

**Редакционный совет:**

Голенков В.А., *председатель*  
Радченко С.Ю., *зам. председателя*  
Борзенков М.И.  
Колчунов В.И.  
Попова Л.В.  
Степанов Ю.С.

**Главный редактор серии:**

Колчунов В.И., *акад. РААСН, д.т.н.*

**Заместители**

*главного редактора серии:*

Гончаров Ю.И., *д.т.н.*  
Колесникова Т.Н., *д. арх.*  
Коробко В.И., *д.т.н.*  
Данилевич Д.В., *к.т.н.*

**Редколлегия:**

Бондаренко В.М., *акад. РААСН, д.т.н.*  
Зорин В.А., *д.т.н.*  
Карпенко Н.И., *акад. РААСН, д.т.н.*  
Коробко А.В., *д.т.н.*  
Король Е.А., *чл.-корр. РААСН, д.т.н.*  
Меркулов С.И., *д.т.н.*  
Новиков А.Н., *д.т.н.*  
Ольков Я.И., *акад. РААСН, д.т.н.*  
Римшин В.И., *чл.-корр. РААСН, д.т.н.*  
Серпик И.Н., *д.т.н.*  
Турков А.В., *к.т.н.*  
Федоров В.С., *чл.-корр. РААСН, д.т.н.*  
Чернышов Е.М., *акад. РААСН, д.т.н.*

**Ответственный за выпуск:**

Никулин А.И., *к.т.н.*

**Адрес редколлегии серии:**

302020, Россия, г. Орел,  
Наугорское шоссе, 29.  
Редколлегия журнала  
«Известия ОрелГТУ» Серия  
«Строительство. Транспорт».  
Тел./факс: 8 (4862) 41-98-05;  
www.ostu.ru  
E-mail: antc@ostu.ru

Зарегистрировано в Министерстве  
РФ по делам печати, телерадиове-  
щения и средств массовой инфор-  
мации. Свидетельство: *ПИ № 77-  
15496* от 20 мая 2003 г.

Подписной индекс **86294** по объеди-  
ненному каталогу «Пресса России»

© ОрелГТУ, 2008

### Содержание

#### Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Белик А.З. Остаточные напряжения и деформации в листовых строительных конструкциях при их изготовлении.....	2
Коробко А.В., Сенин М.А. Взаимосвязь задач поперечного изгиба и свободных колебаний ромбических шарнирно опертых пластинок.....	6
Леденёв В.В., Струлёв В.М., Черкашин А.Б. Влияние высоты ограждающей цилиндрической оболочки на несущую способность основания.....	8
Меркулов С.И., Золотых Е.А. Оценка эффективности применения элементов из ячеистого бетона в монолитных перекрытиях.....	11
Меркулов С.И., Поветкин М.С. Методика экспериментальных исследований трещиностойкости усиленных изгибаемых железобетонных конструкций.....	15
Нарушевич А.Н., Беккер В.А. Результаты экспериментальных исследований платформенных стыков, имеющих первоначальные дефекты.....	19
Никулин А.И., Сотников Д.Ю., Казаков Д.В. Трансформирование диаграмм деформирования тяжёлого бетона с учётом нарастания его прочности от времени.....	22
Пахомова Е.Г., Меркулов Д.С., Гордеев А.В. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных конструкций при коррозионном повреждении бетона и арматуры.....	29
Плевков В.С., Саркисов Д.Ю., Тигаи О.Ю. Исследование железобетонных элементов при косом внецентренном кратковременном динамическом сжатии, растяжении и изгибе.....	33
Скобелева Е.А. Некоторые результаты численных исследований деформирования и разрушения железобетонных преднапряженных балок составного сечения... ..	38
Струлёв В.М., Воеводкин В.Ю., Синельников А.Н. Несущая способность песчаного основания кольцевых фундаментов.....	46
Трецев А.А., Божанов П.В., Захарченко В.А. Конечные прогибы пластин из дилатирующих материалов с учетом упруго-пластических деформаций.....	49
Чекурков Н.А., Селиванов Ф.С. Методика расчета цилиндрической оболочки, взаимодействующей с нелинейно деформируемым слоистым основанием.....	53

#### Безопасность зданий и сооружений

Барз М.А. К обоснованию выбора места установки взрывного клапана в газовых топках.....	57
Мелькумов В.Н., Кузнецов С.Н., Павлюков С.П., Черемисин А.В. Прогнозирование фильтрации газа в грунте при его утечке из подземного газопровода.....	61

#### Архитектура и градостроительство

Анисимов Л.Ю. Повышение ресурсоэффективности городского малоэтажного жилища за счёт динамической адаптации.....	66
---	----

#### Строительные технологии и материалы

Черсков Р.М. Свойства асфальтобетонов модифицированных полимерным модификатором на основе вторичного полиэтилена и полибутадиенового каучука.....	72
---	----

#### Автомобили, строительные машины, сервис и ремонт

Волков В.В., Кочетков В.А. Экспертиза оснований аэродромов на стадии их строительства по георадарным данным.....	79
Казарновский В.Д., Солодовников С.И. Усиление неоднородного основания жесткой дорожной одежды с шарниром.....	83
Канищев А.Н., Волков В.В., Матвиенко Ф.В. Исследование образования остаточной деформации асфальтобетонного покрытия в условиях интенсивного транспортного потока.....	86

УДК 624.014.2

А.З. БЕЛИК

## **ОСТАТОЧНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ В ЛИСТОВЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПРИ ИХ ИЗГОТОВЛЕНИИ**

*В работе рассмотрены механизмы возникновения и уровни остаточных напряжений и деформаций по толщине листа, возникающие при изготовлении листовых металлических конструкций гибкой по радиусу. Их следует учитывать при определении несущей способности с помощью введения в расчетные формулы технологического коэффициента, характеризующего механические свойства стали в реальной конструкции. Очевидно, что этот коэффициент не равен единице, как принято в методике расчета, применяемой в настоящее время.*

Стали высокой прочности имеют повышенную чувствительность к различного рода концентрациям напряжений, в том числе возникающих при изготовлении конструкций. Металл, проходя через ряд технологических операций, пластически деформирующий металл по всей плоскости (например, гибка по радиусу), изменяет свои свойства. Поэтому в любой готовой конструкции процесс её изготовления всегда создаёт поле остаточных напряжений и деформаций. Остаточные напряжения в конструкции суммируются с напряжениями от приложенных нагрузок. Если уровень этих напряжений велик и близок к пределу текучести металла, то дополнительные напряжения от приложенной нагрузки могут привести к разрушению конструкции. При гибке листовых заготовок на валковых машинах деформации крайних волокон могут достигать 10% (отношение радиуса нейтрального слоя к толщине заготовки достигает значения 5). Значения фактических радиусов кривизны установлены на основе анализа соответствующих параметров реальных листовых сооружений.

В зависимости от величины деформации заготовки, вызываемой изгибом, можно рассматривать четыре группы случаев:

1. Очень малые (менее 1%) чисто упругие деформации, определяемые в соответствии с классической теорией упругости.

2. Малые (менее 5%) неупругие деформации, при которых поворотах главных осей, изменением начальных размеров и формы тела пренебрегают, определяемые по упругопластической теории изгиба.

3. Средние (от 5 до 10%) по величине неупругие деформации, определяемые методами математической теории пластичности.

4. Большие (больше 10%) деформации (конечные), которые вызывают значительные трудности при учёте изменений формы и размеров тела, структурных изменений, поворота поверхностей скольжения, возникновения значительной деформации анизотропии. Эти деформации определяются инженерными расчётами, основанными на экспериментальных исследованиях. Точность определения деформации в этом случае зависит от предпосылок, положенных в основу принятой теории больших пластических деформаций.

