

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

## СОДЕРЖАНИЕ

### КОНСТРУКЦИИ

*КВАСНИКОВ А.А., СЕМЧЕНКОВ А.С., МАКАРЕНКО С.К.*  
Анализ экспериментально-теоретических исследований на сдвиг сопряжений сборных перекрытий ..... 2

### АРМАТУРА

*МАДАТЯН С.А., ПАДИН О.И., ГИНИЯТУЛИНА Г.Н.* Результаты сертификационных испытаний импортного арматурного проката класса А500С ..... 7

### БЕТОНЫ

*ТОТУРБИЕВ Б.Д., ТОТУРБИЕВ А.Б.* Вяжущие из обожженных глинистых сланцев ..... 12

*ДВОРКИН Л.И., ДВОРКИН О.Л.* О физической сущности правила водоцементного отношения ..... 15

### СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

*ЛАМЕРДОНОВ З.Г., МИСХОЖЕВ З.В.* Переносные установки для прогрева бетона, укладываемого в зимнее время ..... 17

### В ПОМОЩЬ ЗАВОДСКИМ И СТРОИТЕЛЬНЫМ ЛАБОРАТОРИЯМ

*КРУЦИЛЯК М.М., КРУЦИЛЯК Ю.М., ВАРЛАМОВ А.А.*  
Способ определения характеристики трещиностойкости бетона ..... 20

### БИБЛИОГРАФИЯ

Основы бетоноведения ..... 22

### АВАРИИ, ТЕХНОГЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КАТАСТРОФЫ

*СКОРОБОГАТОВ С.М.* Классификация техногенных катастроф по степени предсказуемости для железобетонных сооружений и конструкций ..... 22

### ТЕОРИЯ

*МИРСАЯПОВ Ил.Т.* Усталостное сопротивление изгибаемых элементов действию поперечных сил при малых пролетах среза ..... 27

А.А. КВАСНИКОВ, инж., А.С. СЕМЧЕНКОВ, д-р техн.наук (НИИЖБ);  
С.К. МАКАРЕНКО, канд. техн.наук (КиевЗНИИЭП)

### АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ НА СДВИГ СОПРЯЖЕНИЙ СБОРНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Сборный диск перекрытия связевого каркаса, состоящий из плит и ригелей, представляет собой наиболее материалоемкий элемент, на который приходится до 50% бетона и стали, идущих на здание. Пространственная жесткость сборного диска обеспечивается за счет сварки закладных деталей и омоноличивания шпоночных сопряжений между элементами диска. Сопряжения препятствуют взаимным смещениям соседних элементов диска и заставляют их деформироваться совместно, превращая в пространственный диск перекрытия.

В строительной практике за рубежом широко использовались плиты перекрытия типа 2Т. В нашей стране такие плиты первоначально пытались применять в покрытиях одноэтажных промышленных зданий. Однако распространения они не получили из-за малого расстояния между ребрами (1,5 м), что вызывало дополнительные усилия в верхнем поясе стропильных ферм, а также из-за неуверенности проектировщиков в надежности сопряжений между консольными свесами плит при горизонтальных крановых нагрузках [1]. В свое время плиты 2Т были включены в состав всесоюзной серии 1.020-1/88 межвидового применения и Московского каркаса ТК1-2, том 1; при этом толщина полок вдоль межплитных швов была увеличена с 3 до 5...6 см, что повысило надежность этих сопряжений [2].

Основной недостаток дисков из плит 2Т в составе связевых каркасов заключается в большом количестве конструктивных закладных деталей, устанавливаемых без расчета между плитами и ригелями. Отсутствие экспериментальных данных до сих пор не позволяло выявить действительную картину напряженно-деформированного состояния дисков перекрытия и их сопряжений, установить имеющиеся резервы прочности и жесткости и уточнить методы расчета.

В данной работе приведены результаты испытаний на сдвиг комплексных сопряжений между консольными свесами плит 2Т и Т, а также сопряжений с прерывистыми шпонками.

Опытные образцы комплексных сопряжений собирали из трех армированных проволочными сетками плит из бетона прочностью 50 МПа, толщиной 50 мм. В испытаниях ставилась задача исследовать влияние конструктивных связей и ширины шва ( $\delta_{ш}$ ) в сопряжении на его прочность и деформативность при сдвиге в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Для обо-

их видов испытаний было изготовлено по две серии из трех образцов в каждой. Ширина швов  $\delta$  в 1-й серии была 20, во 2-й – 40 мм. В образцах № 1 плиты соединялись приваркой металлических пластин размером 100x90x5 мм к закладным деталям в виде уголков (рис.1); в образцах № 2 – дополнительно омоноличивали мелкозернистым бетоном прочностью 7,5 МПа шпонки размером 150x50x20 мм, а в образцах № 3 – еще и швы по всей длине.

В принятой маркировке образцов СТ-3в-20, СТ-3г-20 первая цифра "3" указывает номер образца в серии, буквы "в" и "г" – вид нагрузки (вертикальная и горизонтальная), а последние две цифры означают ширину швов в мм. Деформации сдвига измерялись индикаторами часового типа, которые устанавливались по две штуки вдоль сопряжения (рис.1, а, в).

Комплексные сопряжения испытывались на сдвиг в плоскости диска на прессе при вертикальном положении образцов. Нагрузка от домкрата прикладывалась к верху средней плиты через катки, установленные возле швов, опорные катки ставили снизу в крайних плитах возле швов (рис.1, в). Нагрузки на домкрат увеличивали, и измеряли соответствующие им деформации (рис.2), поэтому удалось получить лишь восходящие участки диаграмм. В результате усреднения показаний четырех индикаторов получены диаграммы, имеющие упруго-пластический характер. Разрушение образцов происходило при достижении максимальной нагрузки  $\hat{S}$  и росте пластических деформаций более 3...5 мм, замерить которые ввиду несовершенства нагружающего и измеряющего оборудования не удалось (рис.2, а, б).

Первые трещины в образцах № 1, объединенных накладками, возникали у нижних закладных деталей при нагрузках 0,5...0,8 разрушающей  $\hat{S}$ . При нагрузках 0,85...0,9 $\hat{S}$  деформации начинали интенсивно нарастать, ширина каждой из трещин превышала 1,5...2 мм, и при дальнейшем загрузении бетон возле закладных деталей разрушался (рис.1, д) при нагрузках 160 и 140 кН соответственно в образце с  $\delta = 20$  мм и 40 мм.

В образцах № 2 и № 3 первые трещины появились по линии контакта бетона шпонок и плит при нагрузке около 0,35 $\hat{S}$ . Далее в образцах № 2 при нагрузке 0,8 $\hat{S}$  образовались трещины в бетоне плит возле закладных деталей. Сопряжения разрушались в результате одновременного раскалывания шпонок по сжатым полосам выкалывания бетона плит закладных деталей и продергивания их анкеров из-за малой толщины полок при нагрузках 185 и 165 кН,

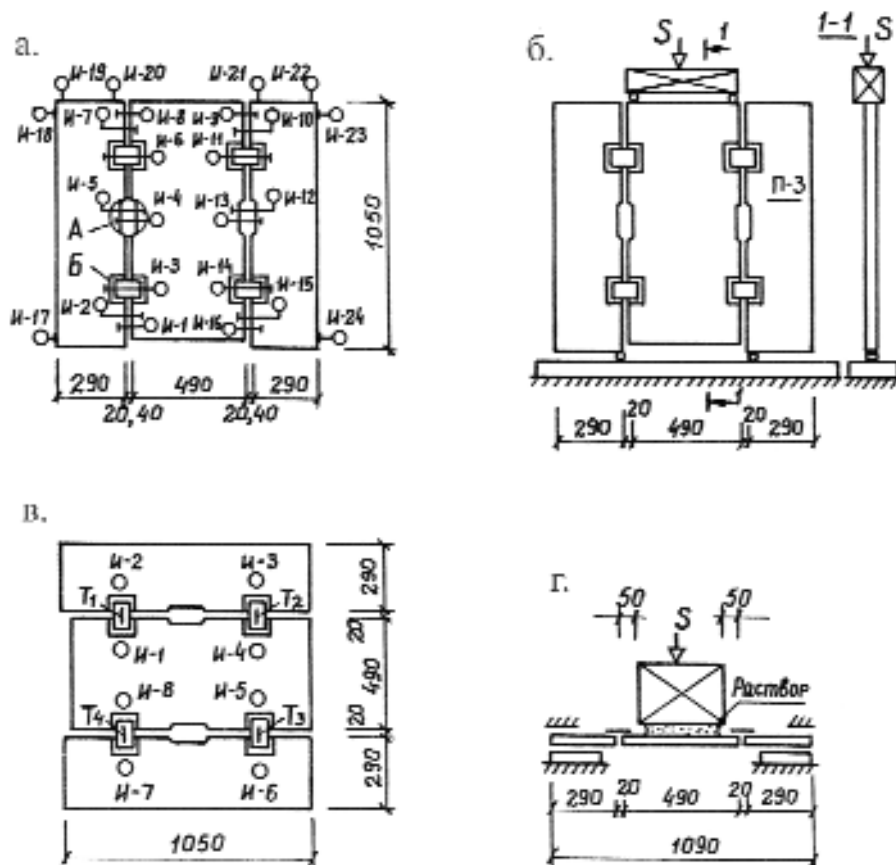


Рис. 1. Испытание на сдвиг образцов комплексных сопряжений полок плит 2Т

а, б – схемы расстановки приборов и испытания на сдвиг образцов СТ...Г в плоскости диска; в, г – то же, но для образцов СТ...В из плоскости диска; д – схема трещин в образцах СТ...Г

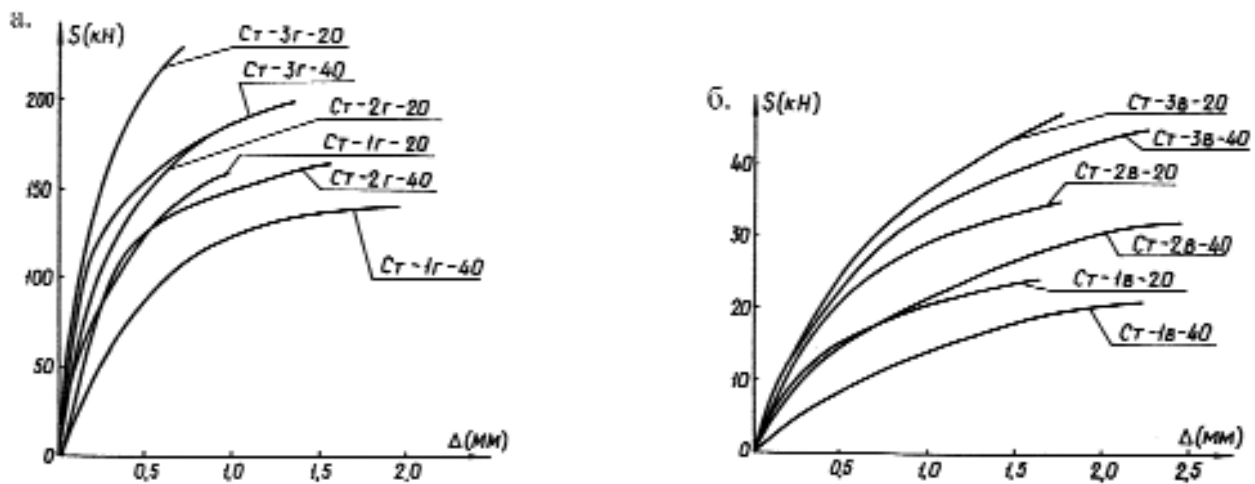


Рис. 2. Диаграммы деформирования комплексных сопряжений при действии горизонтальной (а) и вертикальной (б) нагрузок

соответственно, при  $\delta = 20$  мм и 40 мм. Трещины в омоноличенных швах образцов № 3 появлялись при нагрузках  $0,4...0,6\hat{S}$ , а при нагрузках  $0,75...0,85\hat{S}$  – в плитах. Разрушение образцов сопровождалось одновременным сколом шпонок по сжатой диагонали, смятием и сдвигом бетона шва, а также разрывом бетона плит у закладных деталей и происходило при нагрузках 230 и 200 кН соответственно, при  $\delta = 20$  мм и 40 мм. (рис.1, д, 2, а).

Таким образом, увеличение вдвое толщины шва снизило прочность всех трех видов образцов всего на 11...13%; это неопасно и может не учитываться в расчетах. При обеих толщинах швов омоноличивание шпонок повысило прочность сопряжений на 16...18%, а омоноличивание шпонок и швов – на 43...44%. Поскольку в типовых плитах закладные детали в консолях полков устанавливаются с интервалом 1,5 м, прочность сопряжений при длине 12 м,  $\delta = 40$  мм и даже

при отсутствии омоноличивания составляет 315 кН, что значительно больше допустимого сдвигающего усилия в плоскости диска, равного 80 кН.

При сдвиге швов на 0,5 мм дополнительные связи в них больше увеличивают жесткость в сопряжениях с более широкими швами. Увеличение в два раза ширины швов снижает жесткость сопряжения в среднем на 25% (19...33%). При наличии только закладных деталей жесткость сопряжения на два порядка ниже жесткости на сдвиг полки плиты из бетона класса В20. Поэтому, как показали испытания фрагментов дисков перекрытия, омоноличивание сопряжений первого типа желательнее, так как в этом случае сборный настил работает, как цельная балка, и взаимного сдвига плит вдоль сопряжений не происходит. Поэтому дополнительная монолитная стяжка под полы толщиной 6 см по поверхности настила из плит 2Т не оказывает влияния на работу диска перекрытия в своей плоскости [2] и, следовательно, не нужна.

Комплексные сопряжения на сдвиг в вертикальной плоскости испытывали в специальном стенде, располагая опытные образцы горизонтально. Крайние плиты заземлялись с помощью траверс и тяг, крепящихся в силовом полу. Вертикальная нагрузка от домкрата передавалась на среднюю плиту сверху через жесткий штамп (рис.1, *з*). Диаграммы деформаций стыков имеют упруго-пластический характер. Наибольшие замеренные при испытаниях деформации сдвига во всех сопряжениях превышали 2 мм (рис.2, *б*). Прочность сопряжений, объединенных только закладными деталями, составила 23 и 20 кН, а жесткость при сдвиге  $\Delta = 1$  мм – 20,7 и 13,8 кН/мм, соответственно при  $\delta = 20$  мм и 40 мм (рис.2, *б*).

Образцы разрушались по бетону шпонок, швов и плит возле закладных деталей (рис.1, *д*). Омоноличивание шпонок и целиком сопряжений привело к увеличению прочности сопряжений соответственно в 1,52...1,55 и 2,09...2,20 раза, а жесткости – в 1,44...1,82 и 1,77...2,43 раза, причем меньшие значения относятся к образцам со швами шириной 20 мм. Следовательно, более чувствительными к заделке сопряжений оказались более широкие швы. Увеличение ширины швов снизило прочность на 8...13%, а жесткость – на 8...33% (меньшие значения относятся к неомоноличенным, а большие – к полностью омоноличенным сопряжениям). Значения разрушающих нагрузок сопряжений в вертикальной плоскости оказались в 5...8 раз, а жесткостей – в 4,7...6,2 раза ниже, чем в горизонтальной (рис.2, *а, б*).

Образцы СТ-1г-0 и СТ-1в-0 были испытаны при нулевом зазоре в швах. В результате прочность сопряжений увеличилась и составила соответственно 219 и 38 кН. При испытании в вертикальной плоскости произошло зажатие швов от изгиба средней плиты, в них возникло обжатие от моментной пары, и образец стал работать аналогично испытанию омоноличенными сопряжениями.

Следует отметить, что закладные детали в сопряжениях плит типа Т и 2Т, учитывая их большое ко-

личество, достаточно материалоемкие – на них приходится 5...20% всего расхода стали на плиту. Поэтому, стремясь сократить их количество, необходимо также вести поиск облегченных конструктивных решений. В связи с этим были проведены испытания двух усовершенствованных конструкций стыков на аналогичных образцах без омоноличивания сопряжений. Ширина швов в образцах была равна 10 мм.

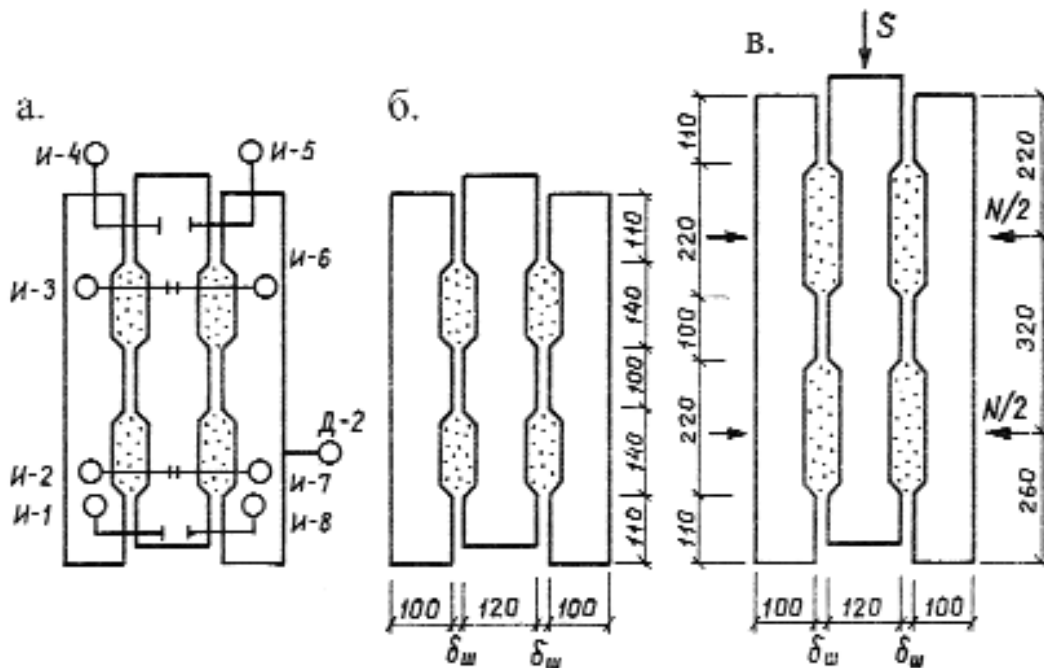
В отличие от типовых деталей, в новых вместо уголка применена накладная пластина, которая анкеруется в полке в одном случае гнутой П-образной шпилькой, привариваемой ручной дуговой сваркой, а в другом – укороченными стержнями, привариваемыми автоматической сваркой и имеющими высаженные головки по концам. Между собой закладные детали соединяются с помощью пластин или арматурными коротышами. Оба новых стыка по расходу стали на 17 и 40% экономичнее типовых. Прочность образцов в горизонтальной плоскости составила 246 и 216 кН, т. е. близка к типовым сопряжениям с омоноличенными швами, но их жесткость (162 и 130 кН/мм) значительно ниже, чем даже в типовых сопряжениях с неомоноличенными швами, что объясняется их конструктивными особенностями. В вертикальной плоскости прочность сопряжений составила 40,5 и 35,8 кН.

