстоящим закрытием по экологическим соображениям

карьера по добыче и переработке нерудных материалов и наличием на Томь-Усинской ГРЭС, расположенной в 10 км от завода, мощностей по переработке шлака в песок (100 тыс. т) и отбору сухой золы (20 тыс. т в год) [1].

Исследованные зола и шлак ГРЭС соответствуют требованиям ГОСТ 25592—85, ГОСТ 25818—83, ГОСТ 26644—85 и рекомендациям [2].

Плотный дробленый шлак фракции 0...5 мм с $M_n=2,76$, насыпной плот-

ностью 1400 и истинной плотностью 2350 кг/м³ представляет собой алюмосиликатное стекло (SiO₂ — 62,2% и Al₂O₃ — 23,74%). В нем совершенно отсутствуют потери при прокаливании и сернистые соединения.

Для определения оптимального состава мелкозернистого высокоподвижного, необходимого для тонкостенных вертикально формируемых конструкций бетона классов В12,5, В15 и В22,5 в лабораторных условиях была проведена серия опытов с изменением расхода компонентов: при одинаковых расходе цемента и подвижности смеси изменялось соотношение шлака (70...100%) и золы (0...30%); при одинаковой подвижности смеси изменялся расход цемента для обеспечения проектной марки бетона.

Для регулирования свойств бетонной смеси (повышения подвижности, однородности, нерасслаиваемости и сохранения удобоукладываемости во времени) во всех опытах применяли пластифицирующую добавку ЛСТ (лигносульфонат технический) с расходом 0,3% массы цемента или комплексную добавку ЩСПК+ЛСТ, где ЩСПК — это щелочные стоки производства капролактама в соотношении 1:1. Смесь приготавливали в лабораторном бетоносмесителе принудительного действия вместимостью 80 л и продолжительностью перемешивания 3...5 мин.

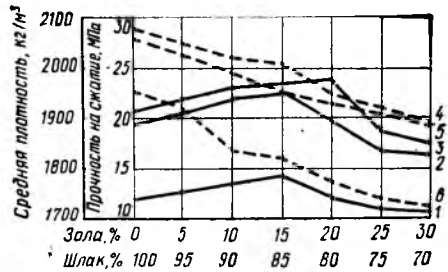
Для каждого состава формовали по девять образцов-кубов с ребром 10 см без виброобработки, только встряхиванием форм. Образцы выдерживали 3...4 ч, затем шесть из них подвергали термообработке в лабораторной парочной камере при температуре 90...95°C по режиму 2+10+2 ч.

Состав и подвижность смесей при постоянном расходе портландцемента марки 500 приведены в табл. 1, а зависимость прочности и средней плотности от соотношения шлака и золы — на рисунке. Анализ полученных данных показал, что прочность бетона с содержанием золы 150...350 кг/м³ возрастает при одновременном снижении плотности, а свыше 350 кг/м³ начинает снижаться. Мелкозернистый шлакозобетон по сравнению с обычным тяжелым бетоном требует термообработки и при более высокой температуре (на 10°C), а без термообработки имеет прочность в возрасте 28 сут в 1,6 раза ниже.

Увеличение прочности мелкозернистого шлакозобетона при введении золы до 350 кг/м³ (в обычном бетоне до 250 кг/м³) даже при увеличении В/Ц с 0,83 до 0,95 объясняется гидравли-

Таблица 1

цемент, т	Расход материалов, кг/м ³				В/Ц	В/В	О.К. см
	шлака	золы	воды				
300	1515	—	265	0,83	0,83	21,5 _г	
300	1365	150	275	0,91	0,61	21,5 _г	
300	1290	225	285	0,95	0,54	22	
300	1215	300	285	0,95	0,48	20	
300	1190	375	305	1,01	0,46	21	
300	1065	450	317	1,05	0,42		



Зависимость прочности и средней плотности мелкозернистого шлакозобетона от соотношения шлака и золы при постоянном расходе цемента и подвижности смеси

— прочность: 1 — без термообработки в возрасте 28 сут; 2 — после термообработки в суточном возрасте; 3 — после термообработки в возрасте 28 сут; — — — плотность; 4 — свежесделанной смеси; 5 — после термообработки в суточном возрасте; 6 — в высушенном до постоянной массы

ческой активностью золы при повышенных температурах термообработки [3] и эффектом микронаполнителя [4].

Снижение прочности бетона при введении золы свыше 350 кг/м³ свидетельствует о нарушении структуры бетона из-за раздвижки шлаковых зерен увеличенной растворной частью.

Повышение расхода золы в мелкозернистых бетонах литой консистенции до 150...350 кг/м³ оптимально для низкомарочных бетонов классов В4, В5, В7,5, В12,5, в которых небольшие расходы цемента и зола в большей степени проявляет эффект микронаполнителя, чем гидравлическую активность. При повышении проектного класса бетона от В15 до В25 наблюдается обратная картина: чем выше класс, тем меньше расход золы для получения оптимального состава смеси и тем больше она проявляет гидравлическую активность, снижая расход вяжущего.

На разработанных оптимальных составах изучали физико-механические и деформативные характеристики (табл. 2), кроме водопоглощения, водонепроницаемости, морозостойкости и теплопроводности, так как для конструкций вертикально-кассетного формирования (плит перекрытий, внутренних стеновых панелей, сантехкабин) эти показатели не нормируются.

Испытания проводили многократно на Томь-Усинском заводе ЖБК на нескольких партиях внутренних стеновых панелей и плит перекрытий серии III-97 из бетона класса В15 толщиной 160 мм и сантехкабин из бетона класса В12,5.

В действующую на заводе технологию производства конструкций были внесены незначительные изменения: повышена температура прогрева изделий до 10°C, исключена вибрация, применено только кратковременное (2...3 с) встряхивание заполненных кассет и сантехкабин. Смеси приготавливали в бетоносмесителе принудительного действия вместимостью 1000 л и подавали в кассеты бетоноукладчиком через систему транспортеров, а в форме сантехкабин — бадьей.