На основе положений теории малых упругопластических деформаций в работе [1] расширена классическая теория упругости на пластическую область до деформации, равной 5%, а в работе [2] – до 10%. Следовательно, задачи определения остаточных пластических деформаций могут быть разделены на два основных вида по величине наибольших деформаций.

1. Область упругопластических деформаций (менее 10%). Пластические деформации значительно превышают упругие, т.к. они измеряются несколькими процентами, а упругие – десятными долями процента. Можно использовать закон постоянства объёма до и после де-

формаций. Влиянием многих факторов (изменение начальных форм и размеров заготовки, нарушение начальной анизотропии) обычно пренебрегают. На основании этих предпосылок при определении остаточной деформации используют абсолютную (относительную) деформацию (удлинение волокон при изгибе) так же, как это делается в теории упругости.

2. Область значительных пластических деформаций, превышающих 10%. При изучении больших деформаций нельзя не учитывать изменение формы и размеров листа, нарушение начальной анизотропии и т.д. При определении деформаций пользуются истинными значениями деформаций, определенными по приближенным аналитическим расчётам, или ограничиваются экспериментальным изучением процессов пластической деформации.

Исследованиями в работах [1, 2] доказано, что гипотеза плоских сечений остается справедливой и при деформации изгибом до 10%.

Рассмотрим механизм накопления пластических деформаций в деформируемом листе. При упругопластической деформации остаточная деформация при разгрузке, в отличие от упругой деформации, не исчезает. Поэтому измеряемая остаточная пластическая деформация является суммой последовательных пластических деформаций, накопленных при всех напряженных состояниях, возникавших в течение процесса деформирования.

Остаточная пластическая деформация является свидетелем всех напряженных состояний данной заготовки за пределом упругости материала. Поскольку остаточные деформации накапливаются в определенных направлениях и зонах заготовки, будем исследовать такие виды деформаций, в которых направления главных напряжений и наибольших удлинений совпадают, а также исключают или уменьшают до минимума влияние других напряжений.

Реальные процессы деформирования изгибом проводятся на заготовках значительных размеров. Измеряемые деформации находятся в пределах от десятков миллиметров до одного миллиметра. Если напряженное и деформированное состояние в элементе однородны, то по деформации заготовки определяется и деформация его малого участка. Механизм возникновения остаточных напряжений (деформаций) при гибке представлен на рисунке 1. На эпюру напряжений, возникающую от действия нагибающей нагрузки, накладывается эпюра напряжений упругого восстановления (пружинения) в соответствии с теорией упругости. Два внешних момента, действующие в случаях изгиба и пружинения, взаимно уничтожаются. В полосе возникают остаточные напряжения (заштрихованные на рис. 1).

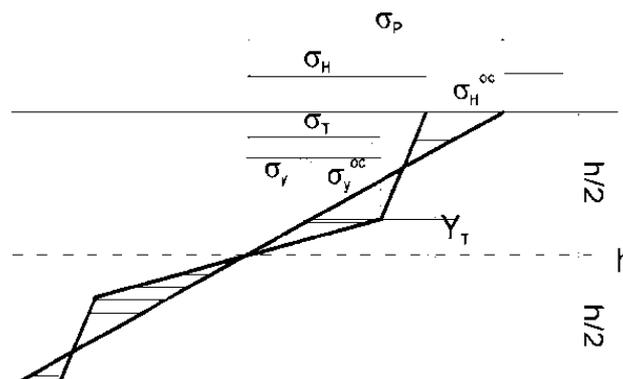


Рисунок 1 – Остаточные напряжения и деформации при однократном изгибе

Тогда остаточные напряжения в крайнем волокне полосы будут равны:

$$\sigma_H^{oc} = \sigma_p - \sigma_H, \quad (1)$$

а на расстоянии  $Y_T$  от нейтрального слоя полосы:

$$\sigma_Y^{oc} = \sigma_T - \sigma_Y, \quad (2)$$

где  $\sigma_p$  – напряжение в крайних волокнах полосы от изгибаемого момента, равного моменту изгиба и направленного в обратную сторону (материал полосы ведёт себя как упругое тело);

$\sigma_n$  – напряжения в крайних волокнах полосы от изгибаемого момента в процессе гибки под нагрузкой;  $\sigma_y$  – напряжения от разгрузки в обратную сторону на расстоянии  $Y_T$  от нейтрального слоя полосы;  $\sigma_H^{oc}$  и  $\sigma_Y^{oc}$  – остаточные напряжения в крайних волокнах и на расстоянии  $Y_T$  от нейтрального слоя полосы.

Напряжение  $\sigma_p$ , возникающее в крайних волокнах, можно определить, если изгибающий момент разделить на момент сопротивления полосы.

$$\sigma_p = \frac{M}{W} = \left[ 1,5 - 2K^2 + \frac{E_1}{E} \left( \frac{1}{2K} - \frac{3}{2} + 2K^2 \right) \right] \sigma_T, \quad (3)$$

где  $E_1$  – модуль упрочнения стали за пределом текучести;  $E$  – модуль упругости стали;

$K = \frac{\sigma_T \rho}{E h}$ ;  $\rho$  – радиус изгиба под нагрузкой, проходящий через центр тяжести поперечного сечения листа.

Напряжение при гибке полосы будет иметь выражение:

$$\sigma_H = \sigma_T + E_1 \left( \frac{t}{2\rho} - \frac{\sigma_T}{E} \right) = \left[ 1 + \frac{E_1}{E} \left( \frac{1}{2K} - 1 \right) \right] \cdot \sigma_T. \quad (4)$$

Напряжение обратной разгрузки на расстоянии  $Y_T$  от нейтрального слоя определяется после подстановки значений  $\sigma_p$  по формуле:

$$\sigma_y = \frac{2Y_T}{h} \times \sigma_p = 2K \times \sigma_p = 2K \left[ 1,5 - 2K^2 + \frac{E_1}{E} \left( \frac{1}{2K} - \frac{3}{2} + 2K^2 \right) \right] \sigma_T. \quad (5)$$

После подстановки соответствующих значений напряжений получены окончательные формулы для определения остаточных напряжений по толщине полосы:

$$\sigma_H^{oc} = \left( 1 - \frac{E_1}{E} \right) (0,5 - 2K^2) \sigma_T; \quad (6)$$

$$\sigma_Y^{oc} = \left( 1 - \frac{E_1}{E} \right) (1 - 3K + 4K^3) \sigma_T. \quad (7)$$

Изменения остаточных напряжений в крайних волокнах и на расстоянии  $Y_T$  от нейтрального слоя в зависимости от предела текучести материала, модуля упрочнения и относительного радиуса изгиба полосы показаны на рисунках 2 и 3.