Теоретически затруднительно определить гарантированную границу между шпонками смятия, разрушающимися пластически при больших деформациях, и шпонками среза, разрушающимися хрупко. Поэтому цель данных испытаний шпоночных сопряжений заключалась в определении размеров шпонок, исключающих их хрупкое разрушение при различной толщине шва и величине бокового обжатия.

Образцы состояли из трех призм с двумя шпонками в каждом шве (рис.3). Шпонки омоноличивали мелкозернистым бетоном прочностью 7,5 МПа. Испытания проводились в прессе, нагрузка прикладывалась к средней призме, а крайние упирались в нижнюю плиту прессы через катки, устанавливаемые по граням швов, чтобы максимально приблизиться к сдвиговой схеме. Для объединения призм использовали рамки, которые с помощью болтов создавали также боковое обжатие, замеряемое динамометрами сжатия (рис.3, *з*).

Призмы образцов формовали в деревянной опалубке из бетона прочностью 40 МПа и армировали сетками из проволоки класса Вр-1. Были изготовлены два вида образцов (рис.3, *б, в*) с различной высотой шпонок (140 и 220 см), условно маркированные, соответственно, СТП (стыки межплитные) и СТР (стыки между ригелями и плитами).

Глубина шпонок во всех образцах была 20 мм, а длина равнялась толщине призм – 100 мм. Для обоих видов шпоночных сопряжений было изготовлено по три серии образцов, отличавшихся толщиной швов. Для первого вида сопряжений ширина швов составила 0,20 и 40 мм. Во втором виде сопряжений – соответственно 0,10 и 20 мм. Каждая серия содержала по



**Рис.3. Испытание на сдвиг образцов шпоночных сопряжений**

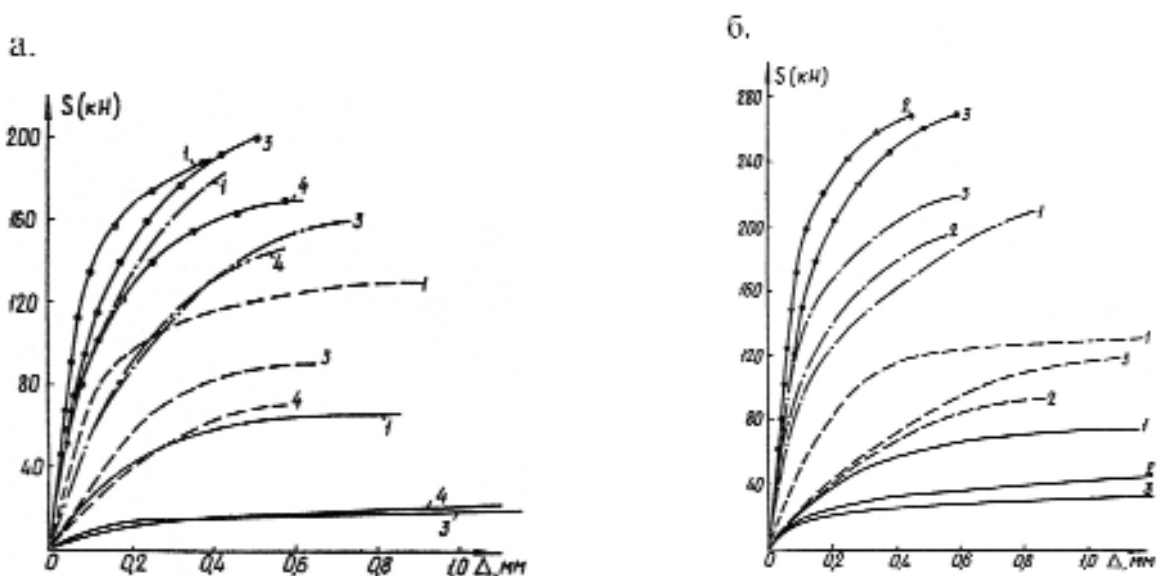
*а – схема расстановки приборов; б, в – конструкция образцов СТП и СТР; г – схема испытания; д – схемы трещин в образцах*

четыре образца, отличающихся величиной бокового обжатия швов, одинаковой для обоих видов образцов и равной 0, 10, 50 и 100 кН.

В полной маркировке образцов – СТП-2-20-1 – первая цифра обозначает порядковый номер образца в серии, вторая – ширину швов в мм, а третья – усилие обжатия в тс.

Первыми во всех образцах марок СТП и СТР открывались трещины по линии контакта нижних шпонок при нагрузке 0,33...0,6 от разрушающей, причем меньшая нагрузка относится к образцам без бокового обжатия, а большая – с обжатием 100 кН. В верхних шпонках контактные трещины открывались на 1...2 ступени позже. Ширина швов практически не повлияла на относительную величину нагрузки, выз-

вавшей образование трещин. Деформации сдвига швов до разрушающей величины 0,35...0,4 были близки к линейной, а при увеличении нагрузки начинали интенсивно нарастать неупругие деформации (рис.4, а, б). Максимальные деформации сдвига в момент перед разрушением образцов замерить не удавалось из-за их интенсивного нарастания под нагрузкой. Поэтому на диаграммах показаны значения лишь начальных деформаций на последнем этапе, которые составляли в среднем 1...2 мм в необжатых швах и 0,5 мм в обжатых. Раскрытие швов в необжатых образцах достигало перед разрушением 2 мм при  $\delta = 0$  мм и 4 мм при раздвинутых швах. В обжатых образцах поперечные деформации швов не достигали 0,5 мм.

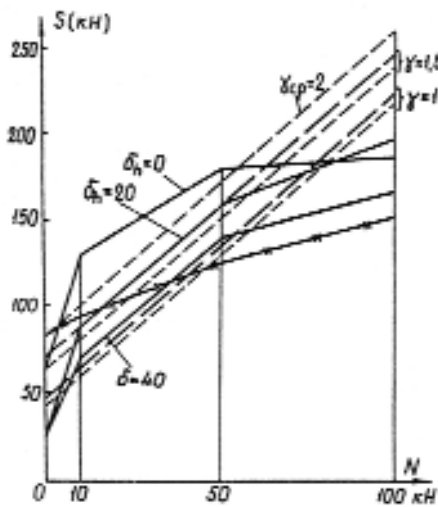


**Рис. 4. Диаграммы деформирования шпоночных сопряжений СТП (а) и СТР (б)**

—  $N = 0$ ; - -  $N = 10$  кН; - · -  $N = 50$  кН; - · -  $N = 100$  кН

1 -  $\delta_{ш} = 0$ ; 2 -  $\delta_{ш} = 10$  мм; 3 -  $\delta_{ш} = 20$  мм; 4 -  $\delta_{ш} = 40$  мм

а.



б.

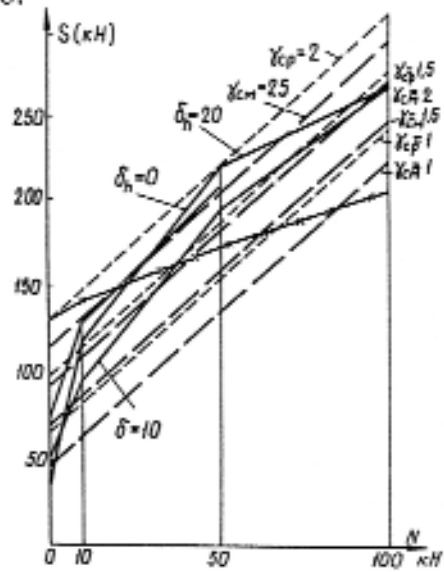


Рис.5. Графики прочности шпоночных сопряжений при боковом обжатии

Прочность сопряжений в значительной степени зависела от величины бокового обжатия и ширины шва. Разрушение обоих видов образцов с раздвинутыми на 20...40 мм швами при отсутствии обжатия происходило при низких значениях нагрузки в результате местного смятия сжатых углов шпонок и раздвижки образцов. При этом бетон шпонок был цел, и в нем даже отсутствовали трещины. Все остальные образцы разрушились в результате раскалывания бетона шпонок трещинами, идущими вдоль сжатых полос (рис.3, д). При этом в образцах СТР с более высокими шпонками сжатые полосы шпонок в углах были обмяты, и трещины среза появлялись при разрушении фрагмента и больших деформациях сдвига, замерить которые не удалось.

Из графиков прочности сопряжений (рис.5), построенных по результатам испытаний, видно, что влияние бокового обжатия на прочность сопряжения зависит от ряда факторов: при увеличении обжатия снижается его влияние и влияние ширины шва; обжатие оказывает более существенное влияние в образцах с высокой шпонкой. Следует отметить заметный разброс опытных значений прочности сопряжений.

Теоретические кривые прочности сопряжений (рис.5, а, б) построены по формулам (1), (2), аналогичным формуле Кулона

$$\hat{S}_{см} = n\gamma_{см}\hat{R}_b A_{см} + fN; \quad (1)$$

$$S_{ср} = n\gamma_{ср}\bar{R}_{bt}A_{ср} + fN, \quad (2)$$

где  $\gamma_{см}$ ,  $\gamma_{ср}$  – коэффициенты, принимаемые в нормативных документах равными соответственно 1 и 2;  $A_{см}$ ,  $A_{ср}$  – площадки смятия и среза шпонок;  $n$  – число шпонок в двух сопряжениях;  $f$  – коэффициент трения бетона по бетону.

В формулах (1), (2) разные авторы используют различные значения коэффициента  $\gamma_{ср}$ , принимая его равным 1,5 [3] и  $\pi/2$  [4], а  $\gamma_{см} = 1,5$  [3].

На рис.5 приведены также кривые, построенные по формуле

$$\hat{S}_{ср} = n\gamma_{ср}\hat{R}_{bt}\sqrt{1 + \frac{N}{A_{ср}R_{bt}}}, \quad (3)$$

полученной на основе теории Друккера при  $\gamma_{ср} = 2$ . Из сравнения теоретических кривых следует: формула (3) имеет худшую сходимость с экспериментом, чем формулы (1) и (2); увеличение толщины швов заметно снижает прочность образцов СРТ и слабо влияет на прочность образцов СТР с более высокой шпонкой; криволинейность графиков указывает на снижение величины коэффициента трения при больших значениях обжатия шпонок; при коэффициенте  $\gamma_{ср} = 2$ , как правило, имеет место завышение теоретического значения прочности, что указывает на разрушение шпонок от смятия.

На основании анализа результатов испытаний рекомендуется при расчете шпонок по формулам (1) и (2) по 1-й группе предельных состояний принимать  $\gamma_{ср} = 1,5$ ,  $\gamma_{см} = 1$ , а по 2-й группе –  $\gamma_{ср} = 2$ ,  $\gamma_{см} = 1,5$ . Отношение размеров  $h_n/\delta_n$  шпонок следует принимать не менее 7, чтобы исключить хрупкое разрушение шпоночных сопряжений от среза.

### Библиографический список

1. Пигулевский В.Г. О недостатках покрытий производственных зданий с применением двухконсольных плит // Промышленное строительство. - 1962. - № 1.
2. Семченков А.С., Десятник Е.И., Кутовой А.Ф., Макаренко С.К. и др. Испытание дисков перекрытий из панелей 2Т // Бетон и железобетон. - 1985. - № 2. - С.7-9.
3. Лишак В.И. Прочность и жесткость стыковых соединений панельных конструкций. - М.: Стройиздат, 1980. - 192 с.
4. Кваша В.Г., Ковалев П.Н. Исследование шпоночных соединений плоских плит // Бетон и железобетон. - 1987. - №2. - С.36-39.

## АРМАТУРА

С.А.МАДАТЯН, д-р техн.наук, проф., О.И. ПАДИН, Г.Н. ГИНИЯТУЛИНА, инженеры (НИИЖБ)

### РЕЗУЛЬТАТЫ СЕРТИФИКАЦИОННЫХ ИСПЫТАНИЙ ИМПОРТНОГО АРМАТУРНОГО ПРОКАТА КЛАССА А500С

Анализ развития строительства и производства бетона и железобетона в России и в мире с 1998 г. до 2006 г. и перспектив до 2015 г. [1-3] показывает, что в период с 2006 по 2015 гг. можно ожидать ежегодного увеличения потребности в арматурной стали для железобетонных конструкций в России на 10-15% (табл.1).

В 2006 г. производство арматурной стали периодического профиля в целом по России (см.табл.1) увеличилось, по сравнению с 2005 г., на 24%. В 2007 г. годовая потребность в арматурной стали всех видов, по сравнению с 2006 г. и в том числе на арматуру периодического профиля классов А500С и А400, увеличится на 10-11% и составит 6550 тыс.т. (см.табл.1). В 2010 и 2015 гг. общий объем применяемой арматурной стали ожидается соответственно в количестве 8,39 и 10,35 млн.т.

Для удовлетворения растущей потребности строительства в арматурной стали планируется введе-

ние в строй новых мощностей и увеличение производства арматурной стали периодического профиля в 2008-2015 гг. ежегодно также на 10-11%.

Однако даже при таких благоприятных обстоятельствах в стране сохраняется значительный дефицит арматурной стали, который традиционно компенсируется импортными поставками из Белоруссии, Украины, Молдавии, Латвии, а в последнее время из Турции, Польши, Китая и даже из Египта.

По нашим расчетам (см.табл.1), потребность в импортной арматуре класса А500С в 2007 г. составит 772 тыс.т. Фактические данные свидетельствуют о том, что уже в 1 полугодии 2007 г. общий объем импортных поставок арматуры периодического профиля, включая Белоруссию, составил 649,525 тыс.т и в двое превысил объем импорта в 2006 г. за это же время. Таким образом, до конца года объем импортных поставок может быть значительно превышен [4,5].

Таблица 1

Прогноз потребности в арматурной стали

Материалы	Годы							
	2001	2002	2004	2005	2006	2007	2010	2015
Потребность в арматурной стали всех видов, тыс.т	4336	4641	5201	5565	5957	6550	8385	10350
Потребность в арматурной стали периодического профиля, всего, тыс.т. в т.ч. класса А500С и В500С	3149	3371	3778	4117	4311	4772	5873	6670
	1187	1560	1750	1870	2100	3000	4800	6000
Фактический и ожидаемый в России выпуск всех видов арматуры периодического профиля, тыс.т.	2335	2580	2920	2850	3535	4000	5000	6000
Потребность в импорте арматуры периодического профиля в пересчете на А500С, тыс.т.	814	791	858	1267	776	772	873	670

Таблица 2

Импортные поставки в Россию арматурного проката за 1 полугодие 2007 г.

Страна-экспортер	Тонны	Страна-экспортер	Тонны
Белоруссия	198 312	Египет	9 132
Молдавия	130 550	Польша	4 967
Турция	120 740	Болгария	4 859
Украина	100 631	Казахстан	4 325
Китай	42 543	Прочие	3 796
Латвия	28 670	Всего	648 525

В табл.3 и 4 приведены данные о химическом составе, механических свойствах и критерии периодического профиля арматурной стали класса А500С 9 крупнейших поставщиков импортной арматуры, прошедшей сертификацию в лаборатории арматуры НИИЖБ на соответствие нормам СТО АСЧМ 7-93 [6], а с 2006 г. – нормам ГОСТ Р 52544-2006 [7].

Наряду со свойствами арматурной стали при сертификации мы подробно знакомимся с технологией ее производства на этих заводах и в результате

имели достаточную информацию для сертификации этой продукции и сравнительного анализа зарубежных заводов и российских производителей подобной арматуры периодического профиля.

В настоящее время аналогичные работы проводятся с тремя металлургическими заводами Китая, производящими арматуру периодического профиля классов А300, А400, А460 и А500С. Некоторые выборочные данные по арматуре диаметром 12 мм китайского завода "TIANJIN" также приведены в табл.3 и 4.

Таблица 3

Химический состав арматурной стали класса А500С, сертифицированной НИИЖБ

Страна, завод-изготовитель	Сортамент, мм мин.-макс.	C <sub>ЭКВ</sub> , % мин.-макс.	C, % мин.-макс.	Mn, % мин.-макс.	Si, % мин.-макс.
Белоруссия РУП БМЗ	10-40	0,34-0,43	0,18-0,20	0,59-0,95	0,19-0,30
Молдавия ММЗ	8-25	0,32-0,49	0,18-0,22	0,50-1,45	0,17-0,47
Латвия ЛМЗ	8-40	0,31-0,39	0,18-0,21	0,57-0,91	0,20-0,34
Польша "Huta Ostrowiec"	8-32	0,36-0,40	0,16-0,19	0,87-0,95	0,21-0,33
Польша СМС "Zawiercie"	8-20	0,31-0,42	0,16-0,22	0,63-1,02	0,14-0,20
Египет "AL.EZZ STEEL" (партия)	10-12	0,36-0,39	0,17-0,19	0,86-0,87	0,19-0,25
Турция "Diler Demir"	8-40	0,39-0,44	0,19-0,22	0,78-1,19	0,17-0,32
Турция "Izmir Demir"	8-40	0,37-0,42	0,17-0,20	0,87-1,07	0,21-0,31
Турция "Icdas Celik" (партия)	8-16	0,35-0,41	0,17-0,21	0,70-0,82	0,16-0,20
Китай "TIANJIN"	10-40 (А460)	0,43-0,47	0,21-0,22	1,24-1,47	0,43-0,48
Россия ЗСМК	10-28 32-50	0,24-0,32 0,38-0,47	0,17-0,21 0,18-0,22	0,45-0,65 1,21-1,54	0,05-0,13 0,62-0,78
Россия "Северсталь"	12-40	0,35-0,43	0,19-0,24	0,85-1,00	0,07-0,12
Россия ОЭМК	12-40	0,42-0,47	0,2-0,23	0,70-1,32	0,69-0,81
Нормы ГОСТ Р 52544-2006	до 10 мм	0,26-0,50	Не более		
	12-18	0,30-0,50	0,22	1,60	0,90
	20-28	0,35-0,50	(0,24)	(1,70)	(0,95)
	32-40	0,40-0,50			



Механические свойства и площадь смятия ( $f_R$ ) сертифицированной арматурной стали класса А500С