Многократные испытания конструкций на прочность, жесткость, трещиностойкость, транспортирование на большие расстояния железнодорожным и автотранспортом показали их высокую надежность.

Предложенные составы бетона рекомендуются для массового внедрения. За счет 30% экономии цемента по сравнению со СНиП 5.01.23—83 для обычных бетонов, снижения массы конструкций на 20% с соответствующим сокращением транспортных расходов на устройство фундаментов даже при равноценной стоимости щебня и шлакового песка расчетная эффективность достигает 4...5 р. на 1 м³ бетона. При этом не принимаются во внимание улучшение качества поверхности конструкций и четкость их граней. Увеличение расхода энергии на термообработку изделий окупается значительным сокращением энергозатрат на виброобработку бетонных смесей, снижением уровня действия шума и вибрации

Таблица 2

Класс бетона	Расход материалов, кг на 1 м ³ бетона				О.К., см	γ, кг/м ³	R _p , МПа	R _p ^н , МПа	R _p ^п , МПа	Прочность сдвига с арматурой, МПа	E·10 ⁻³ , МПа	Усадк. мм/м	Мера ползучести, мм	Сжимаемость, мм/м	Растяжимость, мм/м
	ПЦ	шлаковый песок	зола	вода											
В12,5	250	1025	300	275	18—22	1850	1,56	2,25	11,3	4,9	20,6	0,29	0,22	0,86	0,09
В15	275	1065	250	280	18—22	1870	2,03	2,98	15,2	8,4	23,4	0,31	0,24	1,12	0,12
В22,5	350	1280	150	290	18—22	2070	2,94	3,80	23,4	10,1	25,7	0,32	0,25	1,04	0,15

на организм человека. Кроме того, это один из путей решения экологической проблемы — утилизация отходов ТЭС и отказ от добычи и производства природных заполнителей.

Объем выпуска заводом плит перекрытий, внутренних стеновых панелей и сантехкабин составил 300 м³. Можно выпускать по 40 тыс. м³ изделий в год и иметь экономический эффект до 200 тыс. р. Однако массовый переход завода на предложенные составы бетонной смеси сдерживается нестабильностью поставки Томь-Усинской ГРЭС и РУ «Кузбассэнерго» сухой золы. В связи с этим поступающую в ограниченных количествах сухую золу применяют на заводе только в качестве добавки в бетоны с целью экономии цемента. Завод ведет реконструкцию технологической линии по приему, переработке и дозированию золы с гидроотвалов ГРЭС.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Павленко С. И., Бессонов А. В. Использование отходов ГРЭС в бетонах // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 25—26.
2. Рекомендации по применению в бетонах золы, шлака и золошлаковой смеси тепловых электростанций. — М.: НИИЖБ, 1986. — С. 7—12.
3. Структурообразование цементно-песчаного раствора и бетона с повышенной дозировкой золы ТЭС / С. И. Павленко, А. И. Чиркин, Н. И. Федькин, В. М. Медведев // Бетон и железобетон. — 1977. — № 11. — С. 16—18.
4. Красный И. М. О механизме повышения прочности бетона при введении микронаполнителя // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 10—11.

Долговечность

УДК 69.022.326:620.197

А. М. ПОДВАЛЬНЫЙ, д-р техн. наук (НИИЖБ)

Защита от коррозии гибких связей трехслойных панелей

Трехслойная стеновая панель, состоящая из двух армированных бетонных слоев и размещенного между ними слоя эффективного утеплителя, является прогрессивной конструкцией. Она полностью удовлетворяет требованиям к теплосопrotивлению стеновых ограждений и по сравнению с применяемыми в настоящее время конструкциями позволяет экономить до 30% топлива, расходо-емого на отопление. Однако применение трехслойных панелей в отечественном строительстве лимитируется трудностями обеспечения долговечности гибких связей, соединяющих бетонные слои панелей. Трехслойная панель — неразъемная сборная конструкция. Гибкая связь, будучи ответственным несущим конструктивным элементом, не пригодна к ремонту, она не может быть заменена, ее антикоррозионное покрытие нельзя восстановить. Практически невозможно получить даже информацию о коррозионном состоянии связи и покрытия.

Проходя через утеплитель, увлажняемый при изготовлении панелей и сезонно, в результате конденсации влаги в стене в осенне-зимне-весенний период стальные связи из обычной арматурной стали подвергаются коррозии, скорость которой может значительно возрасти при использовании утеплителей (минеральной ваты, фибrolита и др.), содержащих компоненты, специфически агрессивные по отношению к стали. Даже при сравнительно невысокой средней скорости коррозии стали, составляющей ориентировочно в зависимости от вида утеплителя 10...45 мкм в год, ее суммарное значение за 50...100 лет эксплуатации здания вызывает уменьшение сечения гибкой связи (круглого стержня диаметром 8...12 мм) более чем на 16% ($V = 10$ мкм/год; $\tau = 50$ лет; $d_{нач} = 12$ мм) и вплоть до полного коррозионного износа.

Прогнозируемое на отдаленные сроки значение коррозионного износа — случайная величина, которая может оказаться и ниже и значительно выше среднего

расчетного значения. Коррозионные поражения стали в контакте с утеплителями имеют характер питтингов и могут стать опасными концентраторами напряжений с учетом того, что связи работают при отрицательных температурах и подвержены динамическим нагрузкам. Указанные обстоятельства в совокупности предъявляют высокие требования как к надежности гибких связей, так и к методам обеспечения их долговечности.

Наиболее приемлемым техническим решением проблемы с точки зрения сравнительно малой материалоемкости гибких связей в стене (0,3...0,5 кг/м² стены) является использование для их изготовления коррозионностойких в данных эксплуатационных условиях сталей.