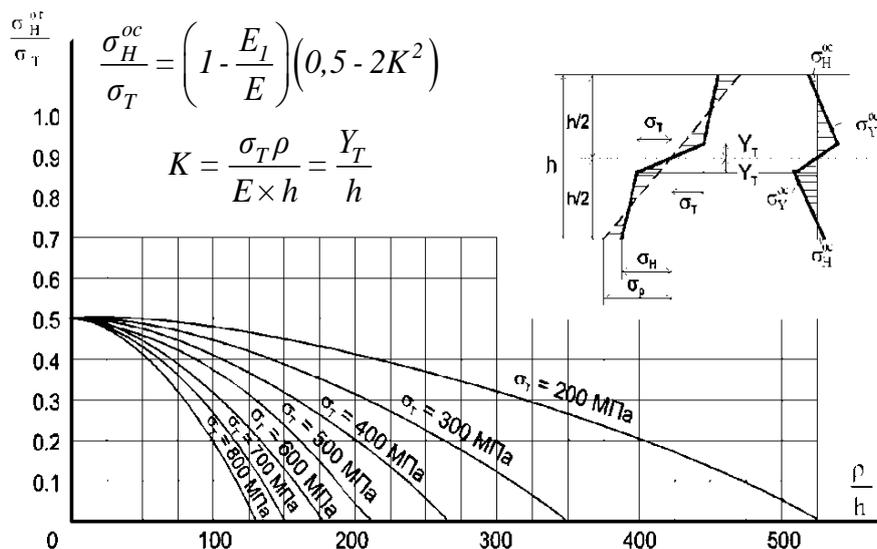


Рисунок 2 – Зависимость остаточных напряжений в крайних волокнах листа от предела текучести и относительного радиуса изгиба полосы при  $E_1/E=1/50$

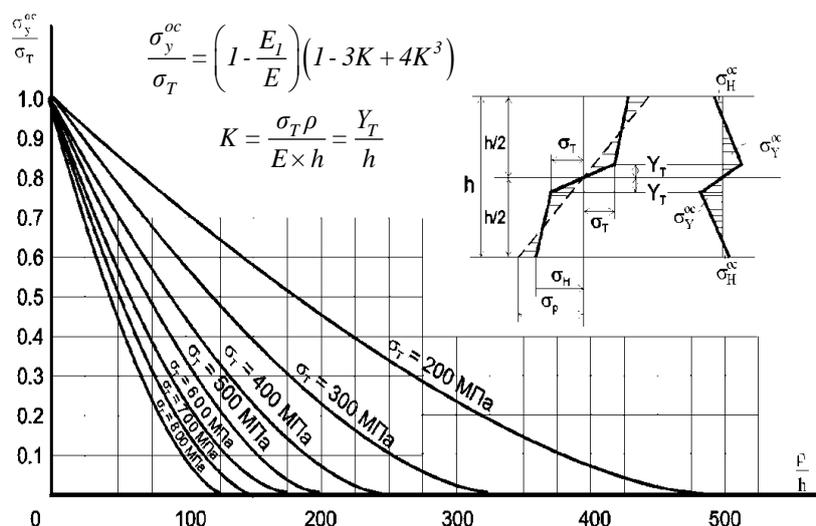


Рисунок 3 – Зависимость остаточных напряжений на уровне  $Y_T$  от предела текучести и относительного радиуса изгиба полосы при  $E_1/E=1/50$

Из них видно, что величина остаточных напряжений в крайних волокнах полосы (при малых относительных радиусах изгиба) достигает половины значения предела текучести стали. Величина же остаточных напряжений на расстоянии  $Y_T$  от нейтрального слоя (внутри полосы) имеет уровень предела текучести стали. При увеличении относительного радиуса изгиба остаточные напряжения уменьшают свои значения до нуля (упругий изгиб). Изменения остаточных напряжений увеличением прочности стали происходят на меньшем диапазоне изгиба. Например, для стали с  $\sigma_T=700$  МПа в диапазоне до  $\rho/h=150$ , а для стали с  $\sigma_T=200$  МПа – до  $\rho/h=525$ .

С увеличением модуля упрочнения стали ( $E_1$ ) остаточные напряжения уменьшаются. Например, с увеличением отношения  $E_1/E$  от 0 до  $1/25$  остаточные напряжения изменяются в пределах 3-8% (в зависимости от радиуса изгиба и прочности стали). При большем увеличении этого отношения изменения остаточных напряжений более существенны и их необходимо учитывать при определённых  $\sigma_H^{oc}$  и  $\sigma_Y^{oc}$ .

По результатам исследований можно сделать следующие выводы:

- 1) остаточные деформации в деталях по толщине при гибке листовых заготовок с относительным радиусом изгиба более 10 можно определять, не учитывая смещение нейтрального слоя и утонения толщины листа;
- 2) найдены теоретические зависимости уровней остаточных напряжений и деформаций в согнутых деталях листовых конструкций в зависимости от предела текучести стали, модуля упругости ее за пределом текучести, толщины заготовки, радиуса изгиба, а также величины упругой зоны в середине сечения заготовки;
- 3) остаточные напряжения в готовых изделиях могут достигать уровней предела текучести по толщине и 0,5 предела текучести на поверхности заготовки;
- 4) уровни остаточных напряжений следует учитывать при определении несущей способности листовых конструкций, предварительно подвергавшихся пластическому деформированию гибкой по радиусу в зависимости от направления деформирования. Влияние остаточных напряжений на несущую способность конструкций можно будет учесть с помощью введения в расчетные формулы технологического коэффициента, характеризующего механические свойства стали в реальной конструкции. Очевидно, что этот коэффициент не равен единице, как принято в методике расчета, применяемой в настоящее время.

#### Литература

1. Ильюшин, А.А. Пластичность [Текст] / А.А. Ильюшин. – М.: М. ОГИЗ, 1948. – 382 с.
2. Мошнин, Е.Н. Гибка и правка на ротационных машинах: технология и оборудование [Текст] / Е.Н. Мошин. – М.: Машиностроение, 1967. – 272 с.

**Белик А.З.**

Курский государственный технический университет, г. Курск  
Кандидат технических наук, доцент

А.В. КОРОБКО, М.А. СЕНИН

## ВЗАИМОСВЯЗЬ ЗАДАЧ ПОПЕРЕЧНОГО ИЗГИБА И СВОБОДНЫХ КОЛЕБАНИЙ РОМБИЧЕСКИХ ШАРНИРНО ОПЕРТЫХ ПЛАСТИНОК

*В статье исследуется функциональная связь между интегральными физическими характеристиками в задачах поперечного изгиба и свободных колебаний упругих ромбических пластинок с шарнирным опиранием. Показано, что величина максимального прогиба пластинок, находящихся под действием равномерно распределенной нагрузки, функционально связана с их основной частотой колебаний в ненагруженном состоянии.*

Известно [1, 2], что интегральные физические характеристики пластинок (величина максимального прогиба  $w_0$  и основная частота колебаний  $\omega$ ) зависят от площади пластинки  $A$ , цилиндрической жесткости  $D$ , вида нагрузки  $q(x, y)$  и массы единицы площади  $m$ :

$$w_0 = \alpha \frac{qA^2}{D}; \quad \omega^2 = \beta^4 \frac{D}{mA^2}, \quad (1)$$

где коэффициенты пропорциональности  $\alpha$  и  $\beta$ , зависящие от формы пластинки ( $\Phi$ ) и условий на границе ( $\Gamma$ ):  $\alpha=f(\Phi, \Gamma)$ ,  $\beta=\varphi(\Phi, \Gamma)$ .

Если умножить выражения (1) друг на друга, то получится результат, не зависящий от площади пластинки и цилиндрической жесткости (вида материала):

$$w_0\omega^2 = \alpha\beta^4 \frac{q}{m} = K \frac{q}{m}. \quad (2)$$

Детальное изучение этого произведения проведено в работах [3, 4], где было показано, что для всего множества упругих пластинок с выпуклым контуром и произвольными граничными условиями произведение коэффициентов пропорциональности вырождается в одну плавную и монотонную кривую, зависящую только от коэффициента формы пластинок  $K_f$  и независящую от граничных условий:  $K=\psi(K_f)$ . Исследование известных решений рассматриваемых задач, приводимых в научной и справочной литературе, показало, что эта закономерность удовлетворяется с точностью до 4...5%.