Страна, завод-изготовитель	$\frac{d, \text{ мм}}{n, \text{ шт}}$	$\frac{\overline{\sigma_B}}{\overline{\sigma_B} - 2S_{\sigma_B}}$	$\frac{\overline{\sigma_T}}{\overline{\sigma_T} - 2S_{\sigma_T}}$	$\frac{\overline{\delta_5}}{\overline{\delta_5} - 2S_{\delta_5}}$	$\frac{\overline{f_R}}{\overline{f_R} - 2S_{f_R}}$
Белоруссия РУП БМЗ	$\frac{10-40}{270}$	$\frac{683,0}{614,8}$	$\frac{578,9}{541,2}$	$\frac{21,6}{16,8}$	$\frac{0,086}{0,075}$
Молдавия ММЗ	$\frac{8-25}{315}$	$\frac{723,0}{643,0}$	$\frac{613,0}{557,0}$	$\frac{22,2}{17,6}$	$\frac{0,0665}{0,057}$
Латвия ЛМЗ	$\frac{8-40}{480}$	$\frac{677,0}{657,4}$	$\frac{576,0}{556,0}$	$\frac{21,43}{19,0}$	$\frac{0,0835}{0,0814}$
Польша "Huta Ostrowiec"	$\frac{8-32}{90}$	$\frac{637,0}{617,9}$	$\frac{548,6}{533,6}$	$\frac{24,3}{21,9}$	$\frac{0,083}{0,073}$
Польша СМС "Zawiercie"	$\frac{8-20}{60}$	$\frac{668,0}{626,0}$	$\frac{592,0}{562,0}$	$\frac{23,2}{19,2}$	$\frac{0,071}{0,061}$
Египет "AL.EZZ STEEL"	$\frac{10-12}{60}$	$\frac{691,4}{644,3}$	$\frac{600,1}{538,2}$	$\frac{25,1}{19,6}$	$\frac{0,0735}{0,0698}$
Турция "Diler Demir"	$\frac{8-40}{210}$	$\frac{665,1}{656,9}$	$\frac{551,2}{541,4}$	$\frac{20,5}{18,7}$	$\frac{0,067}{0,060}$
Турция "Izmir Demir"	$\frac{8-40}{210}$	646,0-691,0	552,0-583,0	17,0-27,0	0,062-0,088
Турция "Icdas Celik"	$\frac{8-16}{135}$	$\frac{695,0}{660,7}$	$\frac{573,0}{540,5}$	$\frac{22,2}{19,3}$	$\frac{0,066}{0,056}$
Китай "TIANJIN"	$\frac{10-40}{12}$	680,0-730,0	580,0-615,0	22,0-26,0	-
Россия ЗСМК	$\frac{10-25}{315}$	$\frac{697,5}{638,5}$	$\frac{590,9}{532,2}$	$\frac{20,0}{16,3}$	$\frac{0,068}{0,058}$
Россия "Северсталь"	$\frac{12-40}{220}$	$\frac{733,4}{606,1}$	$\frac{619,5}{575,5}$	$\frac{19,4}{16,0}$	$\frac{0,066}{0,059}$
Россия ОЭМК	$\frac{12-40}{225}$	$\frac{730,8}{703,5}$	$\frac{580,2}{554,0}$	$\frac{24,0}{21,6}$	$\frac{0,120}{0,111}$

Целью данной статьи является предоставление инженерной общественности результатов сертификационных испытаний арматуры класса А500С, поставляемой металлургическими заводами стран, перечисленных в табл.2, и дать оценку качества этой продукции.

Арматурная сталь класса А500С производства Белорусского, Молдавского и Лиепайского (Латвия) металлургических заводов в оценке качества не нуждается. Это самые современные на территории СНГ предприятия, имеющие новое или недавно кардинально модернизированное оборудование и работающие в основном на экспорт, в том числе в Европу и в другие страны. Вся их продукция по химическому составу, механическим свойствам, свариваемости, выносливости, качеству поверхности и характеристикам профиля отвечает требованиям EN 10080 [8] и ГОСТ Р 52544-2006 [7] (см. табл.3 и 4). Поэтому ее применение в России не вызывает вопросов при сертификации.

Новыми поставщиками России являются металлургические заводы Польши, Турции, Египта и Китая. Польские, турецкие и египетские заводы, поставляющие арматурную сталь класса А500С на российский рынок, по существу полные аналоги Белорусского и Молдавского металлургических заводов и имеют самое современное сталелитейное и прокатное оборудование. Например, прокатный стан с установкой термомеханического упрочнения стали на металлургическом заводе СМС Zawiercie (СМС Заверче) построен в 1999 г. и рассчитан на прокатку более 1 млн.т сортового проката, в том числе арматуры периодического профиля класса А500С (В500W) диаметром 8-32 мм.

Еще более современный стан производительностью 1800 тыс.т в год фирмы "Даниели" (Италия), построенный в 2006 г., имеет китайский завод "TIANJIN", сертификацию продукции которого мы начали недавно.

Турецкий металлургический завод "Дилер" является типичным европейским производителем арматуры. Он изготавливает 1 млн. т сортового проката и в основном арматуру периодического профиля диаметром 8-40 мм. Сталь выплавляется в 120-тонной электродуговой печи, управляемой компьютером, затем она проходит доводку в печи-ковше, а потом подается в 6-ручьевую заготовочную МНЛЗ, на которой разливается на квадратную заготовку размером от 100x100 до 180x180 мм. Это оборудование также максимально автоматизировано. В дальнейшем заготовка нагревается в нагревательной печи, а потом прокатывается на 18-клетьевом прокатном стане на арматуру диаметром 8-40 мм. Стан оснащен современной установкой термомеханического упрочнения. Химический состав стали контролируется в химической лаборатории с помощью спектрометров или традиционным методом. Геометрические размеры профиля контролируются оптическим электронным микроскопом с автоматизированной обработкой результатов измерений. Механические свойства арматуры определяются на разрывных машинах с максимальным усилием 75 и 150 кН и на установке испытаний на изгиб и на загиб с разгибом.

Такое же современное оборудование поставлено и на другом заводе "ISMIR DEMIR", производство проката на котором начато в 1994 г., а также на других (см. табл. 3 и 4) предприятиях, прошедших сертификацию. Поэтому приведенные ниже результаты исследования свариваемости арматуры класса А500С производства "Diler Demir" совершенно аналогичны данным испытаний продукции других предприятий, химический состав стали которых (табл. 3) и технология производства сходны.

Для сертификации арматуры класса А500С диаметром 8-40 мм производства турецкого завода "Дилер..." представители НИИЖБа отобрали по 20 образцов арматуры диаметром 8, 12, 16, 20, 25, 32 и 40 мм, проверили параметры периодического профиля стержней, определили уровень механических свойств арматуры на растяжение и на изгиб или изгиб с разгибом, оценили результаты испытаний химического состава стали этих плавок, а свариваемость разными видами сварки проверили на образцах, доставленных и сваренных в НИИЖБе.

Типы сварных соединений и способы сварки образцов, изготовленных для проведения сертификационных испытаний, назначались в соответствии с требованиями ГОСТ 14098-91 "Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры". Конструкции образцов, способы и методики их испытаний принимались по ГОСТ 10922-90 "Арматурные и закладные изделия сварные, соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия". Исследования свариваемости арматуры класса А500С иностранных заводов, оснащенных передовым оборудованием и современной технологией, показыва-

ют, что химический состав стали удовлетворяет требованиям нового отечественного стандарта ГОСТ Р 52544-2006 (см. табл. 3).

Оценивая результаты сертификационных испытаний образцов, можно отметить следующее:

Крестообразные соединения с рабочими стержнями из стали класса А500С диаметром 8...40 мм, выполненные контактной точечной и ручной дуговой сваркой прихватками, разрушаются при испытаниях на растяжение (ослабление) в 100% случаев по основному металлу. Образцы этих соединений, испытанные на изгиб на 180°, во всех случаях не имели трещин и признаков разрушения.

Образцы стыковых соединений диаметром 12, 16 и 20 мм, выполненные ручной дуговой сваркой протяженными швами внахлестку, в абсолютном большинстве случаев разрушились по основному металлу вдали от места сварки или пластично по краю нахлестки, при временном сопротивлении исходной стали.

Образцы стыковых соединений стержней диаметром 16, 20, 25, 32 и 40 мм, выполненные ручной дуговой сваркой протяженными швами с круглыми накладками, разрушились во всех случаях по основному металлу вдали от места сварки.

Образцы соединений стержней диаметром 25, 32 и 40 мм, выполненные ванно-шовной сваркой на скобе-накладке длиной 4d, разрушились по основному металлу или по зоне сплавления арматуры с наплавленным металлом основного шва, при временном сопротивлении на уровне прочности арматуры в состоянии поставки.

В целом результаты сертификационных испытаний свариваемости арматуры класса А500С производства Турецкой металлургической компании "Дилер" и других перечисленных в табл. 3 и 4 предприятий позволяют утверждать, что исследуемая сталь при любых способах сварки, применяемых в строительстве, характеризуется показателями прочности выше нормируемых по ГОСТ Р 52544.

Повышение содержания марганца в стали с увеличением диаметра от ~0,78% (Ø10 мм) до 1,19% (Ø40 мм) обеспечивает не только стабильность механических свойств по всему сортаменту арматуры, но и стабилизирует показатели свариваемости, обеспечивая практически одинаковые показатели для всех диаметров. Кроме того, наличие меди в готовом прокате повышает прочность и положительно влияет на коррозионную стойкость стали.

Рассматривая результаты сертификационных испытаний, необходимо остановиться на испытательном оборудовании сертифицируемых предприятий. Все эти заводы оснащены так, что проводят все виды испытаний, предусмотренных EN10080 и ГОСТ Р 52544-2006, в своей лаборатории, где для этого имеется современное оборудование.

Быстрота и высокая точность испытаний обеспечиваются использованием современного специали-

зированного оборудования известных европейских фирм:

- гидравлические машины для статического растяжения, обеспечивающие возможность автоматизированной записи диаграмм деформирования и определения механических характеристик стали
- высокочастотные гидравлические машины для усталостных испытаний, обеспечивающие кратковременность их проведения
- электромеханические футуры для испытаний на изгиб и специальные гидравлические машины для испытаний на изгиб и изгиб с разгибом
- оптические измерительные микроскопы для определения параметров периодического профиля арматуры.

Кроме того, используется современное вспомогательное оборудование: электронные весы и штангенциркули с цифровым отсчетом, машины для резки образцов и т.п.

Необходимо также дать рекомендации технологам и снабженцам по требованиям к поставке арматуры для любой стройки или завода ЖБИ на территории РФ:

#### 1. Обязательные

1.1. Сертификат соответствия "Система сертификации ГОСТ Р Госстандарт России" на соответствие серийному выпуску ГОСТ 52544-2006 (желательно, выданный на основании отчёта лаборатории арматуры НИИЖБ)

1.2. Сертификат качества (в случае применения арматуры иностранного производства – при наличии русскоязычного перевода)

#### 2. Желательные

2.1. Сертификат соответствия "Система Мосстройсертификация" (желательно, выданный на основании отчёта лаборатории арматуры НИИЖБ)

2.2. Научно-технический отчёт о проведении испытаний (желательно, произведённый лабораторией арматуры НИИЖБ)

2.3. Сертификат, выданный заводом-производителем зарегистрированной на территории РФ компании (с обозначением почтового адреса и телефона), которая может принимать претензии по качеству и обеспечивать с ним связь.

При наличии вышеперечисленных документов можно увереннее гарантировать качество арматуры.

Арматура А500С как отечественного, так и зарубежного производства, в части свариваемости ориентирована на положения международных рекомендаций EN10080, в которых ограничивается только максимальное содержание углерода и максимальное значение химического эквивалента  $C_{\text{ЭКВ}}$ . В результате стремления производителей России и СНГ к максимальной экономии легирующих часть отечественной арматуры А500С по величине химэквивалента  $C_{\text{ЭКВ}}$  (и соответственно по уровню прочности сварных соединений) уступает зарубежным производителям и не всегда соответствует нормам ГОСТ Р 52544. Кроме того, одной из больших проблем с ка-

чественными показателями – это неравномерность механических характеристик по длине. Решить данную проблему можно только кардинальной реконструкцией или даже полной заменой прокатного оборудования.

Наилучшим комплексом эксплуатационных свойств среди отечественной арматуры, превышающим свойства даже импортной арматуры, в настоящее время обладает недавно освоенная Западно-Сибирским металлургическим комбинатом сталь класса Ас500С как особо хладостойкий вариант арматуры класса А500С. Данная продукция призвана расширить области применения класса А500С не только для условий севера, но и в качестве петлевой арматуры, взамен арматуры класса А240, по аналогии со сталью 10ГТ класса Ас300, разработанной ещё в советский период.

Арматура Ас500С по ТУ 14-1-5543-2006 [9] имеет следующие ограничения по минимальному значению  $C_{\text{ЭКВ}}$  в зависимости от диаметра: не меньше 0,30% для  $d_n=10-18$  мм, не меньше 0,40% для  $d_n=20-28$  мм и не меньше 0,50% для  $d_n=32-40$  мм. Причем для этой стали используется новая формула определения углеродного эквивалента, несколько отличающаяся от применяемой для арматуры класса А500С (в ней учитывается содержание также и кремния).

$$C_{\text{ЭКВ}} = C + \frac{\text{Si}}{5} + \frac{\text{Mn} + \text{Cr} + \text{V} + \text{Mo}}{6} + \frac{\text{Cu} + \text{Ni}}{10}$$

Кроме того, впервые для стали такой прочности, для арматуры класса Ас500С гарантируется значение ударной вязкости, повышены требования к характеристикам пластичности ( $\delta_5 \geq 16\%$ ,  $\delta_5 \geq 5\%$ ) и введено ограничение максимального значения временного сопротивления величиной 750 Н/мм<sup>2</sup>.

## Выводы

1. Импортная арматурная сталь класса А500С, прошедшая сертификационные испытания в лаборатории арматуры НИИЖБа, по химическому составу и физико-механическим свойствам соответствует нормам ГОСТ Р 52544 и EN10080 и рекомендуется для использования в отечественном строительстве.

2. Необходимо, чтобы российские производители арматуры периодического профиля класса А500С и других классов приняли меры для того, чтобы ее химический состав и свойства были не хуже, чем у импортной арматуры, включая обязательную прокатную маркировку класса стали и завода-изготовителя, а также другие показатели.

## Библиографический список

1. **Баринова Л.С.** Перспективы развития производства отечественных строительных материалов // Строительные материалы, оборудование, технология XXI века. № 2. - 2002.

2. **Круглик С.И.** Состояние строительной отрасли России // Строительный эксперт. № 9. - 2002.
3. **Авдеев В.Е.** О состоянии и перспективном направлении развития цементной промышленности. Доклады XX Всероссийского совещания начальников лабораторий цементных заводов. Москва, Май. 2002.
4. **Коляда С.В.** Перспективы развития жилищного строительства и производства основных конструктивных строительных материалов на период до 2010 г. // Строительные материалы, Февраль 2007. - 5-9 с.
5. **Мадатян С.А.** Состояние и перспектив применения в России современных видов арматурного проката. Металлоснабжение и Сбыт. №5, 2007, с.119-127.
6. **СТО АСЧМ 7-93** "Прокат периодического профиля из арматурной стали. Технические условия". Ассоциация Черметстандарт. - М.:1993. - 22с.
7. **ГОСТ Р 52544-2006.** "Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия". М. Стандартинформ. 2006. - 19с.
8. **EN10080.** Steel for the reinforcement of concrete. CEN. 1999.43 p.
9. **Технические условия ТУ 14-5543-2006.** "Прокат термомеханически упрочненный класса Ас500С повышенной хладостойкости для армирования железобетонных конструкций". М.2006.18 с.

---

## БЕТОНЫ

---

*Б.Д. ТОТУРБИЕВ, академик РИА, д-р техн. наук, проф., А.Б. ТОТУРБИЕВ, канд. техн. наук*

### ВЯЖУЩИЕ ИЗ ОБОЖЖЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ СЛАНЦЕВ

Одним из основных направлений развития технологии производства цемента является расширение выпуска многокомпонентных высококачественных и специальных цементов на основе портландцементного клинкера и различных добавок, что дает возможность не только снизить энергозатраты, но и получать цементы с принципиально новыми свойствами.

В данной статье приводятся результаты исследования, направленные на обеспечение возможности использования обожженных глинистых сланцев в производстве бесклинкерного известкового вяжущего, тонкомолотых пуццолановых портландцементов (ППЦ) и вяжущих низкой водопотребности. При этом рассматривалась также возможность использования глинистого сланца как сырьевого компонента при производстве портландцементного клинкера.

Используемый глинистый сланец Дагестанского месторождения представляет собой смесь глинистых минералов: хлорита, монтмориллонит – гидрослюдистого смешано-слоистого образования, полевых шпатов, гидрооксидов железа и кристаллического кварца. Химический состав глинистого сланца приведен в табл. 1, откуда следует, что исходный материал в основном содержит оксиды кремния, алюминия и железа, а оксиды кальция и магния представлены в незначительном количестве. Потери при прокаливании (9,6%), видимо, определяются дегидратацией глинистых минералов, а также выгоранием органики.

Для определения возможности использования глинистого сланца в производстве вяжущих веществ проведен радиационный анализ, в результате которо-

го установлено, что в указанном исходном материале содержание естественных радионуклидов, выраженное величиной удельной эффективной активности, не превышает порогового значения в 370 Бк/кг. Данный материал, по классификации РКСМ, относится по виду использования к 1 классу (использование без ограничений), имеется сертификат РКСМ.

Проведенные дифференциально-термический, рентгенографический и петрографический анализы глинистого сланца показали, что его разложение происходит при температурах 465-550°C. При этих же температурах на рентгенограмме отмечается частичное разложение хлорита с образованием гематита, количество которого с увеличением температуры растёт, что отмечается красной окраской полученного продукта при обжиге. На рентгенограмме имеются также линии, относящиеся к минералу монтмориллониту. Дифференциально-термическим анализом установлено удаление адсорбированной воды при 100-190°C, конституционной при 500-600°C и разрушение кристаллической решетки при температуре 800-880°C. В этом интервале температур (800-880°C), по данным петрографического анализа, отмечается образование стеклофазы. При температуре 1250°C происходит полное разложение глинистых минералов и кварца с образованием муллита и гематита, а также увеличивается количество стеклофазы. Таким образом, на основании комплексных физико-химических исследований можно отметить, что представленное вещество (глинистый сланец) после обжига не может обладать гидравлической активностью без соответствующих добавок.

Таблица 1

Химический состав глинистого сланца

Анализируемый материал	Химический состав									
	п п п	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	TiO <sub>2</sub>
Исходный сланец	9.67	52.8	20.18	9.60	0.69	2.98	1.68	0.32	1.62	0.8

Проведенные расчёты показали, что необходимая по химическому составу сырьевая смесь для получения портландцементного клинкера может быть составлена только из четырёх компонентов, % по массе: глинистый сланец – 18, известняк – 77, железистые огарки – 1.8, кварцевый песок – 3.6. Однако применение такого состава при производстве портландцементного клинкера усложнит схему первичной переработки и шихтовки, что, в свою очередь, повысит себестоимость продукции. Поэтому в дальнейшем наши исследования были направлены на использование обожженных глинистых сланцев в качестве активной минеральной добавки для приготовления известково-пуццоланового вяжущего, а также при помоле клинкера с получением портландцемента (до 20%), либо пуццоланового цемента (до 40% добавки).