Испытания, проведенные в НИИЖБ и МНИИТЭПе [1], свидетельствуют о том, что в контакте с используемыми в трехслойных панелях утеплителями стойкими являются безникелевые хромистые стали мартенситоферритного (12X13) и ферритного (08X13) классов, хромомарганцевые стали 12X14AG15 и др. Во многих случаях использованию нержавеющей сталей препятствует их дефицит. Определенные трудности возникают при сварке таких сталей с арматурным каркасом из строительных сталей, а также в связи с пониженной ударной вязкостью некоторых сталей и их сварных соединений при пониженных температурах.

НИИЖБом разработана и внедрена [2, 3] технология антикоррозионной защиты гибких связей полимерными, в частности полиэтиленовыми покрытиями, наносимыми на арматурные стержни экструзионным методом. Преимуществом полиэтиленовых покрытий являются их универсальная стойкость в контакте со всеми утеплителями и высокая защитная способность.

Технология получения покрытий проста. Однако при высокой производительности конвейерных линий изготовления панелей возникают затруднения при контактной сварке связей с арматурным каркасом, вызванные сгоранием полиэти-

лена, что требует предварительной очистки от него мест приварки — концов связей.

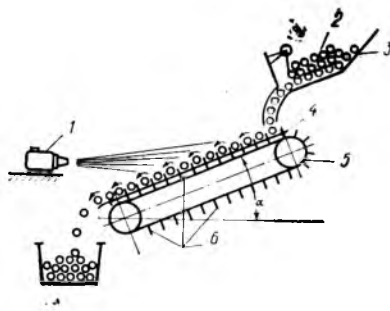
На многих заводах железобетонных изделий защита связей производится путем нанесения на них цинковых металлизационных покрытий, рекомендуемых [4]. При этом, как правило, используется оборудование, имеющееся на заводе на участках ручного нанесения покрытий на закладные детали. Обследования показали, что при этом качество покрытий на гибких связях и их экономические показатели неудовлетворительны.

Действительно, при помещении одиночного стального стержня диаметром 8...12 мм в струю распыляемого цинка, имеющую средний эффективный диаметр в плоскости нанесения покрытия около 100 мм, коэффициент полезного использования распыляемого металла составляет около 0,1. Производительность труда, а также качество покрытия низкие. При нанесении на цилиндрическую поверхность вращаемого вручную стержня металлизационного покрытия отношение его максимальной и минимальной толщины к среднему арифметическому значению изменяется в пределах $\pm 50...70\%$. При нанесении покрытия вручную на пучок стержней экономичность процесса повышается, а вариации толщины, как правило, возрастают.

Разработанная НИИСФом и НИИЖБом методика расчетной оценки скорости коррозионного износа покрытий на гибких связях в зависимости от вида утеплителя, конструкции панели, климатического района строительства и др. основывается на учете минимальной толщины покрытия, как лимитирующем факторе, определяющем время начала коррозионного процесса стальной связи и ее долговечность. При большом разбросе толщины это приводит к перерасходу материала при ухудшенном качестве покрытия.

Для защиты гибких связей покрытиями, наносимыми путем распыления, разработана механизированная установка [5], свободная от недостатков ручного процесса.

Установка (см. рисунок) содержит направляющие, расположенные под острым углом α к горизонтальной плоскости, на которые стержни-заготовки поступают из питателя, находящегося в начале движения двух гибких транспортеров, перемещающихся синхронно. Направляющие служат для движения по ним стержней-заготовок гибких связей под действием силы тяжести или поводковых фиксаторов. Для увеличения силы трения между стержнями и направляющими последние могут иметь шерохо-



Установка для нанесения металлизационных покрытий на гибкие связи

1 — металлизационный или дробеструйный аппарат; 2 — стержни-заготовки гибких связей; 3 — питатель; 4 — направляющие; 5 — гибкий транспортер; 6 — поводковые фиксаторы

ватую или рифленую поверхность. Скорость и угол наклона транспортера определяют в зависимости от диаметра связи, заданной толщины покрытия и др.

Металлизационные (или дробеструйные) аппараты устанавливают так, чтобы проекция стержней на плоскость, перпендикулярную к направлению оси струи напыляемого материала, частично перекрывали друг друга. При движении транспортера из-за трения о направляющие стержни вращаются, и покрытие равномерно напыляется на движущиеся и вращающиеся с постоянной скоростью изделия. За счет перекрытия проекций стержней струя попадает как бы на сплошную поверхность, непроизводительные потери напыляемого металла сводятся к минимуму и происходят в основном в результате отскока напыляемых частиц. В конце конвейера стержни с нанесенным покрытием падают в контейнер.

Покрытие наносят только на среднюю часть стержня, которая будет находиться в контакте с утеплителем и должна быть надежно защищена от коррозии. Концы стержней, которые заделывают в бетонные слои панели, остаются незащищенными; распыляемый материал не попадает на поводковые фиксаторы, транспортер и направляющие. Таким образом достигается рациональное использование дефицитного цветного металла, и вся установка работает в надежном полуавтоматическом режиме.

Вследствие указанных особенностей конструкции установки покрытие получается высокого качества и равномерной толщины. Различие в толщине составляет $\pm 10...15\%$. Так, при средней толщине 120 мкм отклонения по толщине составили ± 15 мкм. Непроизводительный расход цинка составил 8...10%. Расход цинка на 1 т связей снизился на 18...20 кг, трудозатраты уменьшились в 4...5 раз. Производительность установки 3000 заготовок в час.

В последнее время появились новые предложения по конструкции закладных деталей для соединения сборных железобетонных элементов друг с другом и крепления на них различного рода магистралей, подвесных устройств и др. В качестве основного крепежного элемента этих конструкций используют стальные стержни, которые вставляют в отверстия железобетонных изделий, образуемые при формовании или просверливаемые после монтажа конструкции. Стержни нуждаются в долговечных защитных покрытиях, которые могут быть нанесены на разработанной установке.