Проведем исследование этого произведения для ромбических пластинок с шарнирным опиранием. С помощью МКЭ решено ряд задач по определению максимального прогиба и основной частоты колебаний для пластинок в виде ромба с шарнирным опиранием сторон. Результаты этих расчетов приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Значения максимального прогиба и основной частоты колебаний ромбических пластинок с шарнирным опиранием сторон

$\gamma$	Решения по МКЭ			Решения по (3)		Решения по (4)	
	$\alpha$	$\beta^2$	$1/\beta^2$	$1/\beta^2$	$\Delta, \%$	$1/\beta^2$	$\Delta, \%$
2	3	4	5	6	7	6	7
30	1,51	1558,67	0,00064	0,00063	1,56	0,000602	5,94
45	2,66	617,03	0,00162	0,00153	5,56	0,00158	2,47
60	3,41	467,42	0,00214	0,00211	1,40	0,00213	0,47
90	4,06	389,27	0,00257	0,00262	1,95	0,00259	0,78

По данным, приведенным в таблице, с помощью программного комплекса **Table curve** были построены аппроксимирующие функции  $w_0-1/\omega^2$ , графики которых представлены на рисунках 1 и 2.

$$y=a+bx, \quad (3)$$

где  $a=-0,0005415$ ,  $b=0,0007789$ ;

$$y^2=a+bx^2, \quad (4)$$

где  $a=-6,5407e-07$ ,  $b=4,4575e-07$ .

Анализ аппроксимирующих функций (3) и (4) показывает:

1. Основная частота колебаний ромбических пластинок с шарнирным опиранием функционально связана с максимальным прогибом. Функции (3) удовлетворяют табличным данным с точностью до 5,56%, а функция (5) – с точностью до 5,94%. Функция (3) линейна и поэтому представляет наибольший интерес.

2. Анализ сравниваемых результатов говорит о том, что погрешность вычислений с помощью МКЭ тем больше, чем острее угол при вершине или углы при основании, что является хорошо известным фактом в теории расчета пластинок. Поэтому результаты, получаемые с помощью функций (3) и (4), можно считать более достоверными.

3. Научный интерес полученного результата заключается в принципиально новом толковании рассматриваемых физических явлений деформирования пластинок, что позволяет внести значительный вклад в развитие теоретических основ моделирования строительных конструкций.

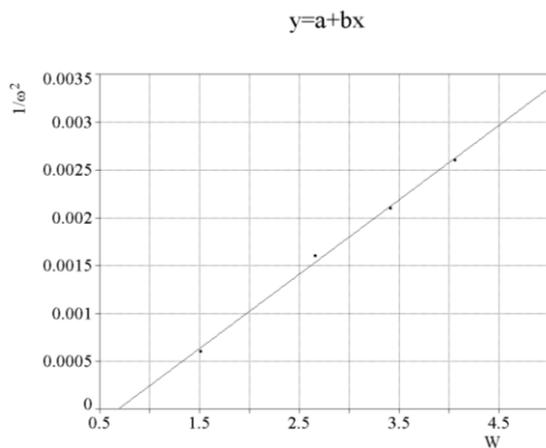


Рисунок 1

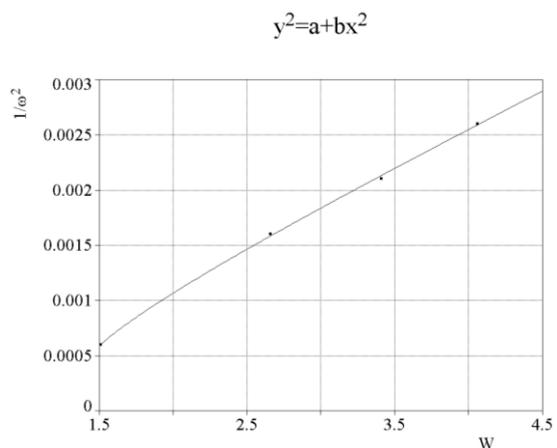


Рисунок 2

4. Практический интерес полученного результата заключается в возможности использования установленной закономерности в экспериментальной механике, в частности, при диагностике и контроле качества строительных конструкций с использованием вибрационных методов.

Кроме того, по известным решениям задач поперечного изгиба пластинок можно найти основную частоту колебаний в ненагруженном состоянии и, наоборот, по известным значениям основной частоты колебаний можно определить величину максимального прогиба пластинок. Именно последнее обстоятельство весьма важно при использовании вибрационного метода диагностики и контроле качества строительных конструкций.

#### Литература

1. Тимошенко, С.П. Пластины и оболочки [Текст] / С.П. Тимошенко, Войновский-Кригер С. – М.: 1963, – 635 с.
2. Филиппов, А.П. Колебания механических систем [Текст] / А.П. Филиппов. – Киев: Наукова думка, 1965. – 716 с.
3. Коробко, В.И. Изопериметрический метод в строительной механике [Текст]: Теоретические основы изопериметрического метода / В.И. Коробко. – М. Изд-во АСВ, 1997. – 390 с.
4. Коробко, В.И. Определение основной частоты колебаний пластинок с жестко защемленным контуром [Текст] / В.И. Коробко, А.А. Павленко // Тез. докл. научно-практ. Конф. «Инженерное обеспечение агропромышленного комплекса». – Орел: ОГСХА, 1998. – С. 112-115.

#### Коробко А.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел  
Доктор технических наук, профессор

#### Сенин М.А.

Орловский государственный технический университет, г. Орел  
Ассистент

УДК 624.015

В.В. ЛЕДЕНЁВ, В.М. СТРУЛЁВ, А.Б. ЧЕРКАШИН

## ВЛИЯНИЕ ВЫСОТЫ ОГРАЖДАЮЩЕЙ ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ОБОЛОЧКИ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ ОСНОВАНИЯ

*В данной работе рассматривается влияние высоты цилиндрической ограждающей оболочки на несущую способность и осадку песчаного основания при центральном нагружении. На основании экспериментальных данных построены графики зависимости осадки штампов от прикладываемой нагрузки.*

*In the present work the influence of high cylindrical fenced envelopment on sand base's bearing capacity is examined. Loads on circular and ring stamps were centrally transferred through a continuous rigid disk. On the basis of experimental data, graphics of settlements' dependence of the stamps from applied loadings were built.*

Исследованию осадки круглых и кольцевых фундаментов на песчаном основании при действии системы плоских сил уделяется достаточно много внимания [1-6]. Одним из эффективных способов уменьшения осадки фундаментов и повышения несущей способности сжимаемых грунтов является создание стесненных условий поперечных деформаций основания по глубине сжимаемой толщи, например, установки в грунт ограждающей цилиндрической оболочки [7, 8].

Для проведения экспериментов был изготовлен кольцевой штамп с отношением  $d/D=0,4$  ( $d$  – внутренний диаметр,  $D$  – внешний диаметр штампа) и с размерами  $d=115$  мм,  $D=288$  мм. Штамп армировался сварными сетками из арматуры класса В500 диаметром 4 мм. Арматура располагалась равномерно в радиальном и окружном направлениях. Цилиндрической оболочкой служило стальное кольцо толщиной 0,8 мм и радиусом  $R_{об}=187$  мм. Отношение диаметра цилиндрической оболочки к внешнему диаметру штампа было принято  $d_{об}/D=1,3$ ; высота оболочки принималась  $h_{об}=0; 1/3; 2/3; 1$  от радиуса цилиндрической оболочки. Схема нагружения и установки ограждающей оболочки показаны на рисунке 1.