Этот вариант для Северо-Кавказского региона, в частности для Дагестана, является наиболее целесообразным, так как в городе Махачкале завершается строительство помольного цеха мощностью 500 тыс. т. портландцемента в год на основе клинкера Шалинского или Карачаево-Черкесского цементного заводов. При этом введение различных местных добавок обеспечит минимальные затраты и обеспечит высокую окупаемость продукции.

Для предварительной оценки возможности приготовления из представленного материала активной минеральной добавки была проведена серия обжигов исходного сырья при температурах 550, 800 и 1250°C. Выдержка минерала в обжиговой печи при заданной температуре была принята во всех режимах 1 ч. Для получения сравнительной оценки гидравлической активности материала, полученного при каждом из обжигов, были изготовлены образцы из обожженного материала в виде кубиков размером 1x1x1 см. Составы, из которых изготовлены образцы, отличались по соотношению цемента и добавки 1:4 и 1:1 (см. табл. 2).

Таблица 2

Составы сухих смесей цементного камня

№ смеси	Содержание компонентов, %			
	портланд-цемент	сланец 550°C	сланец 800°C	сланец 1250°C
1	100	–	–	–
2	80	–	–	20
3	50	–	–	50
4	80	–	20	–
5	50	–	50	–
6	80	20	–	–
7	50	50	–	–

Образцы изготавливались из цементного теста (без песка). Формы с образцами выдерживали 1 сут во влажной среде, а затем расформовывали и помещали в ванну с водой. Испытания прочности на сжатие проводились на ручном прессе через 3, 7, 14, 21 и 28 сут. В каждом определении разрушению подвергались 6 кубиков. Результаты испытаний (в МПа) представлены в табл. 3, откуда следует, что наилучшие по-

казатели по прочности имеют образцы, изготовленные на основе добавки, обожженной при температуре 800°C, при соотношении добавки и цемента 1:4.

Близкие результаты показывает добавка, обожженная при температуре 550°C. Обжиг при температуре 1250°C приводит к ухудшению показателей. Таким образом, результаты проведенных испытаний позволяют сделать предварительный вывод о возможности получения активной минеральной добавки на базе глинистого сланца Дагестанского месторождения путем обжига при температуре 550-800°C. Указанная добавка может быть использована при совместном помоле с портландцементом или портландцементным клинкером в количестве не менее 20% по массе.

Таблица 3

Результаты физико-механических испытаний образцов цементного камня

№ состава	В/Ц, %	Прочность при сжатии в возр., сут.				
		3	7	14	21	28
1	31	13.4	38.4	53.8	62.5	67.0
2	32	12.1	20.9	37.5	42.5	54.4
3	35	5.9	11.5	17.5	22.5	25.1
4	31	12.7	28.8	53.1	59.3	66.3
5	39	5.2	12.9	26.3	27.1	32.5
6	31	11.7	28.7	43.9	51.3	
7	37	6.4	15.8	22.8	26.9	

Предварительные результаты, полученные на образцах цементного камня с введением обожженного (800°C) глинистого сланца, были уточнены при испытании различных видов вяжущих по стандартным методикам, в том числе с определением нормальной плотности, сроков схватывания, нормальной консистенции стандартных растворов состава 1:3 и их активности как при нормальном твердении, так и при тепловлажностной обработке (ТВО) по режиму 2+3+6+2 ч при температуре изотермического прогрева 85-90°C (методики ГОСТ 310.1-76...310.3-76, 310.4-81).

Изготовлению вяжущих предшествовала соответствующая подготовка сырьевых материалов: предварительное измельчение извести и гипсового камня в щековой дробилке и предварительный помол портландцементного клинкера и обожженного сланца в шаровой мельнице. Дисперсность полученной после одновременного помола крупки портландцементного клинкера соответствовала удельной поверхности около 1500 см<sup>2</sup>/г, обожженного сланца – 4500-5000 см<sup>2</sup>/г, что подтверждает его высокую размолоспособность.

Приготовление вяжущих осуществлялось в лабораторной мельнице совместным помолом компонентов. Продолжительность помола корректировали с учетом интенсифицирующего воздействия добавки С-3 и повышенной размолоспособности обожженного сланца и извести. Испытания проводились с использованием алитового клинкера среднего минералогического состава, гипсового камня (двуводный сульфат кальция), полуводного (строительного) гипса и извести. Данные по вещественному составу вя-

Вещественный состав, параметры получения и плотность вяжущих на основе обожжённого сланца (700-800°C)

Вид вяжущего	Состав вяжущего (содержание компонентов), масс. %						S <sub>уд</sub> , см <sup>2</sup> /г	Насыпная плотность, кг/м <sup>3</sup>	Плот- ность, г/см <sup>3</sup>
	клин- кер	гипс дву- водный	известь	гипс полу- водный-	обложжен- ный сланец	С-3			
Портландцемент (контроль)	100	5.0	—	—	—	—	2450	1030	3.06
ППЦ-50	50	2.5	—	—	50.0	—	7660	906	2.83
ВНВ-50	50	2.5	—	—	50.0	1.0	8450	940	2.86
Известковое (бесклинкерное) вяжущее	—	—	25.0	5.0	75.0	2.0	9980	810	2.58

Таблица 5

Характеристики вяжущих на основе обожжённого (700-800°C) глинистого сланца при испытании по ГОСТ 311-76 ...ГОСТ 310.3-76, ГОСТ 310.4-81

Вид вяжущего	S <sub>уд</sub> , см <sup>2</sup> /г	Нор- мальная густота, %	Сроки схватыва- ния, ч-мин.		В/Ц раствора	Расплав конуса, мм	R, МПа (изгиб/сжатие) в воздухе 1 сут	
			начало	конец			Норм тverd.	ТВО
Портландцемент (контроль)	2450	24.3	4-45	7-20	0.40	105	2.4/6.7	5.1/26.5
ППЦ-50	7660	36.0	2-35	3-15	0.49	105	-/6.8	5.5/22.6
ВНВ-50	8450	28.5	2-20	2-55	0.41	110	1.7/89	6.4/34.5
Известковое (бесклинкерное) вяжущее	9980	33.0	2-45	5-05	0.45	107	-/1.8	5.0/19.7
Портландцемент (справочные данные и нормативные требования)	Не нор- мирует- ся, обычно 2500- 3000	Не нор- мирует- ся, обычно 22-31	Не ран- нее 45 мин (ГОСТ 10178)	Не позд- нее 10 ч (ГОСТ 0178)	0.4 (ГОСТ 310.4-85)	106-115 (ГОСТ 310.4-85)	Не нор- мируется	21МПа (ШПЦ М3) 27МПа (ПЦМ400) 32МПа (ПЦ М500)*

жущих, значения их удельной поверхности и показатели плотности приведены в табл. 4. Полученные результаты показывают, что наименьшими показателями плотности характеризуется известковое вяжущее, что соответствует более низкой плотности его компонентов – извести и сланца.

Результаты определения стандартных характеристик полученных вяжущих приведены в табл. 5. Они свидетельствуют о более высокой водопотребности вяжущих, содержащих обожжённый сланец, нормальная густота которых (28.5-36%) существенно превышает водопотребность контрольного портландцемента (24.3%). Наибольшей водопотребностью отличается вяжущее ППЦ-50 (36%), несколько меньшей (33%) – известковое вяжущее. Наименьшее значение нормальной густоты (28.5%) характерно для ВНВ-50. Оно же отличается наиболее сокращёнными сроками схватывания, причём ускоренное структурообразование теста на ВНВ-50 является косвенным показателем интенсивности твердения вяжущего. Наиболее длительными сроками схватывания обладает бесклинкерное известковое вяжущее, структурообразование которого на ранней стадии в значительной степени определяется гидратацией полуводного гипса, количество которого сравнительно невелико.

Водопотребность растворов нормальной консистенции в целом соответствует водопотребности теста на различных вяжущих. В то же время следует отметить практически равную потребность растворов на портландцементе и ВНВ-50, несмотря на несколько повышенную нормальную густоту последнего. Это связано с особенностями реологических свойств бе-

тонных и растворных смесей на основе вяжущих низкой водопотребности, а именно, их повышенной способностью к тиксотропному разжижению в условиях механических воздействий.

В возрасте 1 сут как нормального твердения, так и после ТВО наибольшими прочностными характеристиками отличаются растворы на ВНВ-50. При нормальном твердении их прочность при сжатии составила 8.9 МПа, а после тепловлажностной обработки - 34.5 МПа, что на 33 и 30% выше соответствующих значений прочности контрольных образцов на портландцементе. Прочность при сжатии образцов нормального твердения на ППЦ-50 практически не отличается от прочности контрольных образцов, а при использовании известкового вяжущего значения прочности почти в 4 раза ниже. При этом образцы нормального твердения как на ППЦ-50, так и на известковом вяжущем практически не имели прочности при изгибе.

В условиях тепловлажностной обработки гидратационные процессы в известковом вяжущем значительно интенсифицируются, а прочность составляет 19.7 МПа, уступая прочности контрольных образцов не более чем на 26%. Прочность пропаренных образцов на ППЦ-50 была ниже контрольных на 15%.

Во всех случаях использования вяжущих на основе сланцев пропаренные образцы не имели признаков деструктивных изменений (трещин, вспучивания поверхности), что подтверждает выражаемые сроками схватывания данные об их достаточно интенсивном структурообразовании в первые часы после затворения.

## О ФИЗИЧЕСКОЙ СУЩНОСТИ ПРАВИЛА ВОДОЦЕМЕНТНОГО ОТНОШЕНИЯ

Зависимость прочности бетона от В/Ц, имеющую решающее значение для расчета составов бетона, правильнее рассматривать не как некий самостоятельный закон прочности, а как следствие или правило, вытекающее из универсальной физической зависимости прочности твердых материалов от их относительной плотности или пористости. Анализ известных эмпирических формул (по К.К.Стрелову, их более 50 [1]) показывает, что в наиболее общем виде для твердых тел эту зависимость можно выразить степенной функцией:

$$R = R_0(1-P)^n, \quad (1)$$

где  $P$  - пористость;  $n$  - показатель степени, учитывающий особенности структуры материалов;  $R_0$  - прочность беспористого материала.

При замене пористости на величину относительной плотности  $d=1-P$  формула (1) приобретает вид:

$$R = R_0 d^n. \quad (2)$$

При расчете прочности бетона в зависимости от относительной плотности цементного теста в свежесготовленной смеси Р.Фере показатель  $n$  принял равным 2 [2]. В формуле А.Е. Шейкина, связывающей прочность цементного камня с его относительной плотностью,  $n=2,7$  [3]. По мнению С.М. Ицковича [4], для материалов ячеистой структуры  $n$  примерно равен 2, зернистой 3...6. Имеются данные о линейном росте  $n$  с увеличением размера пор [1].

Однозначная связь В/Ц с плотностью цементного теста в бетоне, характеризующая параметром Фере  $d$ , находится из условия:

$$\frac{V + V_{ВХ}}{C} = \frac{1}{d} - 1, \quad (3)$$

где  $V_{ВХ}$  - объем воздуха;  $V$  и  $C$  - объемы воды и цемента.

Однозначная связь плотности цементного камня  $d_{ц.к}$  с В/Ц [3] имеет место при постоянных значениях степени гидратации цемента ( $\alpha$ ) и его плотности ( $\rho_{ц}$ ):

$$d_{ц.к} = \frac{1 + 0,23\alpha\rho_{ц}}{1 + \rho_{ц}В/Ц}, \quad (4)$$

$$В/Ц = \frac{1 + 0,23\alpha\rho_{ц} - d_{ц.к}}{d_{ц.к}\rho_{ц}}. \quad (5)$$

Выразим объем пор бетона ( $V_n$ ) известной [3] зависимостью:

$$V_n = B - 0,23\alphaЦ, \quad (6)$$

где  $Ц$  - расход цемента.

Зависимость (6) предполагает, что применяются плотные заполнители, объемом пор которых можно пренебречь. Не учитывается также объем воздуха в бетоне различного происхождения.

Объем гидратированного цемента ( $V_{г.ц}$ ) по Пауэрсу [5]:

$$V_{г.ц} = 0,647\alphaЦ. \quad (7)$$

Тогда:

$$B = V_n^{ц.к} + 0,23\alphaЦ \text{ или } B = V_n^{ц.к} + 0,35\alpha V_{г.ц}, \quad (8)$$

$$Ц = V_{г.ц} / 0,647\alpha, \quad (9)$$

$$В/Ц = 0,647\alpha \left( \frac{V_n^{ц.к}}{V_{г.ц}} + 0,35 \right), \quad (10)$$

где  $V_n^{ц.к}$  - объем пор цементного камня.

Таким образом, водоцементное отношение прямо пропорционально отношению объема пор бетона к объему гидратированного цемента при постоянном значении  $\alpha$ , применении плотных заполнителей и практическом отсутствии вовлеченного или остаточного воздуха в бетонной смеси.

Общее В/Ц бетона можно представить суммой [6]:

$$В/Ц = В_1/Ц + В_2/Ц, \quad (11)$$

где  $В_1/Ц$  - водоцементное отношение цементного теста в бетоне, складывающееся к моменту определения водопотребности заполнителей;  $В_2/Ц$  - водоцементное отношение, обусловленное водой ( $В_2$ ), иммобилизованной заполнителями:

$$В_2/Ц = \frac{В_n\P}{Ц} + \frac{В_{ц\Щ}}{Ц}, \quad (12)$$

где  $В_n$  и  $В_{ц\Щ}$  - водопотребность соответственно мелкого и крупного заполнителей;  $\Pi$  и  $\Psi$  - расходы мелкого и крупного заполнителей.

Слагаемые в уравнении (11) являются взаимозависимыми, поскольку, с одной стороны,  $В_1/Ц$  зависит от водопотребности заполнителей, а с другой, показатель водопотребности зависит от соотношения  $В_1/Ц$  к нормальной густоте цементного теста  $K_{н.г}$ .

Водопотребность заполнителей является удельным водосодержанием, необходимым для компенсации в определенный период структурообразования увеличения вязкости при введении их в цементное тесто. При этом показатель водопотребности является величиной переменной и зависит для данного вида заполнителя от величины  $X = (В/Ц)_{ц.г} / K_{н.г}$ .

Аппроксимация экспериментальных данных (рис. 1) позволила получить зависимость для  $В_n = f(X)$ :

$$В_n = 45,7X - 14,8X^2 - 25,1. \quad (13)$$

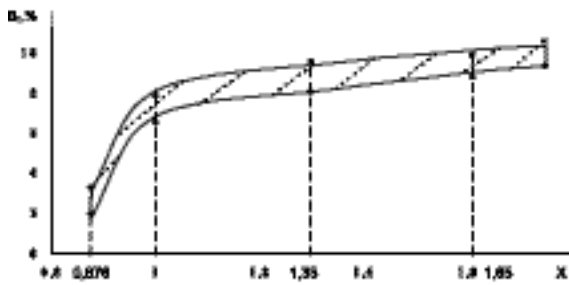


Рис. 1. Изменение водопотребности песка в зависимости от параметра X ( $K_{н.г} = 0,21 \dots 0,27$ )

Зависимость показателя водопотребности щебня от параметра X (рис.2) имеет вид:

$$V_{щ} = 15,6X - 5,03X^2 - 8,7. \quad (14)$$

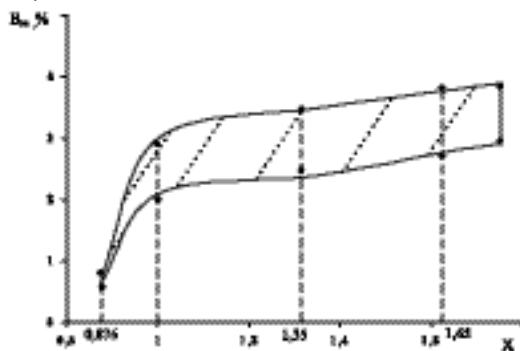


Рис. 2. Изменение водопотребности щебня в зависимости от параметра X ( $K_{н.г} = 0,21 \dots 0,27$ )

Изучали сравнительное влияние на прочность бетона при сжатии в 28-суточном возрасте ( $R_6$ )  $V_1/C$  и  $V_2/C$ . Для изготовления бетонной смеси применяли портландцемент М500 с  $K_{н.г}=0,25$ , кварцевые пески с модулем крупности  $M_k=1,7$  и  $M_k=2,4$ , гранитный щебень фракций 5...20 мм ( $V_{н1}^0 = 0,081; V_{щ1}^0 = 0,065; V_{щ}^0 = 0,022$ ). Цементное тесто приготавливали с различными значениями  $V_1/C$ , затем его перемешивали с заполнителями и добавляли воду в соответствии с условием (11). Водопотребность заполнителей при различном  $V_1/C$  рассчитывали по формулам (13,14). Результаты опытов приведены в таблице и на рис.3.

Влияние  $V_1/C$  и  $V_2/C$  на прочность бетона (активность цемента  $R_{ц}=52$  МПа,  $C=400$  кг/м<sup>3</sup>,  $K_{н.г}=0,25$ )

№ п.п.	$V_1/C$	$\Pi$ , кг/м <sup>3</sup>	$\Psi$ , кг/м <sup>3</sup>	$V_n$	$V_{щ}$	$V_2/C$	$V/C$	$R_6$ , МПа
$V_{н1}^0 = 0,081; V_{щ}^0 = 0,022$								
1	0,876 $K_{н.г}$	650	1150	0,027	0,007	0,064	0,283	94,6
2	$K_{н.г}$	700	1100	0,081	0,022	0,202	0,452	53,4
3	1,1 $K_{н.г}$	750	1100	0,095	0,028	0,255	0,530	43,3
4	1,2 $K_{н.г}$	800	1100	0,110	0,031	0,305	0,605	35,9
5	1,3 $K_{н.г}$	800	1100	0,121	0,033	0,333	0,658	31,8
$V_{н2}^0 = 0,065; V_{щ}^0 = 0,016$								
6	0,876 $K_{н.г}$	650	1150	0,019	0,006	0,048	0,267	101,2
7	$K_{н.г}$	700	1100	0,065	0,016	0,158	0,408	60,9
8	1,1 $K_{н.г}$	750	1100	0,077	0,024	0,21	0,485	48,7
9	1,2 $K_{н.г}$	800	1100	0,081	0,029	0,242	0,552	41,0
10	1,3 $K_{н.г}$	800	1100	0,085	0,031	0,255	0,580	38,2

Примечание:  $V_n^0$  и  $V_{щ}^0$  - показатели водопотребности, найденные по стандартизованной методике [9].