Установку можно использовать для струйной обработки изделий цилиндрической формы любым материалом и для дробеструйной подготовки поверхности гибких связей под покрытие, обеспечивая повышение производительности, экономичность и высокое качество обработки.

Разработаны чертежи установки, и имеется промышленный опыт ее внедрения.

Прямые стержни-заготовки гибких связей после нанесения на них антикоррозионного покрытия могут автоматически загружаться в специальный съемный контейнер-питатель, который затем подается на автоматическую установку для изготовления гибких связей. Установка работает в автоматическом режиме и предназначена для получения связей практически любой конфигурации — С-образных, S-образных и др. Разработаны и внедрены такие установки производительностью 600...900 связей в час.

Таким образом, механизирован и автоматизирован процесс изготовления и защиты от коррозии гибких связей, что в совокупности повышает эффективность технологии и эксплуатационные качества трехслойных панелей.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Заикин Б. Б., Шехватов М. С., Подвальный А. М. Коррозионная стойкость гибких связей в наружных трехслойных панелях жилых зданий // Эксплуатационные свойства и защита от коррозии строительных материалов для жилищного и гражданского строительства. — М., 1986. — С. 66—72.
2. Антикоррозионная защита гибких связей трехслойных панелей / В. Б. Бобров, А. М. Подвальный, Л. Б. Бобров и др. // Бетон и железобетон. — 1985. — № 2. — С. 15.
3. Алексеев С. Н., Подвальный А. М., Заренин С. В. Защита от коррозии гибких связей трехслойных панелей // Совершенствование технологии производства бетонов повышенной прочности и долговечности. — Уфа, 1985. — С. 47.
4. Рекомендации по обеспечению коррозионной стойкости гибких связей наружных стеновых трехслойных бетонных и железобетонных панелей. — М., 1983. — 42 с.
5. А. с. 1414596 СССР, МКИ В 24 с 3/12. Установка для струйной обработки поверхности изделий цилиндрической формы / А. Н. Больчев, А. В. Ильющенков, А. М. Подвальный, М. М. Храпунов (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1988. — № 29.

УДК 624.012.35(430.1)

Д. Ф. ГОНЧАРЕНКО, канд. техн. наук (ХИСИ)

Строительство из сборного железобетона в ФРГ

По данным ученых ФРГ, в настоящее время около 27% жилых домов и 50% промышленных зданий возводятся в этой стране из сборного железобетона*.

Наиболее широко применяют сборный железобетон при строительстве мостов, изготовлении сборных железобетонных труб и возведении трубных эстакад, башен, мачт, строительстве жилых односемейных домов, подвальных помещений, подпорных стен, гаражей из объемных блоков, сборных железобетонных элементов подземных коммуникаций, возведении шумозащитных стен вдоль автобанов, изготовлении железобетонных шпал и колея автомобильных дорог, строительстве объектов сельского хозяйства и промышленности, общественных зданий, возведении градирен и т. д. Применение сборного железобетона позволяет получать более дешевую, качественную быстрозготавливаемую конкурентоспособную продукцию.

К преимуществам строительства из сборного железобетона относятся:

повышение качества продукции в результате изготовления конструкций на стационарных установках заводов в лучших, по сравнению со строительной площадкой, условиях при одновременном повышении производительности труда рабочих;

снижение брака в работе при увеличении выпуска продукции благодаря проведению инструктажей и учебы специалистов в заводских условиях;

наличие в заводских условиях больших возможностей для изготовления конструкций различных архитектурных замыслов, особенно для оформления фасадов;

стандартизация продукции, индустриализация работ и улучшение методов изготовления, во многом идентичные методам изготовления стальных строительных конструкций;

сокращение, а в некоторых случаях полное исключение, особенно при строительстве промышленных зданий, лесов;

* A. Steinle, V. Hahn. Bauen mit Betonfertigteile im Hochbau. — Berlin. Verlag für Architektur und technische Wissenschaften. — Züblin, 1988. — 174 s.

сокращение затрат ручного труда благодаря механизации и автоматизации процессов изготовления конструкций, что при высокой стоимости труда рабочих в ФРГ имеет немаловажное значение;

отсутствие при монтаже конструкций мокрых процессов, что особенно важно при строительстве зимой;

широкое применение в практике проектирования САПР;

сокращение сроков строительства и др.

При этом следует отметить, что тормозят развитие сборного железобетона высокие расходы на транспортирование сборных железобетонных элементов на значительные расстояния, что, по мнению ученых, является одним из главных препятствий при внедрении сборного строительства.

Исследования, проведенные на строительстве здания «Паркхаус» (многоэтажной стоянки легковых автомобилей) в Бохуме, позволили проанализировать особенности строительства зданий с применением сборных конструкций.

Сборный железобетонный каркас был запроектирован по схеме, представленной на рис. 1. Сборные железобетонные колонны запроектированы многоярусными на всю высоту здания. Устройство стыков колонн с фундаментами аналогично решениям, принимаемым в отечественной практике. Временное закрепление колонн в стаканах фундаментов осуществляли с помощью деревянных клиньев. Следует отметить, что масса

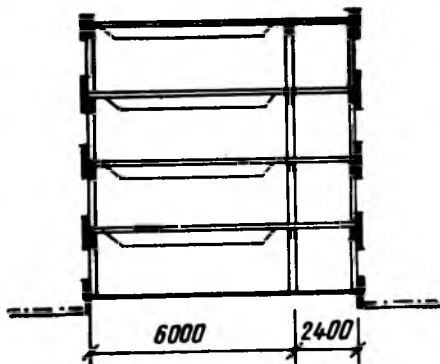


Рис. 1. Схема каркаса многоэтажной автостоянки

колонн превышала 15 т. Выверку многоярусных колонн проводили рейками с цилиндрическим уровнем, что свидетельствует о высоком качестве изготовления сборных железобетонных конструкций.