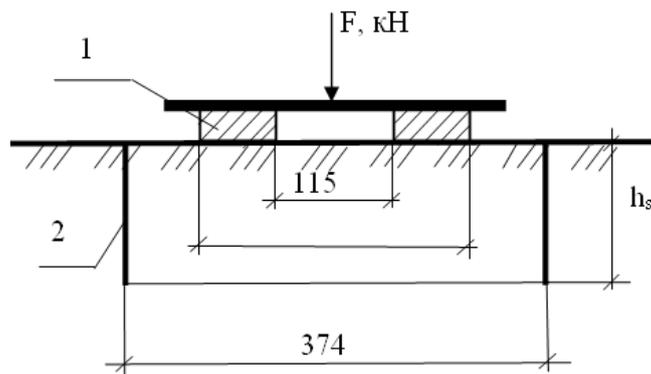


Рисунок 1 – Схема нагружения и установка ограждающей оболочки: 1 – штамп; 2 – ограждающая оболочка

Испытания проводили в лотке с размерами  $2 \times 2,5 \times 1,5$  м. Нагрузку прикладывали с помощью гидравлического домкрата, контроль усилия осуществлялся с помощью образцового динамометра на сжатие (ДОС-5).

Основанием служил пылеватый песок, увлажненный до влажности  $W=10\%$ . Оболочка устанавливалась внутри песка с послойным уплотнением внутри и снаружи оболочки до плотности  $1,7 \text{ г/см}^3$ . Фундамент устанавливался на поверхность песчаного основания.

Осадка штампа определялась по показаниям двух индикаторов часового типа (ИЧ-10) с ценой деления 0,01 мм. Центральная вертикальная нагрузка на штамп передавалась через сплошной жесткий диск ступенями по 0,2 от максимальной нагрузки с выдержкой по 10 мин. на каждой ступени.

На рисунке 2 представлены графики зависимости осадки штампа с различной высотой цилиндрической ограждающей оболочки от центральной нагрузки, приложенной через сплошной жесткий диск.

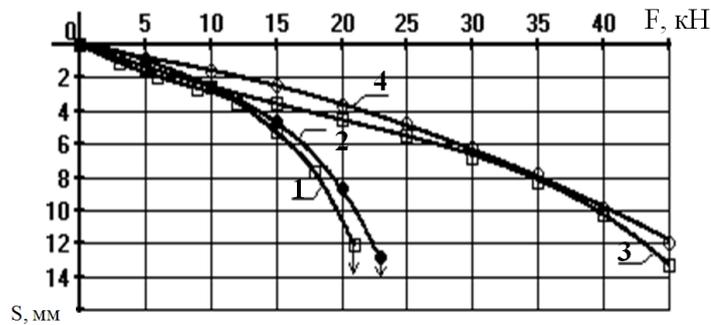


Рисунок 2 – Зависимость осадки штампа при действии центрально приложенной нагрузки и разной высотой цилиндрической оболочки: 1 – без цилиндрической оболочки; 2, 3, 4 – с высотой ограждающей оболочки соответственно 1/3; 2/3; 1 от радиуса оболочки

Из графиков видно, что применение цилиндрической ограждающей оболочки высотой более  $2R/3$  приводит к существенному повышению несущей способности песчаного основания, а при высоте менее  $R/3$  влияние оболочки практически отсутствует.

На рисунке 3 показаны графики зависимости относительной осадки  $S_u/F_u$  и несущей способности основания  $F_u$  при центральном нагружении от высоты цилиндрической ограждающей оболочки.

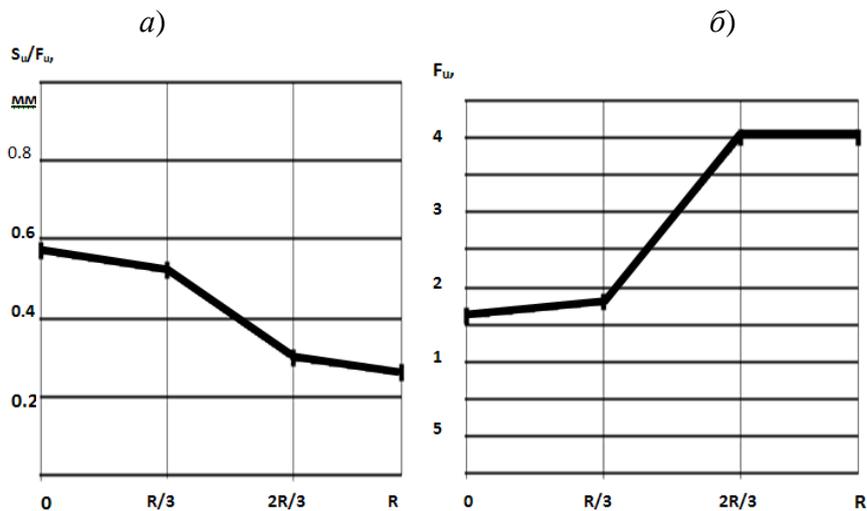


Рисунок 3 – Зависимость относительной осадки (а) и несущей способности основания (б) при центральном нагружении от высоты заглибления цилиндрической ограждающей оболочки

Из графиков, представленных на рисунке 3, можно выделить три характерные области: первая – при высоте оболочки менее  $R/3$ , где влияние ограждающей оболочки на осадку и несущую способность песчаного основания практически отсутствует; вторая область – при высоте оболочки более  $2R/3$ , где относительная осадка значительно меньше базовой, а несущая способность существенно повышается.

щая способность основания максимальна (в 2,2 раза выше, чем штампа без ограждающей оболочки); третья область – переходная, при высоте оболочки  $1/3$  и  $2/3$  от радиуса. Для штампов с цилиндрической ограждающей оболочкой высотой  $2R/3$  и  $R$  не была достигнута потеря несущей способности основания из-за ограничения силовой возможности установки. В диапазоне прикладываемых нагрузок идёт совместная работа штампа и цилиндрической ограждающей оболочкой. Потеря несущей способности основания происходит с образованием снаружи ограждающей оболочки радиальных трещин в грунте.

#### Литература

1. Тугаенко, Ю.Ф. Деформации оснований кольцевых фундаментов [Текст] / Ю.Ф. Тугаенко, С.И. Кушак // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1985. – №4.
2. Бородин, М.А. Исследования осадок основания кольцевых фундаментов [Текст] / М.А. Бородин, В.Г. Шаповал, В.Б. Швец // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2001. – №1.
3. Худяков, А.В. К расчету армирования фундаментов сооружений башенного типа [Текст] / А.В. Худяков, В.В. Леденев, В.М. Струлев // Труды ТГТУ, вып. №6. – Тамбов, 2001.
4. Худяков, А.В. Опыты с кольцевыми штампами [Текст] / А.В. Худяков // Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях. Межвуз. сб. науч. Трудов. – Воронеж, 1992.
5. Леденев, В.В. Осадка круглых и кольцевых штампов с одинаковой площадью контакта [Текст] / В.В. Леденев, В.М. Струлев, В.Ю. Воеводкин, А.А. Зайцев // Актуальные проблемы проектирования и устройства оснований и фундаментов зданий и сооружений: Сб. ст. Междунар. науч.-практ. конф. – Пенза, 2004.
6. Леденев, В.В. Влияние влажности основания и условия передачи нагрузки на осадку круглых и кольцевых штампов с одинаковой площадью контакта [Текст] / В.В. Леденев, В.М. Струлев, В.Ю. Воеводкин, А.А. Зайцев, Е.В. Попов // Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов: матер. IV Междунар. науч.-техн. конф., 12-14 мая 2005 г., в 4-х ч. – ВолгГАСУ, Волгоград, 2005, Ч. 3.
7. Мурзенко, Ю.Н. Экспериментальные исследования фундамента с песчаной подушкой в цилиндрической оболочке [Текст] / Ю.Н. Мурзенко, Г.М. Борликов // Экспериментальные исследования инженерных сооружений. Матер. по II симпозиуму (Ленинград, 1969 г.). – Новочеркасск, 1969.
8. Леденев, В.В. Влияние заглубленной в грунт цилиндрической оболочки на несущую способность песчаного основания [Текст] / В.В. Леденев, В.М. Струлев, А.А. Зайцев // Актуальные проблемы проектирования и устройства оснований и фундаментов зданий и сооружений: Сб. ст. Междунар. науч.-практ. конф. – Пенза, 2006.