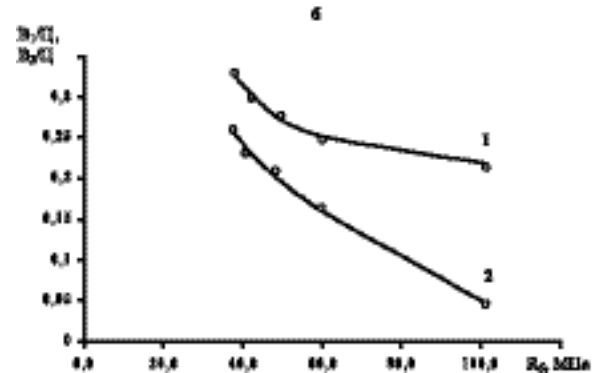
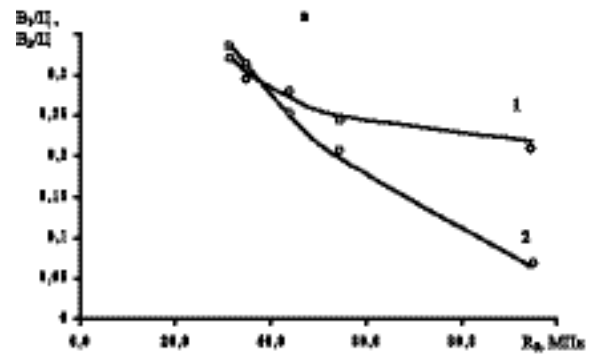


Рис. 3. Влияние  $V_1/C$  и  $V_2/C$  на прочность бетона (1 -  $V_1/C$ ; 2 -  $V_2/C$ )

а -  $V_{н1}^0 = 0,81; V_{щ}^0 = 0,22$ ; б -  $V_{н2}^0 = 0,065; V_{щ}^0 = 0,016$

При постоянном  $V_1/C$  увеличение  $V_2/C$  за счет перехода на заполнитель с большей водопотребностью при постоянном расходе цемента приводит к увеличению общего  $V/C$  и снижению прочности.

В наибольшей мере увеличение  $V_2/C$  сказывается на прочности бетона при низких значениях  $V_1/C$ . Вода, иммобилизованная заполнителями, ослабляет прежде всего зону контакта основных фаз бетона. Как известно, разрушение тяжелого бетона начинается обычно с контактного слоя [7,8].

Для подтверждения предположения о влиянии водопотребности заполнителей на качественную характеристику контактной зоны с помощью микротвердометра ПМТ-3 изучали микротвердость контактной зоны на аншлифах растворов состава 1:2, изготовленных на исследованных песках с различной водопотребностью. Аншлифы получали из образцов растворов в 28-суточном возрасте, твердевших в нормальных температурно-влажностных условиях. Результаты измерений микротвердости приведены на рис.4.

Они подтверждают выводы известных опытов Т.Ю. Любимовой и Э.Р. Пинуса о более высокой микротвердости цементного камня в контактных слоях на границе с зернами кварцевого песка в растворах и бетонах. В то же время при одинаковом  $V/C$  растворов микротвердость контактных слоев заметно снижается с повышением водопотребности песка, что соответственно должно отражаться на сцеплении цементного камня с заполнителем и на величине прочности.



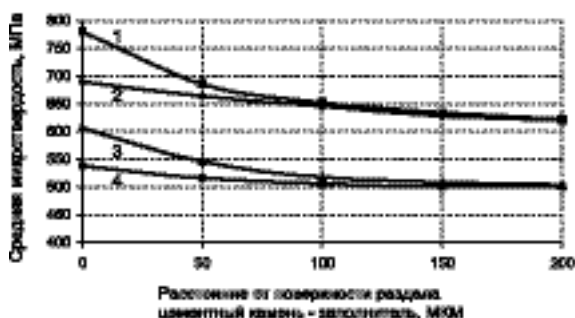


Рис. 4. Изменение микротвердости цементного камня в растворе на кварцевых песках с различной водопотребностью  
 1 -  $V/Ц = 0,5$ ;  $V_п = 0,065$ ; 2 -  $V/Ц = 0,5$ ;  $V_п = 0,081$ ;  
 3 -  $V/Ц = 0,6$ ;  $V_п = 0,065$ ; 4 -  $V/Ц = 0,6$ ;  $V_п = 0,081$

Таким образом, правило  $V/Ц$  отражает влияние на прочность тяжелого бетона не только пористости цементного камня, но и в значительной мере качест-

венной характеристики его контактной зоны на границе с заполнителями.

### Библиографический список

1. Стрелов К.К. Теоретические основы технологии огнеупорных материалов. М.: "Металлургия", 1985. - 480 с.
2. Фере Р. Технология строительных вяжущих материалов. Пер. с франц. Под ред. Н.Н. Лямина. -С-П.: 1902. - 132 с.
3. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И. Структура и свойства цементных бетонов. -М.: Стройиздат, 1979. - 344 с.
4. Ицкович С.М., Чумаков Л.Д., Баженов Ю.М. Технология заполнителей бетона. - М.: Высшая школа, 1991. - 272 с.
5. Powers T. The physical structure of Cement and Concrete. //Cement and Lime Manufacture. V. 29, №2, 1956. - 270 p.
6. Дворкин О.Л. Проектирование составов бетона. (Основы теории и методологии). -Ровно: Изд-во УГУВХП, 2003. - 265 с.
7. Гордон С.С. Структура и свойства тяжелых бетонов на различных заполнителях. - М.: Стройиздат, 1969. - 151 с.
8. Десов А.Е. Некоторые вопросы структуры, прочности и деформаций бетонов. // Структура, прочность и деформации бетонов. - М.: Стройиздат, 1966. - С. 4-59.
9. Баженов Ю.М. Способы определения состава бетона различных видов. - М.: Стройиздат, 1975. - 272 с.

---

## СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

---

З.Г. ЛАМЕРДОНОВ, д-р техн. наук, проф., З.В. МИСХОЖЕВ, инж.  
 (Кабардино-Балкарская государственная сельскохозяйственная академия)

### ПЕРЕНОСНЫЕ УСТАНОВКИ ДЛЯ ПРОГРЕВА БЕТОНА, УКЛАДЫВАЕМОГО В ЗИМНЕЕ ВРЕМЯ

При капитальном строительстве или ремонте промышленных и гражданских зданий и сооружений, гидротехнических объектов часто приходится укладывать бетон в зимнее время. В этих условиях (среднесуточная температура наружного воздуха ниже  $+5^{\circ}C$ ) происходит замерзание свободной воды, что прекращает процесс гидратации цемента, а увеличение ее в объеме (до 9%) разрушает структуру бетона. Это приводит к тому, что после оттаивания бетон уже не может набрать проектную прочность.

Установлено, что если бетон до замерзания наберет 30...50% проектной прочности, то дальнейшее воздействие низких температур не влияет на его физико-механические характеристики. Такая величина прочности называется критической. В зависимости от марки бетона она равна: 50% М – для М200, 40% М – для М300 и 30% М – для М400 и выше.

К зимним способам бетонирования, обеспечивающим достижение бетоном критической прочности, относятся [1]: разогрев бетона при его приготовлении; выдерживание бетона в утепленных опалубках (метод термоса); внесение в бетон химических добавок, снижающих температуру замерзания; тепловое воздействие греющих опалубок на свежееуложенный бетон; электродный прогрев; воздействие инфракрасных источников теплоты и т. д. Выбирают технологические приемы в зависимости от экономической

эффективности, условий бетонирования, вида конструкций и особенностей используемых бетонов, наличия дешевых источников тепла.

При приготовлении бетонных смесей на заводах организуют подогрев составляющих и воды затворения, сам же процесс приготовления осуществляют в утепленном помещении, чем обеспечивают выход бетонной смеси заданной температуры. Для подогрева песка и щебня используют специальные регистры, через которые пропускают разогретую до  $90^{\circ}C$  воду или пар. Воду затворения подогревают до температуры  $40...80^{\circ}C$  (в зависимости от вида цемента) преимущественно паром в водонагревателях.

Транспортируют бетонную смесь зимой в утепленных бетоновозах, специальных контейнерах, автосамосвалах с подогревом кузова выхлопными газами.

К зимнему бетонированию с безобогревным выдерживанием бетона относится способ "термоса", который основан на укладке бетонной смеси, разогретой до температуры  $20...80^{\circ}C$ , в утепленную опалубку. Открытые поверхности бетона защищают от охлаждения.

Транспортирование к месту бетонирования разогретой бетонной смеси сопровождается значительными потерями теплоты, повышением жесткости смеси и снижением ее удобоукладываемости. С целью исключения этих недостатков бетон целесообразнее ра-

зогревать непосредственно у места производства работ. Для этого используют специальные электроды, которые погружают в бетонную смесь, находящуюся в кузове самосвала или в бункере. Подводя к ним электрический ток напряжением 380 В, смесь нагревают в течение 5...10 мин до температуры 75...90° С.

В практике широко распространен метод **электротермообработки** бетона. Он основан на преобразовании электрической энергии в тепловую непосредственно внутри бетона либо в различного рода электронагревательных устройствах. В строительстве освоены следующие методы: электродный прогрев; разогрев в электромагнитном поле; обогрев различными электронагревательными устройствами.

Электродный способ прогрева подразделяется на сквозной и периферийный. При первом используют стержневые электроды диаметром до 6 мм, располагая их по всему сечению, при втором – плавающие рамочные и пластинчатые, нашивные пластинчатые и струнные электроды. При разогреве бетона строго следят за скоростью подъема его температуры (8... 15° С/ч) и временем изотермического прогрева.

Для **контактного электроразогрева** применяют различного вида греющие опалубки, которые подразделяют на жесткие (деревянные, металлические) и мягкие (из брезентовой или асбестовой ткани, резиновые, пластиковые и т. п.). Устанавливают термоактивную опалубку отдельными щитами или укрупненными панелями. Для обогрева бетона паром вокруг забетонированной конструкции создают так называемую "паровую рубашку", обеспечивающую требуемые температурно-влажностные условия твердения бетона. Температура разогрева 70...95° С.

**Индукционный прогрев бетона** происходит за счет выделения тепла при прохождении вихревых токов в металлической опалубке и арматуре конструкции, находящихся в электромагнитном поле индуктора, через который пропускают переменный ток промышленной частоты напряжением 36...120 В. Тепло от арматуры и металлической опалубки передается бетону и нагревает его. Индукционный нагрев применяют в основном для термообработки бетона конструкций небольшого сечения: колонн, балок, стыков, сооружений, возводимых в скользящей, подъемно-переставной и горизонтально перемещаемой опалубках.

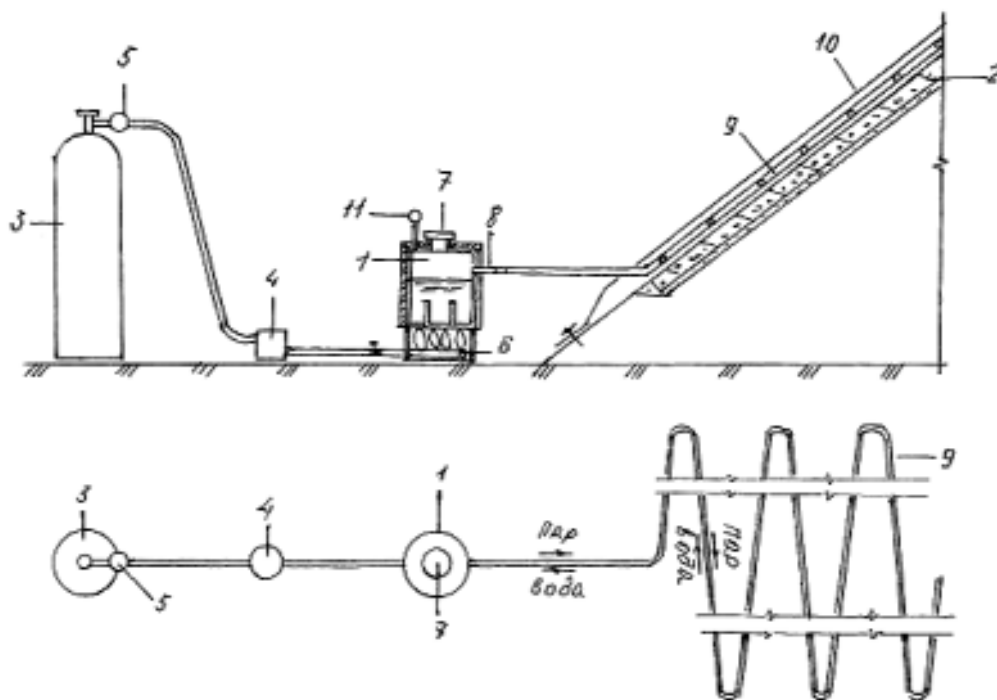
**Использование химических добавок** снижает температуру замерзания воды и тем самым обеспечивает твердение бетона при отрицательных температурах. В качестве противоморозных добавок применяют поташ (П), нитрит натрия (НН), нитрат кальция (НК), соединение нитрата кальция с мочевиной (НКМ), нитрит-нитрат кальция (ННК), хлорид кальция (ХК) с хлоридом натрия (ХН), хлорид кальция (ХК) с нитритом натрия (НН) и др. Выбор противоморозных добавок и их оптимальное количество зависят от вида бетонируемой конструкции, степени ее

армирования, наличия агрессивных средств и блуждающих токов, температуры окружающей среды.

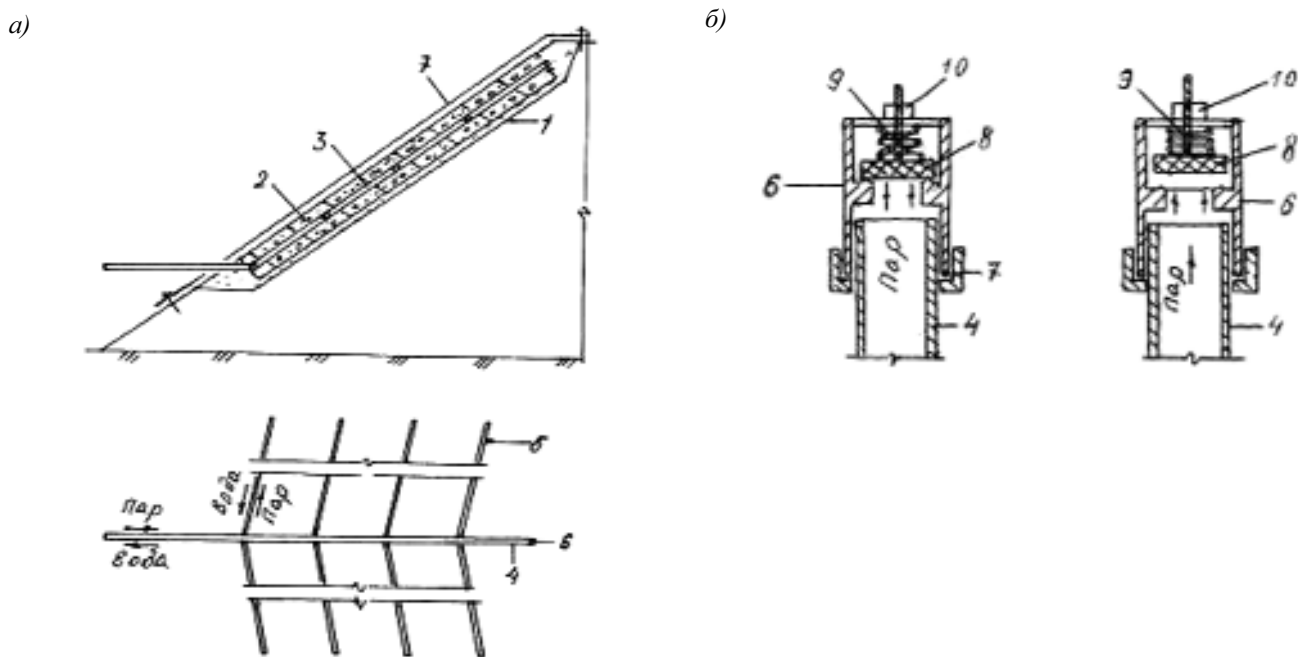
Анализируя известные способы укладки, можно сделать вывод, что они не всегда применимы на некоторых промышленных, гражданских и гидротехнических объектах в силу отсутствия источников электрического питания или дороговизны добавок. Такими объектами являются берегозащитные сооружения, мелиоративные каналы, фундаменты отдаленных от электроснабжения зданий и т.д.

Разработаны специальные переносные устройства для прогрева бетона при укладке его в зимнее время. Созданы мобильные установки, в которых теплоносителем является вода или пар. В случае, когда теплоносителем является пар, установка должна размещаться на отметке ниже места укладки для обеспечения стока конденсированной воды обратно в установку. Подобные установки удобно использовать для укладки бетона на откосы дамб. Способ прогрева бетонных откосных креплений в зимнее время паром осуществляется следующим образом [2,3]. После отсыпки дамбы и планировки откоса устраивается гравийная подготовка (рис.1). Для этого на откос дамбы отсыпается слой гравия толщиной 20...30 см. На гравийную подготовку равномерно укладывается бетонная смесь, которая тщательно планируется и трамбуется. На бетонную смесь или в нее укладывается система обогрева, располагаемая с небольшим уклоном для стока обратно в паровой котел конденсированного пара. Возможны различные схемы укладки системы обогрева (рис.1,2): змеевидная и елочная. В последней система обогрева состоит из магистральной линии, к которой на некотором расстоянии друг от друга присоединены распределители, образующие елочную конструкцию. Для обеспечения эффективной работы этой схемы диаметр магистральной линии должен быть больше диаметра распределителей, так как по нему происходит сток воды обратно в котел. В качестве материала для трубок можно использовать металлопластик. Расстояния между распределителями зависят от температуры окружающего воздуха. Так, при сильных морозах эти расстояния принимают меньшими для обеспечения достаточного обогрева. Сверху бетон и система обогрева покрываются теплоизолятором.

При укладке бетона толщиной более 15 см системе обогрева эффективнее помещать в бетон, что обеспечивает более равномерный прогрев по всей толщине. Система обогрева является цельной конструкцией и соединена с паровым котлом через нагнетательную линию с помощью соединительной муфты. Паровой котел устанавливается ниже системы обогрева для обеспечения стока воды. В конце магистральной линии установлен датчик давления для автоматического его поддержания в паровом котле и системе прогрева, состоящей из трубок. Концы распределителей полностью закрыты. Отверстие на выходе трубок перекрыто подпружиненным клапа-



**Рис. 1. Схема экспериментальной установки для укладки бетона в зимнее время**  
 1- паровой бачок; 2 - уложенный бетон; 3 - газовый баллон; 4 - газовый счетчик; 5 - редуктор; 6 - горелка; 7 - крышка бачка; 8 - паровой патрубок; 9 - металлопластиковый обогреватель; 10 - теплоизолятор; 11 - манометр



**Рис. 2. Схема елочной укладки системы прогрева в бетон**  
 а – продольный разрез и план схемы; б – клапан давления (закрытый и открытый)  
 1- откос дамбы; 2 - уложенный бетон; 3 - система прогрева; 4 - магистральная линия; 5 - распределители; 6 - датчик давления; 7 - муфта; 8 - клапан; 9 - пружина; 10 - регулятор

ном жесткость которого можно регулировать. Когда давление в системе обогрева превышает норму, клапан автоматически отрывается. При использовании в качестве теплоносителя воды к устройству дополнительно подключается насос для принудительной циркуляции. Разработанные мобильные установки для прогрева бетона при укладке его в зимнее время позволяют экономить денежные средства, так как расход газа на укладку  $1\text{ м}^3$  незначителен.