Стандартными сечениями как для главных, так и вспомогательных балок перекрытий и покрытий промышленных зданий являются прямоугольные и трапециевидные сечения. На рис. 2 показан стык несущих балок рассматриваемого здания с железобетонными колоннами. Фиксация и жесткость стыка осуществляется с помощью стержней, находящихся в опорной части балок и входящих в отверстие, выполненное в консолях колонн. При этом сварка на большинстве объектов ФРГ отсутствует. На рассматриваемом объекте все стыки

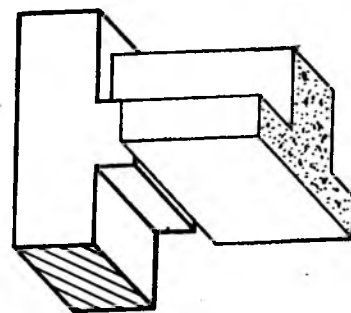


Рис. 2. Опираие ригеля на многоярусную колонну

осуществляли без применения сварки и мокрых процессов по замоноличиванию.

Сборные железобетонные плиты длиной более 15 м опирались на балки с передачей нагрузки через центрирующие прокладки, укладываемые на полки балок под опорные части плит. Как на этом, так и на других промышленных зданиях широко применяют преднапряженные плиты с сечением в форме два «Т». Стык плит с несущими балками осуществляли с помощью фиксирующего устройства (рис. 3).

После монтажа плит на перекрытия укладывали бетон толщиной 120 мм, служащий одновременно полом при дальнейшей эксплуатации здания. Стеновые панели навешивали выступающими частями на консоли колонн.

Преимуществом рассмотренных стыков является их незначительная трудо-

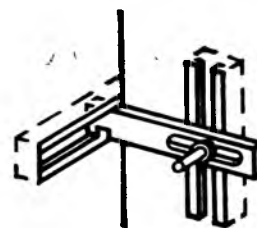


Рис. 3. Фиксирующее устройство крепления плит к балкам

емкость, а также то, что в случае демонтажа здания конструкции можно разобрать с незначительным разрушением, что позволит более эффективно использовать их повторно.

Изучение производства железобетонных конструкций на заводах сборных железобетонных конструкций фирмы «Цюблин» показало высокую точность их изготовления, хорошее качество наружных поверхностей, высокие прочностные качества. Устройство представленных узлов можно успешно осуществить только при высокой точности изготовления конструкций.

Монтаж всех конструкций здания

«Паркхаус» осуществляли с помощью мобильных кранов грузоподъемностью до 125 т. При этом технологические процессы монтажа выполнены в строгом соответствии с сетевым графиком и увязаны с другими технологическими процессами, одновременно выполняемыми на строительной площадке.

Отсутствие сварки и необходимости замоноличивания стыков на рассматриваемом объекте позволило выполнять монтаж конструкций звеном из четырех человек. При этом выработка рабочих составляла до 8 м³/чел. в смену. Высокая точность изготовления конструкций, применение мобильных кранов большой

грузоподъемности, высокая квалификация рабочих позволили осуществить монтаж каркаса здания в сжатые сроки.

Стоимость здания составляла около 16 млн. западногерманских марок (примерно 5 млн. р.). Здание было построено за 9 мес. Стоимость аналогичных объектов из сборного железобетона в нашей стране составляет 4..6 млн. р., а продолжительность строительства 2..3 г. и более.

Таким образом, сборный железобетон благодаря своим преимуществам находит в ФРГ все большее применение при строительстве объектов различного назначения.

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 69.004.18

Рогатин Ю. А., Фоломеев А. А. О снижении энергоёмкости строительства // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 2—4
Приводится анализ расхода топлива-энергетических ресурсов для сборного и монолитного бетона и железобетона. Излагаются методические предложения по расчету единовременных и эксплуатационных энергозатрат сборных и монолитных конструкций. Приводятся первоочередные мероприятия, направленные на снижение топливно-энергетических ресурсов в строительстве. — Табл. 3. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 69.057.12-413:69.057.4

Вайсман Э. Л., Дронов Ю. П., Сивчук Н. А. Межсезонные деформации наружных стыков крупнопанельных зданий // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 6—8

Описаны результаты исследований, выявивших причины и механизмы проявления повышенной деформативности, ослабления трещиностойкости, ухудшения эксплуатационных качеств стыков наружных стен, особенно ризанитных вследствие температурных воздействий, наблюдавшихся в зданиях серии 83 эл, эксплуатируемых в Красноярске. Разработан приближенный метод расчета, выявлены места и способы усиления конструкций, предложены способы совершенствования и технические решения конструкций новых зданий. Ил. 3, табл. 2. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.072.2

Габрусенко В. В., Бутвиловский И. И., Якушин В. А. Балки покрытий пролетом 12 м со смешанным канатостержневым армированием // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 9—10
Исследована конструкция балок со смешанным армированием из напрягаемых канатов класса К-7 и ненапрягаемых стержней класса А-IIIb. По сравнению с типовыми балками серии 1.462.1-1/81 снижены классы бетона и на 14..17% сокращен расход стали. Установлено, что при использовании арматуры с разными параметрами сцепления (канаты и стержни) в предельной стадии происходит перераспределение усилий с напрягаемой арматуры на ненапрягаемую, что не учитывается общепринятыми методами расчета и приводит к недооценке прочности конструкций — Ил. 4, табл. 2. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.073

Каждая Д. И., Жваниа Г. А. Новые сборные большепролетные плоские плиты для междуэтажных перекрытий // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 10—11

Предложено использовать для перекрытий больших пролетов плоские плиты с кольцевым ребром. Плиты имеют в плане форму правильного шести- или восьмиугольника. Разрезка плиты на монтажные элементы происходит вдоль кольцевой балки и в радиальном направлении. Использование плит в качестве междуэтажных перекрытий повышает эксплуатационные свойства конструкции и уменьшает сроки строительства. — Ил. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 666.97.031:65.011.56

Автоматизированное отделение приема, хранения и приготовления водных растворов суперпластификаторов / Б. А. Волков, М. А. Готлиб, В. Н. Пашков и др. // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 12—13

Рассмотрена технологическая линия оборудования для применения жидких суперпластификаторов на предприятиях стройиндустрии. Дано описание проекта отделения суперпластификаторов. — Ил. 1.