#### **Леденёв В.В.**

Тамбовский государственный технический университет, г. Тамбов  
Доктор технических наук, профессор  
Тел. 8 (4752) 53-19-15  
E-mail: ctr-tmb@rambler.ru

#### **Струлёв В.М.**

Тамбовский государственный технический университет, г. Тамбов  
Кандидат технических наук, доцент  
Тел. 8 (4752) 53-19-15  
E-mail: ctr-tmb@rambler.ru

#### **Черкашин А.Б.**

Тамбовский государственный технический университет, г. Тамбов  
Магистрант  
Тел. 8 (4752) 63-03-80  
E-mail: ctr-tmb@rambler.ru

УДК 624.012.4

С.И. МЕРКУЛОВ, Е.А. ЗОЛОТЫХ

## ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА В МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЯХ

*Применение блоков из ячеистого бетона в качестве частичной замены тяжелого бетона в монолитном перекрытии является одним из вариантов экономии бетона и снижения стоимости конструкций. Настоящая работа посвящена оценке эффективности такого конструктивного решения с использованием принципиальных положений расчёта прочности плит по деформированной схеме. Выполнен расчёт разработанной конструкции на ЭВМ по программе «SCAD».*

*Application of cellular concrete blocks as partial replacement of heavy concrete in monolithic overlapping is one of the way of economy of heavy concrete and the reduction of the cost of constructions. The present work is devoted to estimation of efficiency of such constructive decision with use of principal positions of reckoning of durability of slabs under deformed scheme. Also the calculation of developed construction made with the computer with use of the program «SCAD».*

В связи с все более широким распространением в гражданском строительстве монолитного железобетона проявилась необходимость разработки новых конструктивных решений, позволяющих снизить материалоемкость несущих конструкций без снижения надежности возводимых зданий. Одним из вариантов достижения этой цели может рассматриваться применение конструкционно-теплоизоляционных блоков из ячеистого бетона заводского изготовления в качестве частичной замены тяжелого бетона в конструкции монолитного перекрытия. Положительными сторонами внедрения такого решения являются снижение массы плиты, повышение тепло- и звукоизоляции, отрицательными – некоторое усложнение технологии производства работ.

В качестве исследуемого объекта принят монолитный каркас секции 10-этажного жилого дома. Конструкция фундамента – монолитная плита толщиной 1200 мм из бетона класса В20 с армированием стержнями и сетками из арматуры класса А-III. Вертикальные несущие элементы (колонны) выполняются сечением 300×600 мм и 200×500 мм из бетона класса В25. Продольные стержни армирования класса А-III диаметром 32-20 мм, поперечное армирование – из арматуры класса А-I диаметром 8 мм. Конструкции перекрытий – плоские безбалочные плиты со скрытой капителью толщиной 160 мм из бетона класса В20 с армированием стержнями и сетками арматуры класса А-III. Ограждающие конструкции: самонесущие стены из силикатного кирпича и легковесных блоков с утеплением пенополистиролом, общая толщина 360 мм. Внутренние стены и перегородки запроектированы из керамического кирпича, легковесных блоков и блоков СКЦ.

Схема расчётной модели представлена на рисунке 1. В расчёте рассматривалась ячейка плиты с расчетными пролетами 4,2×3,3 м.

На первом этапе исследования определяли наиболее эффективные зоны размещения элементов из ячеистого бетона по площади перекрытия из условия наименьшего снижения несущей способности плиты в результате размещения вставок. Для этой цели использовали методику расчёта плит, ослабленных технологическими отверстиями, учитывающую пространственную работу конструкции и деформации плит под нагрузкой [1]:

1. Предварительный подбор рабочей арматуры в сплошной плите производился по формулам:

$$A = \frac{(3\lambda - 1) \times \lambda \times q \times \gamma \times l \times k}{24 \times (\lambda + m) \times R \times h} \text{ и } A = \frac{(3\lambda - 1) \times m \times q \times \gamma \times l \times k}{24 \times (\lambda + m) \times R \times h}, \quad (1)$$

где  $\lambda = \frac{l_2}{l_1}$  – отношение длинного и короткого расчётных пролётов;  $k_{sp}$  – коэффициент, учитывающий влияние пространственной работы и концентрации арматуры.

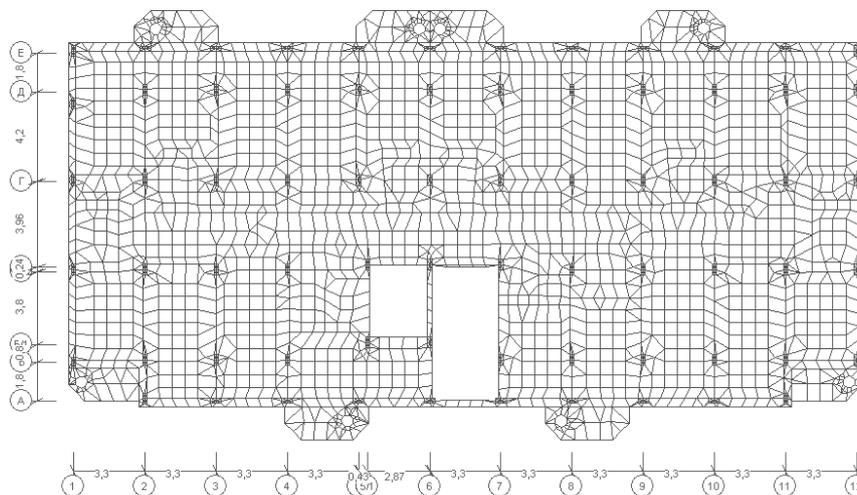


Рисунок 1 – Схема расчётной модели (план плиты перекрытия типового этажа)

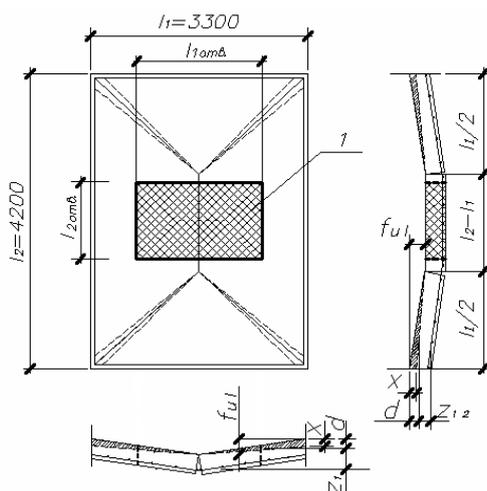


Рисунок 2 – К анализу размещения вставок из легкого бетона в монолитном перекрытии: *I* – вставка из легкого бетона

2. Из расчёта прочности конструкции исключается часть арматуры, которая пересекается контурами легкобетонных элементов – в данном исследовании предполагается размещение вставок из легкого бетона на всю толщину перекрытия. Таким образом, учитываемая площадь сечения арматуры составит:

$$A_{s1}^0 = A_{s1} - \frac{A_{s1}}{l_1} \times l_{1omv} \quad (2)$$

$$A_{s2}^0 = A_{s2} - \frac{A_{s2}}{l_2} \times l_{2omv} \quad (3)$$

где  $l_1$  и  $l_2$  – размеры плиты;  $l_{1omv}$  и  $l_{2omv}$  – размеры легкобетонных вставок, параллельные соответствующим сторонам плиты.