### Библиографический список

1. Салов Ю.З., Замятин Г.В. Инженерные сооружения и основы строительного производства.- Л.: Стройиздат, Ленинградское отделение, 1990.- 367с.
2. Патент РФ №2270292 МПК Е 02 В 1/00, Е 02 В 3/12, Воздуходувное устройство для прогрева бетонных откосных креплений в зимнее время/ Ламердонов З.Г.; Заяв. 29.11.2004; опубл. 20.07.2006, Бюл. №20. - 6с.
3. Патент РФ №2277613 МПК Е 02 В 1/00, Е 02 В 3/12, Устройство для прогрева бетонных откосных креплений в зимнее время/ Ламердонов З.Г.; Заяв. 29.11.2004; опубл. 10.06.2006, Бюл. №16. - 7с.

М.М. КРУЦИЛЯК, инж., Ю.М. КРУЦИЛЯК, канд. техн. наук  
(Магнитогорский государственный технический ун-т им. Г.И. Носова);  
А.А. ВАРЛАМОВ, канд. техн. наук (ОАО "Магнитогорскгражданпроект")

### СПОСОБ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ БЕТОНА

Известные методы определения характеристик трещиностойкости бетона в существующих конструкциях предполагают извлечение опытного образца с последующим испытанием его в лабораторных условиях [1], что в большинстве конструкций затратно или не представляется возможным.

С другой стороны, опытные данные о сопротивлении бетона распространению трещин относятся в основном к опытным лабораторным образцам [1...3], и сопоставление полученных результатов с натурными конструкциями в большинстве случаев затруднено.

Для устранения известных недостатков определения коэффициента концентрации интенсивности напряжений ККИН [3] был разработан способ и устройство, которые позволяют получить данный коэффициент как на лабораторных образцах, так и на существующих конструкциях. Способ заключается в образовании зоны концентрации напряжений в угле конструкции (в виде углового сегмента) с последующим отломом этого концентратора. Угловой сегмент образуется путем создания продольных и поперечных пропилов (см. рисунок).

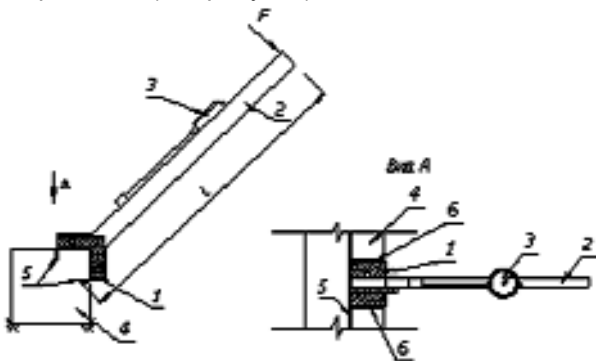


Схема проведения испытаний

1- металлический уголок, приклеенный к конструкции; 2 - рычаг; 3 - индикатор часового типа; 4 - испытываемый образец (элемент конструкции); 5 - продольные пропилы; 6 - поперечные пропилы

Для проведения испытаний, а также для проверки полученных данных использовали половинки образцов, испытанных на трехточечный изгиб обычным способом [4]. Испытания проводили с фиксацией разрушающей нагрузки с помощью индикатора часового типа с ценой деления 0,001 мм, закрепленного на рычаге. После отлома концентратора от угла образца фиксировалась площадь поверхности отлома образовавшегося углового сегмента.

По результатам испытаний была выведена регрессионная формула с обеспеченностью 95% для

определения критического коэффициента интенсивности напряжения.

$$K_k = 0,666 + 0,00183M - 5,206b - 4,415l, \text{ МПа}\cdot\text{м}^{0,5}$$

Здесь  $M$  - момент (Н·м);  $b$  - расстояние между поперечными пропилами (м);  $l$  - расстояние между кончиками продольных пропилов (м).

За эталонные параметры были приняты: глубина продольных пропилов 10 мм; расстояние между поперечными пропилами 50 мм; расстояние от продольного пропила до ребра образца по обеим граням 45 мм. Размеры подбирали исходя из наибольшего приближения сечения отлома к сечению отлома стандартного образца.

Используя данный способ в производственных условиях, зачастую из-за различных факторов и условий невозможно выдержать все требования по данным параметрам, вследствие чего было изучено влияние отклонений от этих параметров на определение ККИН.

Исследовали влияние расстояния между поперечными пропилами  $b$  при ширине металлического уголка  $b_1$ , равном 50 мм. При этом значение  $b$  изменялось от 50 до 100 мм, с шагом 10 мм. Значение соотношения  $b/b_1$  оказало существенное влияние на нахождение ККИН. Для определения ККИН с ошибкой  $\pm 5\%$  необходимо, чтобы отношение  $b/b_1$  не превышало 1,3.

Получены экспериментальные кривые, характеризующие влияние различных углов наклона продольных пропилов по отношению к плоскости, по которой прогнозируется скол сегмента угла и угла скола, которые можно использовать как поправку при проведении испытаний.

Был предусмотрен эксперимент для изучения влияния арматуры на определение ККИН при осуществлении предлагаемого способа. Результатом эксперимента явилась поправочная поверхность, с помощью которой определяют поправку на ККИН в случае, если в площадь отлома попадает арматура.

#### Библиографический список

- ГОСТ 29167-91. Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. - М.: Изд-во стандартов, 1992.-18с
- Пирадов К.А., Гузев Е.А. Механика разрушения железобетона. - М.: Новый век, 1998. - 190 с.
- Гузев Е.А., Леонович С.Н., Милованов А.Ф., Пирадов К.А., Сейланов Л.А. Разрушение бетона и его долговечность. - Мн.: Редакция журнала "Тыдзень", 1997. - 170 с..
- Круциляк Ю.М. Круциляк М.М. Варламов А.А. Определение силовых и энергетических характеристик трещиностойкости бетона //Бетон и железобетон в Украине, 2005, №3. - с. 18-23.



**ПЕРЕЧЕНЬ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ,  
изданных  
Федеральным Государственным Унитарным Предприятием  
"Научно-исследовательский центр "Строительство"  
в составе своих филиалов:  
ЦНИИСК им. В.А. КУЧЕРЕНКО, НИИЖБ им. А.А. ГВОЗДЕВА  
и НИИОСП им. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА**

1. СТО 36554501-002-2006 Деревянные клееные и цельнодеревянные конструкции. Методы проектирования и расчета.
2. СТО 36554501-003-2006 Деревянные клееные конструкции несущие. Общие технические требования.
3. СТО 36554501-004-2006 Деревянные клееные конструкции. Методы испытаний клеевых соединений при изготовлении.
4. СТО 36554501-005-2006 Применение арматуры класса А500СП в железобетонных конструкциях.
5. СТО 36554501-006-2006 Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкции.
6. СТО 36554501-007-2006 Проектирование и устройство вертикального или наклонного геотехнического барьера методом компенсационного нагнетания.
7. СТО 36554501-008-2006 Обеспечение сохранности подземных водонесущих коммуникаций при строительстве (реконструкции) подземных и заглубленных объектов.
8. СТО 36554501-009-2006 Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности, а также:
  1. МДС 12-23.2006 Временные рекомендации по технологии и организации строительства многофункциональных высотных зданий и зданий комплексов в Москве.
  2. МДС 20-1.2006 Временные рекомендации по назначению нагрузок и воздействий, действующих на многофункциональные высотные здания и комплексы в Москве.
  3. МДС 23-1.2007 Методические рекомендации по комплексному теплотехническому обследованию наружных ограждающих конструкций с применением тепловизионной техники.
  4. МДС 50-1.2007 Проектирование и устройство оснований, фундаментов и подземных частей многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов.
  5. СП 52-104-2006 Сталефибробетонные конструкции.
  6. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий.
  7. ТУ 14-1-5526-2006 Прокат арматурный класса А500СП с эффективным периодическим профилем. Технические условия.

Кроме этого, имеются нормативные документы, разработанные данными организациями ранее, но до настоящего времени применяемые в строительной отрасли.

Полный перечень нормативных документов размещен на сайте НИЦ "Строительство"  
[www.cstroy.ru](http://www.cstroy.ru)

Заказы на приобретение документов следует направлять по адресу:

109428, Москва, 2-я Институтская ул., д.6, ФГУП "НИЦ "Строительство".

Отдел технического нормирования, внешних связей и издательской деятельности.

Тел./факс: 174-76-65

E-mail: [sapozhnicenko@cstroy.ru](mailto:sapozhnicenko@cstroy.ru), [solotchina@cstroy.ru](mailto:solotchina@cstroy.ru)

---

---

## БИБЛИОГРАФИЯ

---

---

### Основы бетоноведения

В настоящее время одной из базовых материаловедческих наук, на которых основана современная строительная технология, стало бетоноведение. Отдельным его вопросам и разделам посвящено много литературы. Однако накопленный обширный теоретический и эмпирический материал делает актуальным издание монографий с изложением основ бетоноведения как самостоятельной дисциплины, предметом которой является изучение структуры и свойств различных бетонов, а также влияния на них многочисленных факторов. Этой цели и служит книга, подготовленная докторами технических наук, профессорами **Л.И. и О.Л. Дворкиными** "Основы бетоноведения". – "Стройиздат", С.-Петербург. – 2006. – 689 с.

Прежде всего следует отметить, что представленную работу можно рассматривать как углубленный курс основ бетоноведения, который может быть полезен широкому кругу читателей: студентам, аспирантам, производственникам и научным работникам. Структура издания является достаточно стройной. Авторы последовательно анализируют особенности исходных материалов, реологические и технологические свойства бетонных смесей, вопросы формирования их структуры, ее влияние на проч-

ность, деформативность и стойкость бетона к воздействию агрессивных факторов. Достаточно интересно и глубоко раскрыты вопросы его усадки, ползучести и методологии проектирования составов. Освещаются также основные разновидности тяжелых и легких бетонов, кратко излагаются особенности нецементных бетонов и растворов на минеральных вяжущих и сухих смесях.

Для рецензируемой книги характерны доступное, логическое изложение, широкий круг рассматриваемых вопросов, обобщение обширного количества экспериментальных данных, полученных различными исследователями, включая и авторов, высокий уровень обеспеченности графическими и табличными материалами. Особое внимание в монографии отведено вопросам прогнозирования свойств бетонных смесей и бетонов, а также взаимосвязям: состав-структура-свойства.

Издание книги "Основы бетоноведения" является весьма полезным и значительным вкладом в литературу о бетонах, ибо она освещает современный теоретический, практический и научный материал, который может использоваться всеми специалистами строительного профиля.

---

---

## АВАРИИ, ТЕХНОГЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КАТАСТРОФЫ

---

---

*С.М. СКОРОБОГАТОВ, д-р техн. наук, проф., чл.-корр. РААСН,  
заслуженный деятель науки РФ*

### КЛАССИФИКАЦИЯ ТЕХНОГЕННЫХ КАТАСТРОФ ПО СТЕПЕНИ ПРЕДСКАЗУЕМОСТИ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ И КОНСТРУКЦИЙ

Некоторые принципиальные положения (которые предлагает современная геологическая и геоэкологическая литература), используемые для классификации природных катастроф, частично могут быть применены для создания основ классификации техногенных строительных катастроф.

Термины предлагаемой классификации заимствованы из одной из классификаций природных катастроф, включающей три их типа: "Тренд", "Экстремум", "Срыв" [1]. Напомним, что катастрофы в самом общем виде подразделяются на медленные (предсказуемые) и быстрые (непредсказуемые). К первым относятся "Тренд" и "Экстремум", а к быстрой – "Срыв". Используемая классификация оказалась более обоснованной и предметной для техногенных катастроф, чем для природных. По главному признаку (предсказуемости и другим сопутствующим физичес-

ким свойствам) предлагаемая автором классификация в развернутом виде представлена в табл. 1 и 2.

При наличии расплывчатых границ между медленными катастрофами типов "Тренд" и "Экстремум" стадии работы и расчета из обеих известных групп расчетных предельных состояний строительных конструкций были использованы в качестве компонентов для распознавания и установления как можно более четких признаков и более выпуклого формулирования новых понятий о техногенных строительных катастрофах.

Физический очаг катастрофы типа "Тренд" – это неожиданные, но прогнозируемые (после обнаружения) пластические деформации рабочей арматуры в изгибаемых и растянутых элементах. Визуальный предвестник катастрофы определяется как превышение допустимых прогибов и ширины раскрытия

**Классификация техногенных катастроф железобетонных сооружений по степени предсказуемости.  
Степень уязвимости конструкций и сооружений**

Визуальный предвестник катастрофы	Физический очаг катастрофы	Характер и степень повреждения и обрушения элементов и сооружений	Роль человеческого фактора в проявлении катастрофы
<b>КАТАСТРОФЫ ТИПА "ТРЕНД". БОЛЬШАЯ ПРЕДСКАЗУЕМОСТЬ</b>			
Медленное, но заметное чрезмерное провисание конструкций и заметное раскрытие трещин в растянутых элементах и растянутых зонах сооружений.	Пластические деформации рабочей продольной арматуры вследствие перегрузки плит и ригелей перекрытий и других изгибаемых и растянутых элементов. Опасное раскрытие нормальных трещин в бетоне.	Локальное пластическое повреждение отдельных элементов при изгибе вследствие чрезмерных деформаций в рабочей арматуре. Для твердых сталей возможен разрыв арматуры при изгибе.	Проблемы эксплуатационников. Несоблюдение и пренебрежение правилами эксплуатации сооружений.
<b>КАТАСТРОФЫ ТИПА "ЭКСТРЕМУМ". СЛАБАЯ ПРЕДСКАЗУЕМОСТЬ</b>			
Заметные трещины в бетоне, но в трудно доступных местах: наклонные трещины в высоких балках, вертикальные трещины над опорами в мостовых балках. Нормальные трещины в изгибаемых балках. Заметное провисание конструкций отсутствует.	Перенапряжение в сжатых наклонных полосах бетона. Перенапряжение бетона от смятия над опорами в балках. Развитие микротрещин в сжатом бетоне при изгибе от длительной нагрузки и действия агрессивной среды.	Лавинное хрупкое обрушение элементов сооружения вследствие внезапного разрушения сжатого бетона при упругой стадии в продольной рабочей арматуре.	Научно-технические проблемы. Незнание свойств и поведения материала в работе конструкций и их поведения при длительной нагрузке.
<b>КАТАСТРОФЫ ТИПА "СРЫВ". ОТСУТСТВИЕ ПРЕДСКАЗУЕМОСТИ</b>			
Предвестник катастроф под нормативной, эксплуатационной и монтажной нагрузками отсутствует. Непредсказуемость усилена фактом удовлетворительной эксплуатации до наступления расчетной нагрузки. Заметное провисание конструкций отсутствует.	Перенапряжение бетона от смятия в стыках между сжатыми элементами. Перенапряжение сжатого бетона в оболочках и балках под расчетной длительной нагрузкой. Концентрация напряжений от усталости и коррозионного растрескивания в арматуре.	Лавинное хрупкое обрушение элементов сооружения вследствие внезапного разрушения сжатого бетона в стыках, колоннах, сжатых наклонных полосах или хрупкого разрушения растянутой арматуры от концентрации напряжений особенно в агрессивных средах.	Организационные проблемы строителей. Неявные и явные грубые ошибочные решения, появившиеся во время проектирования, изготовления и эксплуатации и ведущие к быстрой катастрофе.

**Условия обнаружения и предупреждения катастроф.  
Мероприятия по предотвращению проектной и эксплуатационной угроз**

Условия обнаружения и предсказания катастрофы в процессе эксплуатации	Мероприятия по предотвращению проектной и эксплуатационной угроз	Некоторые примеры надвигающихся и совершившихся катастроф
<b>Катастрофы типа "Тренд". Большая предсказуемость</b>		
Обнаруживается смотрителем здания и эксплуатационниками. Момент обрушения может быть прогнозирован через нарастание прогибов и трещин	Традиционные способы усиления конструкций. Традиционные стадии расчета. Применение предварительного напряжения арматуры в соответствии с современными тенденциями и практикой строительства	Пологая оболочка покрытия с трещинами в угловых зонах. Опорное кольцо с нормальными трещинами под стрельчатым куполом. Перекрытия с недостаточным армированием
<b>Катастрофы типа "Экстремум". Слабая предсказуемость</b>		
Может быть обнаружен смотрителем здания, однако анализируется только специалистом-обследователем. В связи с хрупким разрушением бетона момент обрушения не прогнозируется	Традиционные способы расчета, включая новый расчет на продольную трещиностойкость для сжатых зон. Восприятие главных растягивающих усилий. Усиление сжатых зон в изгибаемых элементах, в том числе и в фундаментных плитах	Высокие балки – стенки с наклонными трещинами от ударно-волнового воздействия. Виадуки с вертикальными трещинами на опорах. Тонкие фундаментные плиты. Стены и перекрытия резервуаров в агрессивных средах
<b>Катастрофы типа "Срыв". Отсутствие предсказуемости</b>		
Физический очаг и визуальный предвестник не обнаруживается известными инженерными методами, кроме сквозного сейсмического прозвучивания продольной арматуры и бетона	Применение во время проектирования различных расчетных схем, запредельных воздействий (таран от самолета, взрывы, удары). Создание живучих пространственных схем. Независимая конструкторская экспертиза. Необходимость усиления во время возведения и эксплуатации не проявляется	Разрушение металложелезобетонного моста через р. Пышма. Разрушение покрытия над зданием Аквапарка. Разрушение путепровода – эстакады в Екатеринбурге. Разрушение покрытия над некоторыми водными бассейнами и ледовыми катками. Разрушение стропильных балок со сварной арматурой. Разрушение стыков в колоннах

трещин в изгибаемых или растянутых элементах. Причину катастрофы "Тренд" можно установить с помощью расчетов по второй группе предельных состояний (прогибы, трещины), так как они позволяют проверить величину действующей нагрузки и сопоставить ее с нормативной (эксплуатационной), расчетной (проектной) и особенно с теоретической разрушающей нагрузками.