УДК 69.024:631.2

Облегченные конструкции покрытий для сельскохозяйственных зданий / Л. В. Сасонко, Е. С. Шприц, В. Б. Гончаров и др. // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 14—15
Описаны конструктивные решения и технико-экономические показатели плит покрытий пролетом 12 и 18 м сельскохозяйственных зданий производственного и культурно-бытового назначения. Приведены данные экспериментальных исследований опытных образцов и сравнение их и теоретическими. — Ил. 4, табл. 2.

УДК 624.07.012.45.042

Климов Ю. О. Внутренние усилия в наклонном сечении при расчете прочности железобетонных элементов // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 16—18

На основе физической модели в виде дисково-связевой системы получены аналитические зависимости для вычисления внутренних усилий в наклонном сечении железобетонного элемента на стадии разрушения, позволяющие значительно повысить точность расчета. — Ил. 3. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.0254

Скоробогатов С. М., Воронин Б. В. Рациональное распределение арматуры в неразрезных монолитных перекрытиях с профилированным настилом // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 18—20
На основании экспериментальных данных рассмотрено распределение гибкой арматуры в перекрытиях с профилированным листом. При этом учитывают различие в условиях работы профилированного листа на опоре и в пролете. Для повышения эффективности использования настила в монолитных перекрытиях предлагается устанавливать гибкую стержневую арматуру над опорой. При этом повышается надежность перекрытия, увеличивается коэффициент работы настила и экономится до 20% арматурной стали. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.073.012

Васильев А. П., Горшкова В. М., Лазовский Д. Н. Работа профилированного настила в наклонном сечении монолитных плит перекрытий при тяжелых нагрузках // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 20—21

Приведены результаты экспериментальных исследований монолитных плит, армированных стальным профилированным настилом и гибкой арматурой на поперечную силу и даны формулы для расчета наклонных сечений таких плит. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.012.45

Браиловский М. И., Шарстук В. И. О качестве железобетонных конструкций для машиностроения // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 22—23

Рассмотрены факторы, влияющие на качество поверхности железобетонных изделий: конструктивные, геометрические, поверхностные. Проведен анализ требований к качеству поверхности изделий и предложена методика ее оценки по пяти критериям: поверхностная шероховатость, поверхностная пористость, поверхностная трещиноватость, наличие масляных пятен, околы ребер и граней изделия. Рекомендованы количественные оценки критериев качества. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.327.661.2

Орловский Ю. И. Бетоны и изделия на основе серосодержащих отходов // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 24—26

Описаны составы серосодержащих отходов, пригодных для изготовления серных бетонов и изделий на их основе. Приведены результаты испытаний серных мастик и бетонов, методика корректирования составов, технология изготовления и экономическая эффективность изделий на основе серосодержащих отходов. — Ил. 3, табл. 2. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.327.666.973.2:662.613.11

Шлакозобетон литой консистенции для несущих конструкций вертикально-кассового формирования / С. И. Павленко, Т. Е. Левакова, В. Н. Солиенко и др. // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 26—28

Изложены результаты исследований и производственных испытаний несущих конструкций крупнопанельного домостроения из бетонов на основе шлака и золы ТЭС литой консистенции. Установлено соответствие разработанных шлакозобетонных смесей требованиям СНиПа. — Ил. 1, табл. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 69.022.326:620.197

Подвальный А. М. Защита от коррозии гибких связей трехслойных панелей // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 28—29

Рассматривается проблема защиты от коррозии гибких связей трехслойных железобетонных панелей с эффективным утеплителем. Предлагается установка для подготовки поверхности и нанесения металлических покрытий на заготовку гибких связей. Установка обеспечивает получение покрытий высокого качества, экономична и высокопроизводительна. Имеется промышленный опыт внедрения. Приводится также информация об установке для изготовления гибких связей. Ил. 1. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.012.35(430.1)

Гончаренко Д. Ф. Строительство из сборного железобетона в ФРГ // Бетон и железобетон. — 1990. — № 1. — С. 30—31

Приведены области наиболее широкого применения сборных железобетонных конструкций. Показаны преимущества строительства из таких конструкций. Рассмотрены конструктивные решения здания стоянки легковых автомобилей. — Ил. 3.

CONTENTS

Rogatin Yu. A., Pholomeev A. A. On lowering of energy consumption of construction
 Tsejlin A. A., Guzevilch L. D. Vault from warmed panels-shells
 Vajsman E. L., Dronov Yu. P., Sivtchuk N. A. Inter-season deformations of external joints of large-panel buildings
 Gabrusenko V. V., Butvilovskij I. I., Yakushin V. A. Covering beams with bay of 12 m with composed cables-bars reinforcement
 Kadzhaja D. I., Zhvanija G. A. New precast large-bay plane slabs for inter-story overlappings
 Volkov V. A., Gotlib M. A., Pashkov V. N., Toloraja D. Ph., Ratnikov I. A., Sokolov A. V., Olefirenko L. G. Automated section for reception, storage and preparation of aqueous solutions of superplastifiers
 Sasonko L. V., Shprits E. S., Gontcharov V. B., Bedov A. I., Gorbatov S. V. Lightened structures of coverings for agricultural buildings
 Klimov Yu. A. Internal stresses in oblique section when making calculation of strength of reinforced concrete elements
 Skorobogatov S. M., Voronin B. V. Rational distribution of reinfor cement in continuous monolith overlappings with profiled floor
 Vasiljev A. P., Gorshkova V. M., Lazovskij D. N. Work of profiled floor in oblique section of monolith slabs of overlappings under heavy loads
 Braïlovskij M. I., Sharstuk V. I. On quality of reinforced concrete structures for machine-building
 Orlovskij Yu. I. Concretes and articles on the base of sulphur containing wastes
 Pavlenko S. I., Levankova T. E., Solienko V. N., Kustov M. E., Galkina L. A. Slag-ash concrete of cast consistency for bearing structures of vertical moulding of cassettes
 Podvalnyj A. M. Anti-corrosion protection of flexible couplings of three-layer panels