3. Определение предельной разрушающей нагрузки по деформированной схеме:

$$q_{ul}^{sp} = \frac{24 \times (\overline{M_1'} + \overline{M_2'})}{l_1^2 \times (3l_2 - l_1)}, \quad (4)$$

где  $\overline{M_1'} = R_{s1} A_{s1}^0 (1 - \frac{1}{\lambda}) z_1'$ ; (5)

$$\overline{M_2'} = R_{s1} A_{s1}^0 \frac{1}{\lambda} z_{12}' + R_{s2} A_{s2}^0 z_2'. \quad (6)$$

Здесь плечи внутренних сил рассчитываются с учётом изменения геометрии плит под нагрузкой:

$$z_1' = h_{01} + f_{ul} - d; \quad z_{12}' = h_{01} + \frac{f_{ul}}{2} - d \quad \text{и} \quad z_2' = h_{02} + \frac{f_{ul}}{2} - d, \quad (7-9)$$

где  $f_{ul}$  – предельный прогиб плиты, определяемый с условием, что его величина при любых условиях не должна превышать регламентированного допустимого прогиба  $f_{ul}^{lim}$ ;

$$d = \frac{f_{ul} + x}{3} \quad (10)$$

– расстояние от верха плиты до центра тяжести зон.

#### 4. Проверка выполнения условия прочности конструкции плиты:

$$q_{ul}^{sp} \geq q_{ul}. \quad (11)$$

При оценке эффективности расположения элементов из ячеистого бетона по площади необходимо стремиться к равенству этих двух значений.

Таким образом, расположение элементов из ячеистого бетона принято в пролётных зонах плиты на расстоянии 1,7 м от буквенных и 0,7 м от цифровых осей конструкции (схема представлена на рисунке 3).

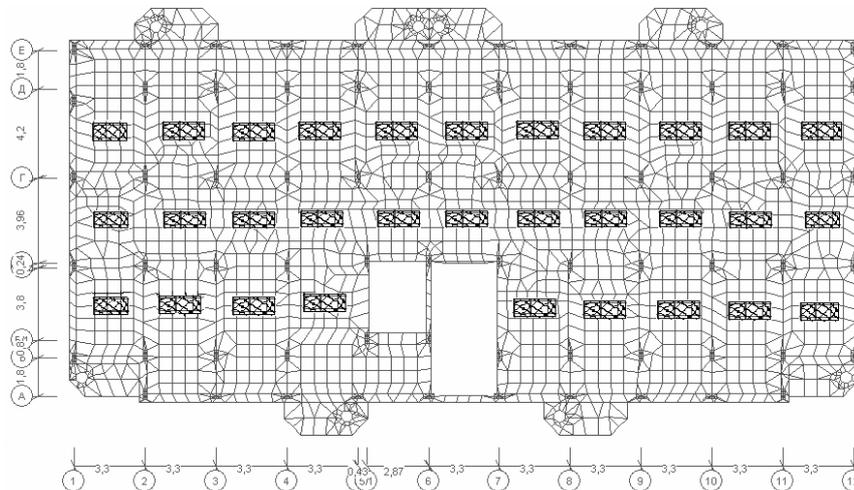


Рисунок 3 – Схема размещения элементов из ячеистого бетона по площади плиты

На втором этапе исследования произведен численный анализ предлагаемого конструктивного решения с использованием проектно-вычислительного комплекса SCAD, который позволяет достаточно точно оценить напряженно-деформированное состояние и устойчивость несущих конструкций каркаса. Расчёт модели производился методом конечных элементов. Размер конечного элемента пластин принят 0,5×0,5 м. Характеристики блоков, используемые в расчёте: плотность – 700 кг/м<sup>3</sup>, класс по прочности на сжатие – В3,5.

Основными критериями оценки эффективности данного конструктивного решения явились:

- допустимое количество заменяемого конструктивного бетона в плитах перекрытий;

- снижение армирования в вертикальных несущих конструкциях.

Результатом снижения массы перекрытий явилось уменьшение армирования всех типов колонн, за исключением торцевых рядов колонн, влияние собственного веса перекрытий на которые незначительно. Общая экономия арматуры в колоннах – около 5% от исходного армирования. Основные результаты анализа армирования облегченных конструкций представлены в табличной форме (таблица 1).

Таблица 1 – Оценка экономической эффективности применения легкогобетонных блоков в монолитном безбалочном перекрытии

Показатель	Исходный вариант	Экспериментальный вариант	Эффект
1. Объём тяжёлого бетона на плиты перекрытий, м <sup>3</sup>	1073.8	895.3	-178.5
2. Стоимость бетона перекрытий, тыс. руб.	3221.4	3114.3	-107.1
3. Общий расход арматуры А-III на плиты перекрытий, т	132.06	133.64	+1.58
4. Стоимость арматуры перекрытий, тыс. руб.	2905.32	2940.08	+34.76
5. Общий расход арматуры А-III на колонны каркаса, т	96.26	91.72	-4.54
6. Стоимость арматуры колонн, тыс. руб.	2117.72	2017.84	-99.88
7. Общая стоимость материалов, тыс. руб.	8244.44	8072.22	-172.22

Как видно из таблицы 1 применение конструкционно-теплоизоляционных блоков из ячеистого бетона в качестве альтернативы тяжёлому бетону в пролётных зонах монолитных безбалочных плит перекрытий позволяет существенно снизить стоимость материалов конструкций каркаса. Кроме того необходимо отметить ещё и повышение звуко- и теплоизоляции перекрытий как немаловажный фактор в проектировании жилых и общественных зданий.

### Литература

1. Меркулов, С.И. Прочность и деформативность железобетонных плит перекрытий с технологическими отверстиями [Текст] / С.И.Меркулов, Е.А.Золотых // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт», 2008. – №2/18 (543). – С.13-16.

**Меркулов С.И.**

Курский государственный технический университет, г. Курск  
 Доктор технических наук, профессор  
 E-mail: kgtu.pgs@inbox.ru

**Золотых Е.А.**

Курский государственный технический университет, г. Курск  
 Аспирант  
 Тел. (4712) 50-48-16  
 E-mail: kafpgs@kstu.kursk.ru

## МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ УСИЛЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*В статье приведено описание методики экспериментальных исследований по образованию, развитию и раскрытию трещин нормальных к продольной оси изгибаемых усиленных железобетонных конструкций при статическом нагружении. Намечены основные этапы проведения экспериментальных исследований, позволяющие учесть влияние совместной работы бетонов с различными деформативно-прочностными свойствами, предыстории нагружения, технологических воздействий, изменения граничных условий и внутренних связей.*

Длительная эксплуатация железобетонных конструкций зданий и сооружений приводит к накоплению в них повреждений и необходимости восстановления и усиления поврежденных железобетонных конструкций. Повреждения железобетонных конструкций возможны как при возведении объекта, так и при его эксплуатации. Основными причинами повреждений строительных конструкций в период строительства являются: низкое качество строительно-монтажных работ; ошибки проектировщиков; наличие заводских дефектов в конструкциях.

В стадии эксплуатации повреждения конструкций наступают вследствие коррозии, силовых воздействий, осадки фундаментов, пожара, техногенных аварий. Необходимость усиления может быть вызвана разными причинами, каждая из которых требует выбора соответствующего способа, конструкции и материала усиления.

При этом требуется учитывать не только прочность конструкций, но и их деформативность и трещиностойкость, т.к. это определяет пригодность конструкций к нормальной эксплуатации.