Естественно, катастрофа типа "Тренд" может быть легко предсказана эксплуатационниками и тем более смотрителем здания. Например, нарастание прогибов несущих конструкций более предельной величины  $1/50$  пролета или раскрытие трещин под длительной нагрузкой более 0,3 мм может быть хорошо замечено. Постепенное нарастание прогибов и раскрытия трещин с годами приводит к чрезмерному увеличению напряжений как в рабочей арматуре, так и в сжатой зоне бетона. В итоге это приводит к недопустимому провисанию и пластическому обрушению конструкций вследствие текучести в рабочей продольной арматуре. Степень предсказуемости момента времени обрушения повышается, если проводятся систематическое обследование или мониторинг, основанные на анализе исходных экспериментальных данных.

В качестве наиболее ярких примеров медленно надвигающихся катастроф типа "Тренд" можно привести состояние следующих сооружений: пологая железобетонная оболочка покрытия (66x36 м) над зданием спортивного зала с ледовым катком с опасными диагональными трещинами (до 2 мм) в угловых зонах оболочки; опорное растянутое железобетонное кольцо ( $\varnothing \approx 80$  м) с опасными поперечными (нормальными) трещинами до 0,4 мм под стрельчатым металлическим куполом над зданием спортивного дворца.

Основная причина неблагоприятного состояния вышеуказанных объектов заключается в отсутствии традиционного предварительного натяжения для рабочей продольной арматуры в растянутых элементах и растянутых зонах изгибаемых элементов. В современном строительстве, как известно, предварительное напряжение применяется повсеместно во всех сборных плитах перекрытий, стропильных фермах и балках. Упомянутый тип катастрофы может развиваться в изгибаемых сборных и монолитных перекрытиях, работающих по балочной или пространственной схемам.

Физический очаг второго типа медленной катастрофы "Экстремум" – это неожиданное и слабopедсказуемое накапливание повреждений в растянутом и сжатом бетоне. Например, при чрезмерном раскрытии наклонных трещин от главных растягивающих усилий, раскрытии вертикальных трещин от смятия бетона над опорными частями мостовых балок и от перенапряжения сжатой зоны бетона в изгибаемых элементах (недостаточная продольная трещиностойкость). При этом напряжение в рабочей продольной арматуре остается в упругой стадии. Однако завершение таких процессов повреждений обусловлено

хрупким внезапным разрушением бетона. Конструкции с такими повреждениями мало провисают, поэтому их аварийное состояние может быть определено только специалистами-обследователями. Таким образом, предвестники катастроф типа "Экстремум" слабо предсказуемы. Катастрофы подобного типа также вызваны несоответствием требованиям второй группы предельных состояний (наклонные трещины, продольная трещиностойкость).

Поясним влияние перенапряжения в сжатой зоне для изгибаемых элементов со средним и большим процентом армирования на характеристику их живучести или на продольную трещиностойкость. Напряжения в крайних сжатых волокнах даже под расчетной нагрузкой могут превышать величину расчетного сопротивления  $R_b$ , если эпюру напряжений принимать не в виде прямоугольника, а приближающейся к фактической. Перенапряжение крайних сжатых волокон может вызвать дальнейшее развитие уже имеющихся в структуре бетона микротрещин и перерастание их в продольные мезо- и макротрещины, заканчивающиеся хрупким разрушением и, следовательно, внезапным разрушением конструкции. Агрессивная среда в процессе эксплуатации дополнительно ухудшает структуру бетона, уменьшая его прочность, и усугубляет напряженное состояние в сжатой зоне сечения изгибаемого элемента.

В последнем случае сокращение срока службы строительных элементов может быть более или менее определено по многочисленным методикам (в частности Л.В. Пухонто, 2001; А.М. Подвального, 2004; Н.К. Розенталя, Г.В. Чехний, 2002; А.В. Васильева, 2000; В.П. Чиркова, 1999).

Поперечные трещины, расположенные в растянутой зоне сечения при ее высоком проценте армирования, зачастую не сильно раскрыты, но глубоко развиты для данного случая напряженного состояния. Трещины при этом могут быть обнаружены смотрителем здания. Однако анализировать такие трещины по специальной методике на предмет предвестника катастрофы могут только специалисты-обследователи.

Для анализа предсказания такого специфического состояния автор данной работы разработал и предлагает методику живучести [2], определяющую предел продольной трещиностойкости в сжатой зоне бетона для изгибаемых элементов. Эта методика позволяет предсказать катастрофу типа "Экстремум" [3] даже в условиях отсутствия строительной истории объекта и при наличии агрессивной среды. В качестве примера можно привести поврежденные железобетонные монолитные и сборные перекрытия в опускном колодце первого подъема и азротенков северной канализационной станции Екатеринбургa. Срок службы этих сооружений при повреждении бетона сжатой зоны резко сократился против нормативного. Были приняты меры по смене некоторых конструкций.

К надвигающейся катастрофе типа "Экстремум" следует отнести опасное напряженное состояние тонких стенок толщиной 200 мм в высоких балках



высотой сечения 3,36-3,66 м и пролетом 7-10 м в покрытии фойе здания Цирка. Ударно-волновое воздействие от близко расположенного источника взрыва вызвало в стенке наклонные трещины шириной раскрытия 0,1-1,0 мм, соответствующие действию главных растягивающих напряжений. При этом сжатые и растянутые пояса сечением 600 x 300 и 800 x 450 мм оказались не затронутыми трещинами. Основная рабочая продольная арматура в растянутых поясах находилась в упругой стадии работы. Появилась опасность разрушения по сжатым наклонным поясам. Высокие несущие балки не давали заметного провисания, кроме того, они были скрыты подвесным потолком. Наклонные трещины обнаружили случайно. Возможность разрушения по сжатому бетону, упругая работа продольной арматуры и слабая предсказуемость из-за отсутствия заметного провисания относят этот вид разрушения к надвигающейся катастрофе типа "Экстремум".

К катастрофе подобного типа можно отнести аварийное состояние бетона над опорными частями мостовых балок через реки Анненская, Россоха и Исток-Вагран. Малые площадки смятия над опорными частями, допущенные по время низкокачественного монтажа, привели к опасным вертикальным трещинам в опорных частях балок, вызванным сильным смятием бетона. Возникла опасность разрушения вертикальных столбиков в разрушенном бетоне. Этот вид повреждения опорных частей балок не привел к заметному провисанию балок и к нормальным трещинам в балке посередине пролета. Напряжения в рабочей продольной арматуре находились в пределах упругой работы. Возможность разрушения по сжатому бетону при упругой работе арматуры и слабая предсказуемость относят этот вид разрушения к надвигающейся катастрофе типа "Экстремум".

Физический очаг при катастрофе типа "Срыв" объясняется перенапряжением бетона от смятия в стыках между колоннами, сжатия в оболочках покрытий и в сильно нагруженных балках от длительной нагрузки и концентрацией напряжений в арматуре от усталости или коррозионного растрескивания при ее работе в упругой стадии. Визуальный предвестник катастрофы отсутствует, так как разрушение по сжатому бетону или рабочей арматуре происходит непредсказуемо, внезапно и хрупко. Заметное провисание конструкций отсутствует. Конструкции могут успешно работать несколько лет под пониженной, нормативной эксплуатационной нагрузкой, вплоть до расчетной, проектной нагрузки и тем более далекой от теоретической разрушающей.

Такая картина скрытости физического очага катастрофы без ее визуального предвестника обнаружилась в бетонных швах между сжатыми сборными плитами верхнего пояса металложелезобетонного моста через реку Пышму. Вместо бетона марки 400 швы толщиной около 100 мм были заполнены скорее всего штукатурным раствором. Тем не менее, мост несколько лет успешно эксплуатировался при не-

большой железнодорожной нагрузке, а разрушился при нагрузке, не превышающей расчетную.

Наличие слабого раствора в стыках сборных колонн с передачей продольного усилия с бетона на бетон привело к внезапному обрушению почти полностью законченного строительства многоэтажного здания (В.И. Вейц, 1984).

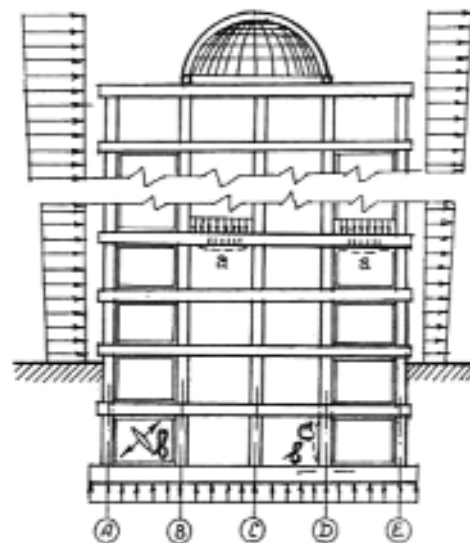
Ошибка при выборе расчетной схемы для пространственного железобетонного покрытия привела к быстрой катастрофе от перенапряжения в сжатом бетоне в известном здании Аквапарк. Катастрофа произошла после длительного периода эксплуатации.

Известны случаи внезапного разрушения стропильных железобетонных балок от концентрации напряжений в сварной арматуре во время температурного перепада окружающей среды в северных районах страны.

Особого внимания требуют железобетонные покрытия над плавательными бассейнами и ледовыми катками, где вредные испарения могут привести к коррозионному растрескиванию рабочей арматуры, особенно высокопрочной [3].

Наиболее частой и организационно трудно устранимой причиной коррозии является недостаточная толщина защитного слоя бетона. Этим недостатком обладают как старые монолитные конструкции (мосты), так и современные монолитные и сборные конструкции. Повышенная пористость бетона при низкокачественном бетонировании также приводит к скрытому очагу катастрофы, которая может проявиться после нескольких лет успешной эксплуатации сооружений. Известны случаи обнаружения в цементном растворе для инъекции каналов в балках опасных хлоридов и сульфидов [4], что недопустимо для высокопрочной арматуры.

Возможные физические очаги всех типов катастроф ("Тренд", "Экстремум", "Срыв") можно представить на примере монолитного железобетонного каркаса высокого административного, общественного или жилого здания (см. рисунок).



Возможные физические очаги техногенных катастроф  
а - Тренд; б - Экстремум; с - Срыв

Очаг катастрофы типа "Срыв" может появиться вследствие ненадежно запроектированных колонн, особенно на первом этаже или в подвале. Слабые колонны могут удовлетворительно работать под нормативной нагрузкой вплоть до появления расчетной, проектной длительной нагрузки, далекой от теоретически разрушающей. Колонны нижнего этажа ответственны за благосостояние всего каркаса, их ненадежность может привести к лавинному обрушению всех элементов здания. Наблюдаемый, визуальный предвестник катастрофы отсутствует, поэтому это возможное неожиданное обрушение следует отнести к типу "Срыв".

Очаги катастроф типа "Экстремум" могут существовать в неоправданно тонких железобетонных фундаментных плитах под многоэтажным каркасом. Неравномерная осадка и повреждение фундаментной плиты происходят медленно. Предвестник этого повреждения - сопутствующее появление косых трещин в вертикальных плоских диафрагмах жесткости каркаса, а также, возможно, в ригелях и плитах междуэтажных перекрытий. Однако обнаружение таких предвестников возможно только специалистами-исследователями. Наличие трещин и нарушенную структуру бетона в фундаментной плите больших линейных размеров можно обнаружить только сплошным сейсмометрическим прозвучиванием [5].

Слабая предсказуемость и внезапное хрупкое разрушение по бетону может привести к хрупкому лавинному разрушению всего каркаса и всего здания, поэтому указанные обстоятельства относят повреждение фундаментной плиты и, кстати, плоской вертикальной диафрагмы к возможной катастрофе типа "Экстремум".

Очаг зарождения катастрофы типа "Тренд" кроется в наличии чрезмерных пластических деформаций в рабочей арматуре в балках и плитах перекрытий вследствие ее перенапряжения. Повреждение и обрушение монолитного или сборного железобетонного перекрытия в одном из пролетов обуславливает выход из строя одного или, может быть, двух этажей, а не всего каркаса, т.е. имеет локальный характер, а не лавинный. Здесь мера ответственности, по сравнению с другими двумя типами катастроф, снижена. Медленное провисание конструкций вследствие пластических деформаций продольной арматуры может быть замечено не только зрителем здания, но и эксплуатационниками, т.е. предвестник катастрофы предсказуем. Следовательно, описываемое разрушение может быть отнесено к типу "Тренд".

При анализе причин аварий и катастроф проще всего необоснованно ссылаться на человеческий фактор. Однако его также можно подвергнуть анализу и классификации. Как будет видно при детальном рассмотрении (см. табл. 1), человеческий фактор можно характеризовать следующими группами причин в проявлении катастрофы:

1. Проблемы эксплуатационников. Несоблюдение и пренебрежение правилами эксплуатации сооружений.

2. Научно-технические проблемы. Незнание свойств и поведения материала в работе конструкций и их поведения при длительной нагрузке.

3. Организационные проблемы строителей на различных строительных переделах (этапах). Неявные и явные грубые ошибочные решения, появившиеся во время проектирования, изготовления и эксплуатации и ведущие к быстрой непредсказуемой катастрофе.

Вторая группа причин должна изучаться и устраняться с помощью научно-технических средств.

Попытки создания классификации техногенных строительных катастроф будут способствовать поиску их физических очагов в процессе проектирования и выявлению их предвестников во время эксплуатации здания и дадут материал для формулирования теоретических рекомендаций и даже принципов построения расчетных схем несущего остова сложных уникальных сооружений общественного, спортивного и административного назначения.

К настоящему времени предлагаются следующие рекомендации по предотвращению катастроф на стадии конструирования и эксплуатации сложных строительных систем.

1. Мониторинг за напряженно-деформированным и техническим состоянием строящихся и эксплуатируемых уникальных зданий и сооружений [6,7].

2. Определение остаточного ресурса для реконструируемых конструкций на основе методики силового сопротивления сжатой зоны бетона [8].

3. Определение взаимного влияния гибкой фундаментной плиты и многоэтажного железобетонного каркаса [9].

4. Расчет каркаса высокого здания или сооружения на навал от самолета (В.А. Ильичев, 2002).

5. Применение различных программных комплексов с различными алгоритмами расчета на базе нескольких вариантов расчетных схем для уникальных сооружений (А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер, 2005).

6. Применение методики живучести для определения предела продольной трещиностойкости для изгибаемых железобетонных конструкций, особенно в условиях отсутствия строительной истории объекта и наличия агрессивной среды [2,3].

7. Расчет несущей способности каркаса на проектные нагрузки при внезапном повреждении отдельных элементов (ригелей, колонн, перекрытий) [10].

8. Применение живучих пространственных сооружений в условиях неопределенности внешних воздействий [11].

9. Использование специальных антиаварийных megаконструкций, примененных в высотных башнях столицы Малайзии Куала-Лампур.

10. Применение сейсмометрических исследований для сплошного прозвучивания бетона и продольной арматуры в массивных и протяженных конструкциях [5].

## Выводы

К настоящему времени установить степень эффективности отдельных из вышеперечисленных рекомендаций применительно к типам катастроф можно условно из-за наличия расплывчатых границ между медленными катастрофами типов "Тренд" и "Экстремум".

Расширение и уточнение предлагаемой классификации техногенных строительных катастроф - это предмет дальнейших исследований. Тем не менее, на основании приведенной в таблице классификации катастроф можно привести следующие первичные обобщения.

1. Первая и вторая рекомендации обеспечивают предотвращение катастрофы типа "Тренд" и, частично, типа "Экстремум".

2. Третья, четвертая, пятая и шестая рекомендации повышают вероятность предотвращения катастрофы типа "Экстремум".

3. Седьмая, восьмая, девятая и десятая рекомендации снижают вероятность быстрой катастрофы типа "Срыв".

## Библиографический список

1. Кузнецов В.И., Писаренко В.Ф., Родкин М.В. К проблеме классификации катастроф: параметризация воздействий и ущерба // Геоэкология. - 1998. - № 1. - с. 16-20.

2. Скоробогатов С.М. Принцип информационной энтропии в механике разрушения инженерных сооружений и горных пластов. - Екатеринбург: УрГУПС, 2000. - 419 с.

3. Скоробогатов С.М. Живучесть как основа определения долговечности изгибаемых железобетонных конструкций при обследовании. // Бетон и железобетон. - 2006. № 5. - с. 18-22.

4. Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Тузеев Е.А. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. - М.: Стройиздат, 1973. - 536 с.

5. Скоробогатов С.М. Методика ускоренного исследования протяженных и массивных железобетонных конструкций // Ресурсо- и энергосбережение как мотивация творчества в архитектурно-строительном процессе // Труды ежегодного собрания РААСН. - М.- Казань: РААСН, 2003. - С. 322-325.

6. Ильичев В.А. Технология мониторинга при подземном строительстве в условиях городской застройки / Вестник отделения строительных наук. Вып. 2. - М.: РААСН, 1999. - С. 183-190.

7. Амбарцумян С.А., Нерсисян Н.Г. О мониторинге состояния строительных конструкций на некоторых уникальных объектах города Москвы // Бетон и железобетон. - 2005. № 4. - С. 6-7.

8. Бондаренко В.М., Боровских А.В., Марков С.В., Римшин В.И. Элементы теории реконструкции железобетона. М. Нижний Новгород: РААСН, НГГАСУ, 2002. - 190 с.

9. Соломин В.И., Шматов С.Б. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций. - М.: Стройиздат, 1986. - 208 с.

10. Колчунов В.И., Никулин А.И., Моргунов М.В. Исследование процесса разрушения железобетонных неразрезных блочных конструкций при переменном положении нагрузки и внезапных повреждениях отдельных элементов // Вестник отделения строительных наук / Вып.9. - Белгород: РААСН, 2005. - С. 249-254.

11. Абовский Н.П., Енджиевский Л.В. Обеспечение живучести пространственных конструкций в условиях неопределенности внешних воздействий // Непрерывное архитектурно-строительное образование как фактор обеспечения качества среды жизнедеятельности // Труды общего собрания РААСН. М. Воронеж: РААСН, 2005. - С. 105-109.

---

## ТЕОРИЯ

---

*Ил. Т. МИРСАЯПОВ, канд. техн. наук (Казанский государственный архитектурно-строительный ун-т)*

### УСТАЛОСТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕЙСТВИЮ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ ПРИ МАЛЫХ ПРОЛетах СРЕЗА

Особенностью работы изгибаемых элементов при малых пролетах среза ( $C_0 < 1,2h_0$ ) является образование локальных полос напряжений, связанных с точками приложения сосредоточенных внешних усилий, в пределах которых и происходит усталостное разрушение. Для выявления этих локальных зон в экспериментальных исследованиях наряду с традиционным методом электротензометрии был применен тепловизионный метод контроля.

При воздействии многократно повторяющейся нагрузки на железобетонный элемент из-за виброползучести бетона происходит непрерывное увеличение неупругих (остаточных) деформаций бетона. Это нарастание носит плавный характер и происходит на всем протяжении циклического нагружения. Наиболее заметные изменения циклических деформаций происходят примерно до  $2 \cdot 10^5$  циклов. Интенсивность увеличения деформаций зависит от уровня

максимальных напряжений цикла и коэффициента асимметрии цикла напряжений.