CONTENU

Rogatine Yu. A., Pholomeev A. A. Sur l'abaissement de la capacité d'absorption de l'énergie dans la construction
 Tsejline A. A., Gouzevilch L. D. La voûte en panneaux-enveloppes protégés contre le froid
 Vajsman E. L., Dronov Yu. P., Sivtchouk N. A. Les déformations inter-saisonnières des joints externes des bâtiments en gros panneaux
 Gabroussenko V. V., Boutvilovsky I. I., Yakouchine V. A. Les poutres de revêtements avec une travée de 12 m avec un renforcement mélangé par cables-barres
 Kadzhaja D. I., Zhvanija G. A. Les nouvelles dalles plates préfabriquées à grandes travées pour les recouvrements intérieurs
 Volkov V. A., Gotlib M. A., Pachkov V. N., Toloraja D. Ph., Ratnikov I. A., Sokolov A. V., Olefirenko L. G. Les sections automatisées pour la réception, le stockage et la préparation des solutions aqueuses des superplastifiants
 Sasonko L. V., Chprits E. S., Gontcharov V. B., Bedov A. I., Gorbatov S. V. Les structures allégées des recouvrements pour les bâtiments agricoles
 Klimov Yu. A. Les efforts internes en section oblique au calcul de la résistance des éléments en béton armé
 Skorobogatov S. M., Voronine B. V. La distribution rationnelle des armatures dans les recouvrements monolithes continus avec un platelage profilé
 Vassiljev A. P., Gorchkova V. M., Lazovskij D. N. Le service du platelage profilé en section oblique des dalles de planchers sous les charges lourds
 Braïlovskij M. I., Charstouk V. I. Sur la qualité des structures en béton armé pour la construction mécanique
 Orlovskij Yu. I. Les bétons et les produits sur la base des déchets contenant le soufre
 Pavlenko S. I., Levankova T. E., Solienko V. N., Koustov M. E., Galkina L. A. Le laitier-cendre-béton de la consistance moulée pour les structures portantes du moulage vertical des cassettes
 Podvalnyj A. M. La protection contre la corrosion des liaisons flexibles des panneaux à trois couches

INHALTSVERZEICHNIS

Rogatin Ju. A., Folomejev A. A. Senkung des Energieaufwandes im Bauwesen
 Zejlin A. A., Gusevitsch L. D. Gewölbe aus Schalenplatten mit Wärmedämmschichten
 Waisman E. L., Dronow Ju. P., Sivt-schuck N. A. Zwischensaisondeformationen von Aussenstößen in Grossplattengebäuden
 Gabrussenko W. W., Butwilowskij I. I., Jakuschin W. A. Dachbalken mit Feld von 12 m und mit gemischter Seilstab-bewehrung
 Kadzhaja D. I., Shwanija G. Neue weit-gespannte ebene Fertigteilplatten für Zwischendecken
 Wolkow W. A., Gotlib M. A., Paschkow W. N., Toloraja D. F., Ratnikow I. A., Sokolow A. W., Olefirenko L. G. Automatisierte Abteilung für Abnahme, Lagerung und Aufbereitung von wässe-rigen Lösungen für Superplastifikatoren
 Sassonko L. W., Spriz Je. S., Gontscharow W. B., Bedow A. I., Gorbatow S. W. Leichtdachkonstruktionen für Landwirtschaftsgebäude
 Klimow Ju. A. Innere Kräfte im geneigten Querschnitt bei Festigkeitsbe-rechnung von Stahlbetonbauelementen
 Skorobogatow S. M., Woronin B. W. Rationelle Verteilung der Bewehrung in monolithischen Durchlaufdecken mit profiliertem Belagplatte
 Wassiljev A. P., Gorschkowa W. M., Lasowskij D. N. Verhalten der Profil-deckplatte im geneigten Querschnitt von monolithischen Deckenplatten unter Schwerbelastungen
 Braïlovskij M. I., Scharstuck W. I. Qualität von Stahlbetonkonstruktionen für Maschinenbau
 Orlovskij Ju. I. Betone und Erzeug-nisse unter Anwendung von schwefelhal-tigen Abfällen
 Pawlenko S. I., Lewankowa T. Je., Soli-lijenko W. N., Kustow M. Je., Galkina L. A. Schlackenaschenbeton von flüssi-ger Steife für Tragkonstruktionen mit vertikaler Batterieformgebung
 Podvalnyj A. M. Korrosionsschutz von biegsamen Verbindungen in dreischich-tigen Platten

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

Технический редактор Е. Л. Сангурова

Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 13.11.89.
Печать высокая.

Подписано в печать 15.12.89.
Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 4,0
Тираж 13306 экз.

Т-20004.
Усл. кр.-отт. 4,75.
Заказ 429.

Формат 60×90¹/₈.
Уч.-изд. л. 5,57.
Цена 60 коп.

Адрес редакции:
Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Каляевская, 23 а
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Подольский филиал производственного объединения «Периодика»
Государственного комитета СССР по печати
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

АССОЦИАЦИЯ

Предприятий и организаций по созданию и реализации автоматизированных технологий в строительстве

«СТРОЙТЕХИНФОРМАТИКА»

объединяет производителей и потребителей по созданию и реализации информационных технологий управлений, автоматизированных технологических процессов, направленных на совершенствование капитального строительства и сокращения сроков инвестиционного цикла

Членами Ассоциации являются государственные предприятия и организации, их объединения, кооперативы, совместные предприятия и инофирмы.

ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ АССОЦИАЦИИ:

- создание информационных технологий проектирования и управления строительством
- создание автоматизированных технологий в строительстве и стройиндустрии
- организация специализированных производств по изготовлению на индустриальной основе программно-технических и автоматизированных технологических комплексов (ПТК и АТК) и их поставкам строительным и проектным организациям
- осуществление коммерческой и посреднической деятельности на советском и зарубежном рынках по реализации новых информационных технологий и автоматизированных технологических процессов в строительстве и стройиндустрии.

Ассоциация «Стройтехинформатика» — это надежный партнер в решении Ваших проблем в области информационной технологии управления строительством. Для изготовления и последующей реализации продукции членами Ассоциации созданы сообщества предприятий, которые за счет своих паевых взносов организуют производства по изготовлению на индустриальной основе ПТК и АТК.

Участие ведущих фирм и совместных предприятий — членов Ассоциации в создании производств обеспечивает высокий уровень технологии выпускаемой продукции. Продукция Ассоциации дает возможность членам Ассоциации, а также организациям, которые приобрели эту продукцию, выйти на мировой уровень проектирования, управления производством и автоматизации технологических процессов в строительстве.

АССОЦИАЦИЯ В 1989—1990 ГГ. ПРОИЗВОДИТ И РЕАЛИЗУЕТ СЛЕДУЮЩУЮ ПРОДУКЦИЮ:

- по новой информационной технологии управления строительством — комплект методических материалов «Методология»
- программно-технические комплексы в виде автоматизированных технологических линий «Проект», «План», «Комплект», «Учет»
- автоматизированные технологические комплексы по управлению бетоносмесительными узлами — «Бетон» и тепловлажностной обработкой изготовления ЖБИ — «ТВО».

ПРОГРАММНО-ТЕХНИЧЕСКИЕ И АВТОМАТИЗИРОВАННЫЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ КОМПЛЕКСЫ ЭТО:

- высокий уровень автоматизации всех инженерно-технических и управленческих процедур и технологических процессов
- принципиально новая технология проектирования, планирования, управления строительством, учета и отчетности

- новейшие персональные компьютеры отечественного и иностранного производства, объединенные в локальные сети обработки данных
- высокопроизводительные устройства ввода — вывода алфавитно-цифровой и графической информации (плоттеры, дегитайзеры, скапперы, принтеры)
- современные пакеты прикладных программ, являющиеся мировыми стандартами в области автоматизированного проектирования и обработки экономической информации.

ВЫ ПРИОБРЕТАЕТЕ ПРОДУКЦИЮ АССОЦИАЦИИ «СТРОЙТЕХИНФОРМАТИКА», КОТОРАЯ НАХОДИТСЯ В АВАНГАРДЕ РЫНКА ИНФОРМАТИКИ, И СТАНОВИТЕСЬ ОБЛАДАТЕЛЕМ ЦЕННОГО ОПЫТА АССОЦИАЦИИ, КОТОРЫЙ ВСЕГДА К УСЛУГАМ НАШИХ ЗАКАЗЧИКОВ.

СПЕЦИАЛИСТЫ АССОЦИАЦИИ:

- подберут оптимальный для Вашей организации состав технических средств и осуществят их установки и наладку
- привяжут с минимальными затратами к условиям производства программные средства, нормативную базу и эксплуатационную документацию
- обучат в кратчайшие сроки Ваших специалистов профессиональной работе на ПТК и АТК и сдадут ПТК и АТК «под ключ».

ВЫ ПРИОБРЕТАЕТЕ НАШЕ НАСТОЯЩЕЕ, И МЫ ВМЕСТЕ С ВАМИ БУДЕМ УСТРЕМЛЕННЫ В БУДУЩЕЕ. ДЛЯ ЭТОГО ВСТУПАЙТЕ В АССОЦИАЦИЮ «СТРОЙТЕХИНФОРМАТИКА».

Для вступления в члены Ассоциации необходимо подать заявление в Правление Ассоциации и перечислить на ее расчетный счет членские взносы в размере 6 тыс. рублей.

Приняв решение, Вы становитесь обладателем «Ноу-Хау» и знаний в области новейших информационных технологий управления, автоматизированных технологических процессов стройиндустрии и получаете возможность воспользоваться опытом высококвалифицированных специалистов Ассоциации «Стройтехинформатика». Все это гарантирует отличные результаты в решении Ваших проблем.

Вы получаете право:

- участвовать в управлении деятельностью, а также в разработке продукции в порядке, предусмотренном Уставом
- пользоваться услугами постоянно действующего консультационно-методического центра Ассоциации и участвовать в семинарах, симпозиумах и конференциях, проводимых Ассоциацией
- получения комплекта методических материалов по внедрению разработок Ассоциации
- первоочередного применения научно-технических разработок, продукции Ассоциации в интересах развития Вашей организации
- пользоваться информацией по всем вопросам деятельности Ассоциации, иметь доступ к банку знаний, «Ноу-Хау», а также к коммерческой информации о советском и зарубежном рынках по информационным технологиям управления
- приобретения акций, сертификатов, пользования кратко- и долгосрочными кредитами через коммерческий банк Ассоциации.

Вступив в сообщество предприятий по созданию и производству ПТК и АТК, Вы будете получать доход от прибыли пропорционально паевым взносам, размер которых определяется договорами.

Вступив в Ассоциацию «Стройтехинформатика» с его возможностями и преимуществом, Вы становитесь в ряд передовых конкурентоспособных строительных фирм с мировым уровнем организации производства.

АССОЦИАЦИЯ «СТРОЙТЕХИНФОРМАТИКА»

Адрес: СССР, 103031,
г. Москва,
3-й Неглинный пер., 5

Телефоны: 200-43-07
200-61-41

Телекс: 112032 Группа

Расчетный счет: 608856, Дзержинское
отделение жилсоцбанка
Москвы, код МФО 20163