Как известно, при циклическом нагружении накопленная энергия пластической (неупругой) деформации может превратиться только в тепловую. Площадь петли пластического гистерезиса численно равна необратимой работе деформирования в каждом цикле. Основная часть этой работы переходит в тепло и рассеивается путем теплообмена, а некоторая, относительно малая доля, расходуется на развитие повреждений усталости. Поэтому можно предположить, что в областях усиленного развития неупругих деформаций (в местах концентрации напряжений) в бетоне и арматуре должно происходить повышение температуры. Это распределение температуры нагрева перенапряженных участков на поверхности железобетонных балок при циклическом нагружении можно попытаться использовать для нахождения

дени зон концентрации напряжений в бетоне и арматуре в зоне действия поперечных сил, так как температура в этих зонах должна быть больше, чем в менее напряженных местах, т.е. температурные аномалии должны возникать только в областях образования и развития зон пластической деформации.

В связи с этим в Казанском государственном архитектурно-строительном университете для качественной оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных балок в зоне совместного действия поперечных сил и изгибающих моментов при многократно повторяющихся циклических нагрузках автором был применен тепловизионный метод контроля.

ИК (инфракрасная) термография как один из методов теплового контроля дает возможность дистанционной регистрации, визуализации и анализа температурных полей объектов. В настоящее время ИК диагностика и методы теплового неразрушающего контроля представляют собой высокотехнологичную область прикладных исследований, которая объединяет достижения в теории теплопередачи, ИК технологии и компьютерной обработки экспериментальных данных. Суть метода теплового контроля состоит в регистрации температурного поля на поверхности контролируемого изделия тепловизионной аппаратурой и последующем анализе термограмм с использованием ПЭВМ для обработки результатов и принятия решения.

В экспериментальных исследованиях был применен отечественный тепловизор-радиометр-"компьютерный термограф – ИРТИС-2000", имеющий следующие основные технические характеристики: чувствительность к перепаду температур на уровне  $30\text{ }^{\circ}\text{C} - 0,05\text{ }^{\circ}\text{C}$ ; мгновенное поле зрения – 1,5 мрад.; погрешность измерения –  $\pm 1\%$ ; диапазон измерений – от  $-40$  до  $200\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Управление аппаратурой и предварительная обработка термоизображений проводятся на портативном компьютере NOTEBOOK, входящим в состав тепловизора. В качестве опытных образцов были приняты железобетонные балки из тяжелого крупнозернистого бетона марок 400 размером  $120 \times 345 \times 2000$  мм, загруженные двумя симметрично расположенными грузами, размещенными на расстоянии от опоры, равном  $0,96h_0$ , где  $h_0$  – рабочая высота сечения балок.

Испытания многократно повторяющейся нагрузкой с коэффициентом асимметрии цикла нагрузки  $\rho=0,33$  проводились в заведомо жестком режиме с целью получения усталостного разрушения при заданных параметрах циклического нагружения. Измерение температурного поля поверхностей балок тепловизионной камерой ИРТИС осуществлялось в пределах первого цикла ( $N=1$ ) нагружения до максимальной нагрузки цикла, а затем через определенное количество циклов нагружения  $N_1, N_2 \dots N_n$  многократно повторяющейся циклической нагрузкой для того, чтобы получить динамику развития зон concentra-

ции напряжений в зоне действия поперечных сил. При этом проводилась синхронная регистрация параметров циклического нагружения и соответствующих тепловизионных изображений на жестком диске NOTEBOOK. Тепловизионные изображения фиксировались как в виде отдельных кадров, так и в режиме непрерывной съемки. Последний применялся при приближении момента усталостного разрушения балки.

Проведенные усталостные испытания железобетонных балок на действие поперечных сил с применением тепловизионного метода контроля с помощью тепловизора-радиометра ИРТИС-2000 подтверждают выдвинутое предположение о том, что в процессе циклического нагружения происходит определенный нагрев бетона и арматуры в зонах концентрации напряжений. Действительно, в процессе циклического нагружения происходит нагрев бетона и арматуры в местах концентрации напряжений, и вследствие этого зоны концентрации напряжений четко выделяются на поверхности экспериментальных балок (рис.1). В результате этого установлены области концентрации напряжений в железобетонных изгибаемых элементах в зоне действия поперечных сил при многократно повторяющихся нагрузках. Таким образом, при усталостных испытаниях циклическое нагружение является тепловой стимуляцией материала в определенных областях а именно, в областях, где развиваются неупругие (пластические) деформации, что повышает температуру этих зон материала. Параметры динамики температурных полей при циклическом нагружении зависят от уровня максимальной нагрузки цикла, частоты нагружения и свойств анизотропии.



Рис.1. Термограмма балки с малым пролетом среза после циклического нагружения

Как следует из полученных термограмм балок, области концентрации напряжений в зоне действия поперечных сил имеют четко выделенные участки с превышением температуры на  $+0,3 \dots +3\text{ }^{\circ}\text{C}$ , по сравнению с температурой поверхности менее нагруженных областей (где нет концентрации напряжений). Оказалось, что в пределах самих зон концентрации напряжений распределение превышения темпера-

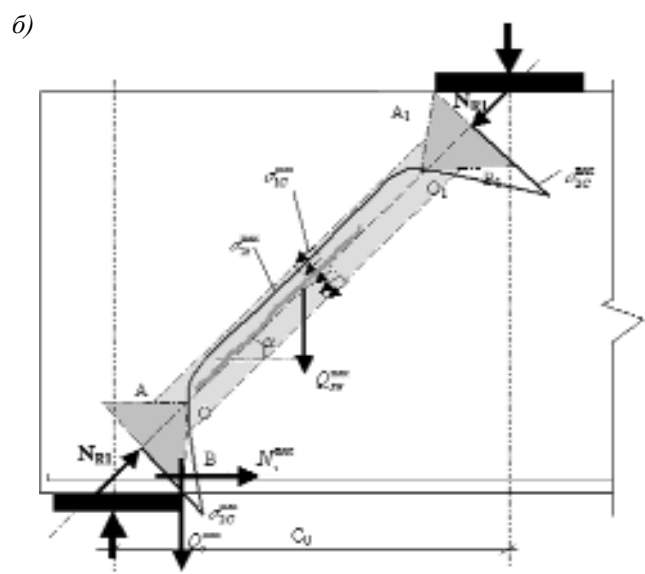
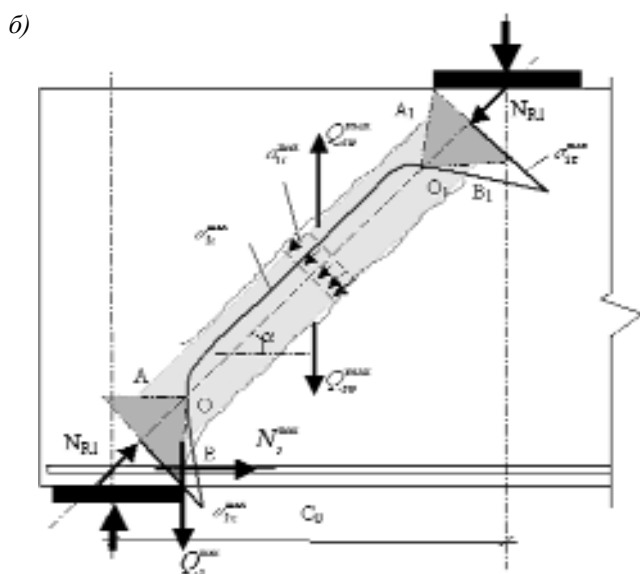
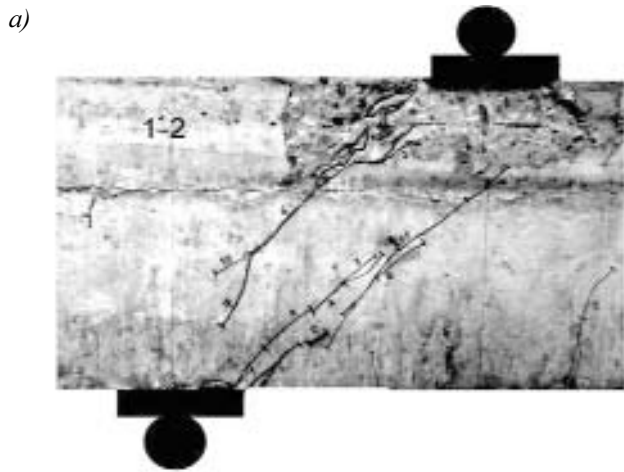


Рис. 2. Характер образования трещин при циклическом нагружении и усталостного разрушения при малых пролетах среза (а) и физическая модель элемента (б) при широких опорных и грузовых пластинах при  $l_{sup} > 0,3h_0$

Рис. 3. Характер образования трещин при циклическом нагружении и усталостного разрушения при малых пролетах среза (а) и физическая модель элемента (б) при узких опорных и грузовых пластинах при  $l_{sup} < 0,3h_0$

тур имеет неравномерный характер: от  $+0,3\text{ }^{\circ}\text{C}$  в средних точках зон концентрации напряжений до  $+3\text{ }^{\circ}\text{C}$  и более вблизи опорных и грузовых пластин. При этом следует подчеркнуть, что обнаруженные зоны концентрации напряжений в приопорной зоне балок совпадают с теоретическими (рис. 2 и 3).

ее границ, и впоследствии между ними происходит усталостное разрушение железобетонного элемента.

Как видно из рис.1, в процессе циклического нагружения в элементах с малым пролетом среза между опорной и грузовой пластинами выделяется полоса с более высокой температурой, что является следствием концентрации сжимающих напряжений в пределах этой наклонной локальной полосы, связанной с точками приложения внешних усилий, в пределах которой из-за виброползучести бетона происходит усиленное развитие неупругих деформаций. Очевидно, поэтому эта локальная полоса концентрации напряжений между опорой и грузом в процессе циклического нагружения выделяется двумя трещинами вдоль

Эти экспериментальные данные подтверждают выдвинутое предположение о том, что главной особенностью работы изгибаемых элементов при малых пролетах среза ( $C_0 < 1,2h_0$ ) является образование локальных полос напряжений, связанных с точками приложения сосредоточенных внешних усилий, в пределах которых и происходит усталостное разрушение. Как показывают экспериментальные исследования, при опорных и грузовых пластинах с характеристикой  $l_{sup} > 0,3h_0$  в процессе циклического нагружения происходит образование и развитие двух типичных наклонных трещин, выделяющих из тела элемента наклонную сжатую полосу между опорой и грузом (см. рис. 2), т.е. трещины выделяют сформировавшийся на начальных стадиях нагружения на-

лонный поток сжимающих напряжений. Первая наклонная трещина образуется и развивается уже в процессе первого нагружения до максимальной нагрузки цикла  $Q_{max}$  и следует параллельно и вблизи линии, соединяющей внутренние границы опорной и грузовой площадок. Направление развития этой трещины – от внутренней границы опорной площадки к внутренней границе грузовой площадки, т.е. от опоры к грузу (см. рис. 2). Вторая наклонная трещина образуется гораздо позже, в процессе циклического нагружения, например при нагрузках, близких к пределу выносливости элемента, через (200- 500) тыс. циклов нагружения. При этом направление развития этой трещины противоположно направлению первой, и она следует от внешней границы грузовой площадки к внешней границе опорной, т.е. от груза к опоре. Незадолго до разрушения происходит резкое раскрытие обеих трещин, и усталостное разрушение в пределах наклонного сжимающего силового потока происходит из-за усталостного разрыва стержней поперечной арматуры в местах пересечения с этими двумя наклонными трещинами. Иными словами, усталостный разрыв поперечной арматуры при  $l_{sup} > 0,3h_0$  происходит по двум плоскостям отрыва, проходящим вдоль границ ядра сжатия наклонной полосы (см. рис. 2). Уменьшение ширины опорных и грузовых площадок приводит к уменьшению ширины ядра сжатия наклонного сжимающего силового потока, а следовательно, и расстояния между наклонными трещинами, выделяющими этот силовой поток. При циклическом нагружении это приводит к нарушению сцепления между поперечной арматурой и бетоном в пределах ядра сжатия. Поэтому усталостное разрушение в пределах наклонного сжимающего силового потока, при  $l_{sup} < 0,3h_0$ , происходит либо с образованием только одной трещины отрыва (рис. 3, а), образующейся и развивающейся вдоль оси наклонного сжимающего силового потока, либо по одной плоскости отрыва, расположенной между первой и второй наклонными трещинами, параллельно им. Усталостное разрушение по растянутой зоне элемента происходит в результате усталостного разрыва продольной растянутой арматуры в месте ее пересечения с первой наклонной трещиной от совместного действия осевых  $N_s^{max}(t)$  и нагельных  $Q_s^{max}(t)$  усилий. Другой возможной формой разрушения по растянутой зоне является нарушение анкеровки продольной арматуры из-за усталости сцепления между арматурой и бетоном.

Анализ напряженно-деформированного состояния и характера усталостного разрушения таких элементов показывает, что для практических расчетов усталостной прочности изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил при малых пролетах среза наиболее простой и приемлемой расчетной моделью является общеизвестная каркасно-стержневая система (КСС), состоящая из наклонной сжатой полосы и растянутого арматурного пояса, замыкающихся в местах приложения внешних нагрузок.

Поэтому усталостная прочность изгибаемого элемента в зоне действия поперечных сил при малых пролетах среза определяется выносливостью каждого элемента КСС: наклонных сжатых полос и продольного растянутого пояса.

Напряженное состояние внутри наклонного сжимающего силового потока аналогично напряженному состоянию в плосконапряженных элементах при действии местной нагрузки. Эту модель, по аналогии с [3], упрощенно можно представить в виде клиньев, расположенных под грузовыми и опорными площадками, распорные сжимающие усилия по боковым поверхностям которых вызывают растягивающие усилия в плоскости, соединяющей концы этих клиньев. В пределах клиньев уплотнения бетон работает в условиях "сжатие-сжатие", между вершинами уплотнений, в средней части сжатой полосы, – в условиях "растяжение-сжатие", вдоль граней клиньев уплотнений – в условиях сдвига. С момента, когда уровень сжимающих напряжений  $\sigma_{1C}^{max}$ , действующих в пределах наклонного сжимающего силового потока, становится больше, чем нижняя граница микротрещинообразования, от микропор в теле бетона или усадочных микротрещин по линии действия растягивающих напряжений  $\sigma_{2t}^{max}$  (рис. 2 и 3) в средней зоне "растяжение-сжатие" образуются и развиваются микро- и макротрещины отрыва. При этом в элементах без поперечной арматуры усталостное разрушение в пределах наклонной сжатой полосы происходит в тот момент, когда длина трещины отрыва, идущей вдоль оси силового потока, достигает критической длины  $l_{cr}$ , а в элементах с поперечной арматурой – в результате усталостного разрыва стержней поперечной арматуры в месте пересечения с трещиной вдоль оси наклонного силового потока при  $l_{sup} < 0,3h_0$ . При  $l_{sup} > 0,3h_0$  усталостное разрушение в пределах наклонного сжимающего силового потока происходит из-за усталостного разрыва стержней поперечной арматуры в местах пересечения с двумя наклонными трещинами, т.е. усталостный разрыв поперечной арматуры при  $l_{sup} > 0,3h_0$  происходит по двум плоскостям отрыва, проходящим вдоль границ ядра сжатия наклонной полосы. Поэтому физические модели усталостного сопротивления элементов при малых пролетах среза при  $l_{sup} < 0,3h_0$  и  $l_{sup} > 0,3h_0$  можно представить в виде (рис.2, в и 3, в).

### Библиографический список

1. Павлов П.А. Основы инженерных расчетов элементов машин на усталостную и длительную прочность. - Л.: Машиностроение, 1988. - 250с.
2. Неразрушающий контроль: Справочник: В 7т. Т.5: В 2 кн. Кн. 1: Тепловой контроль./ В.П. Вавилов. - М.: Машиностроение, 2004. - 679с.
3. Соколов Б.С. Каркасно-стержневой аналог - основа для проектирования железобетонных балок-стенок различных конструктивных решений.//Межвузовский сборник "Прочность и трещиностойкость коротких железобетонных элементов". - Казань: КИСИ, 1989. С. 42 - 47.



**ПОЛИПЛАСТ**



**В ЛУЧШИХ  
БЕТОНАХ  
РОССИИ**

*[www.polyplast-un.ru](http://www.polyplast-un.ru)*

# Контролируя качество работ, вы контролируете свои деньги!

## Приборы для неразрушающего контроля бетона и железобетона

### Продажа, обслуживание, выполнение работ

Мировой лидер - фирма **PROCEQ** (Швейцария)



**Система молотков Шмидта**

Контроль прочности любого вида конструкций в диапазоне 0,2-70 Н/мм<sup>2</sup>.

**TORRENT**

Контроль проницаемости бетона и железобетона

**CANIN**

Обнаружение коррозии арматуры.

**PROFOMETER-4**

Поиск арматуры, измерение её диаметра и определение толщины защитного слоя бетона.

**DYNA**

Измерение адгезии к бетону покрытий любого типа, а также определение усилия на выдергивание/смещение анкеров.

**TICO**

Ультразвуковой контроль сборных и монолитных железобетонных конструкций.

**RESI**

Измерение электрического сопротивления железобетона для оценки наличия и степени коррозии.

**DYNA-ESTRICH**

Испытание стяжки перед устройством наливных полов и других покрытий.

Продукция **PROCEQ** имеет сертификат качества ISO 9001 и отвечает требованиям нормативных документов Швейцарии, России, Германии, Великобритании, США и других стран.



Триада - Холдинг



Россия, 123308, Москва, проспект Маршала Жукова, дом 6, стр. 2  
Тел.: (495) 956-18-52, 956-15-04 Факс: (495) 234-38-84  
www.triada-holding.ru E-mail: trhold@comail.ru

Эксклюзивный представитель в России и СНГ

Редакционная коллегия: Ю.М. Баженов, В.Г. Батраков, В.М. Бондаренко, Ю.С. Волков, В.В. Гранев, В.Г. Довжик, А.И. Звездов, К.В. Михайлов, Ю.П. Назаров, В.А. Рахманов, А.С. Семченков, Р.Л. Серых (главный редактор), А.Г. Тамразян, В.Р. Фаликман, Ю.Г. Хаютин, А.А. Шлыков (зам. главного редактора)

Подписано в печать 30.01.08. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1  
Усл.печ.л. 4,0 Заказ №

Почтовый адрес редакции  
125829, ГСП, Москва, Ленинградский проспект, 64, офис 309

E-mail: magbeton@rambler.ru

http://vlib.ustu.ru/beton

Тел. (495) 155-0345; 703-9762

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9  
109033, Москва, Волочаевская ул., д. 40