С точки зрения оценки напряженно-деформированного состояния усиленных железобетонных конструкций можно выделить два принципиальных направления – усиление конструкций с предварительной их разгрузкой и усиление конструкций под нагрузкой [2].

Усиление конструкции с предварительной разгрузкой возможно в ограниченном числе случаев, когда идет речь об усилении отдельного сборного железобетонного элемента, не входящего в статически неопределимую систему всего объекта.

В большинстве случаев вопрос усиления железобетонных конструкций необходимо решать с учетом их напряженно-деформированного состояния. При усилении добетонированием реконструируемые элементы состоят из бетонов с различными прочностными и деформативными свойствами, а усиливаемый элемент имеет собственное напряженно-деформированное состояние [1, 2, 3].

В последнее время выполнены значительные по объему экспериментальные исследования усиленных железобетонных конструкций [4, 5]. Однако необходимо отметить, что все они рассматривают вопросы прочности. Целенаправленные исследования трещиностойкости усиленных под нагрузкой железобетонных конструкций не проводились, одной из причин этого является отсутствие отработанных методик проведения соответствующих методик.

В статье приведены программа и методика экспериментальных исследований образования, развития и раскрытия трещин нормальных к продольной оси изгибаемых железобетонных элементов, усиленных под нагрузкой, при статическом действии нагрузки.

Целью экспериментальных исследований является изучение механизма образования, развития и раскрытия трещин нормальных к продольной оси изгибаемых усиленных под нагрузкой железобетонных конструкций с учетом влияния совместной работы бетонов с различными деформативно-прочностными свойствами, предыстории нагружения, технологических воздействий.

Проведение эксперимента предполагает исследование трещиностойкости изгибаемых усиленных под нагрузкой железобетонных конструкций на следующих этапах:

- образование и раскрытие трещин в железобетонных конструкциях при действии эксплуатационных нагрузок;
- усиление железобетонных конструкций при действии эксплуатационных нагрузок;
- включение в работу элемента усиления;
- развитие трещин в усиленной конструкции при увеличении нагрузки.

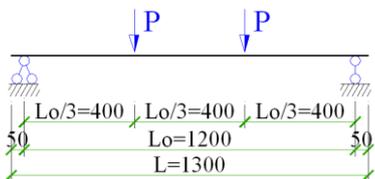
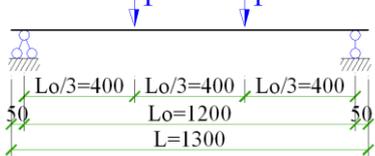
Для экспериментальных исследований был разработан стенд, позволяющий выполнить усиление изгибаемого железобетонного элемента под нагрузкой.

Программа экспериментальных исследований включает:

- кратковременные испытания сборной балки (сборный элемент Б1) до разрушения с целью определения прочности, трещиностойкости, деформативности;
- нагружение сборного элемента нагрузкой, превышающей нагрузку трещинообразования; длительные испытания сборного элемента данной нагрузкой;
- усиление сборного элемента под нагрузкой (метод усиления увеличением сечения добетонированием сверху (элемент составного сечения БУ1)), усиление сборного элемента с разгрузкой увеличением сечения (элемент составного сечения БУ2);
- оценка влияние добетонирования как технологического воздействия на напряженно-деформированное состояние усиливаемого нагруженного элемента;
- после набора бетоном усиления заданной прочности догружение балок; длительные испытания усиленных балок данной нагрузкой.

Программа экспериментальных исследований приведена в таблице 1.

Таблица 1 – Программа экспериментальных исследований

Серия образцов	Схема испытаний	Нагрузка		
		До усиления	При усилении (до набора прочности бетона усиления)	На усиленную конструкцию
БУ1		$P_1 > P_{cr}$	$P_1 > P_{cr}$	$P_2 > P_1$
БУ2		$P_1 > P_{cr}$	$P_1 = 0$	$P_2 > P_1$

Для экспериментальных исследований разработаны образцы (рис. 1):

Сборный элемент Б1 из бетона В25, габаритные размеры элемента 80×100×1300 мм. Армирование образцов выполнено каркасами Кр-1. Рабочая продольная арматура образцов Б1 – предварительно напряженные стержни диаметром 12 мм класса Ат-V по ГОСТ 5781-82\*(расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний первой группы  $R_s=680$  МПа, для предельных состояний второй группы  $R_{s,ser}=785$  МПа, модуль упругости  $E_s=190000$  МПа). Поперечное армирование из проволоки диаметром 4 мм класса Вр-I с шагом 40 мм на опорных участках и с шагом 100 мм в середине пролета ( $R_{sw}=265$  МПа). Предварительное напряжение продольной арматуры составило  $0,7 R_{s,ser}$ .

Усиленные элементы БУ выполнены намоноличиванием сборных элементов Б-1 с верху на толщину 50 мм бетоном класса В15, элементы усиления БУ армированы продольной арматурой диаметром 4 мм класса Вр-I.

Одновременно с изготовлением основных образцов серий Б1 и БУ изготовлены стандартные бетонные кубы и призмы, предназначенные для определения прочностных и деформативных характеристик бетонов в возрасте 28 суток и на момент испытаний образцов: кубы 100×100×100 мм – 18 шт., призмы 100×100×400 мм – 15 шт. для бетона каждого класса.

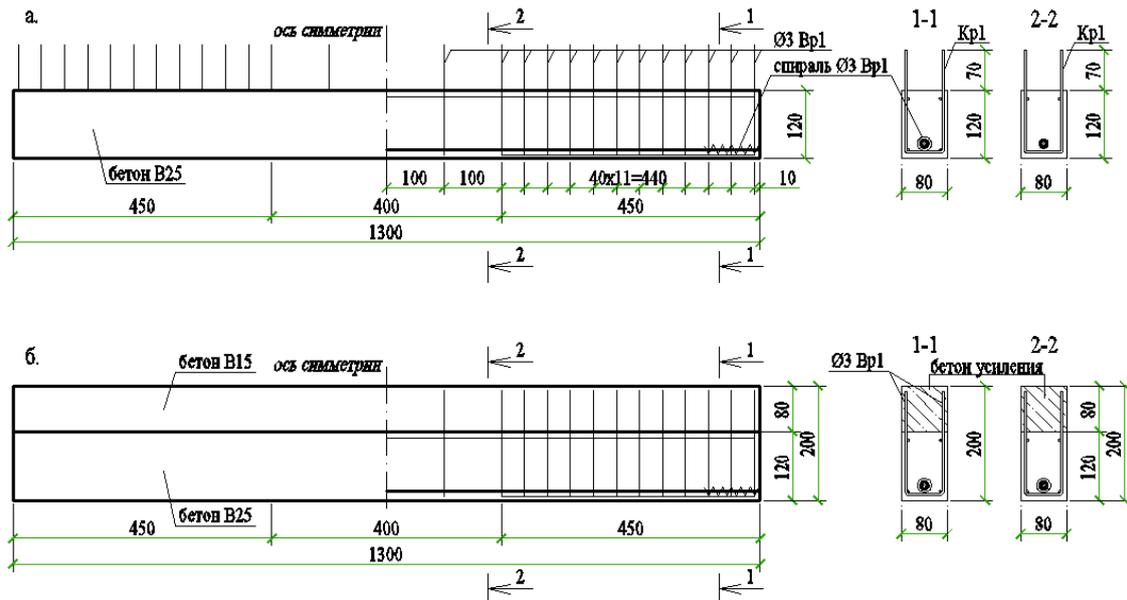


Рисунок 1 – Конструкция экспериментальных образцов (а – серия Б1; б – серия БУ)

При усилении изгибаемых железобетонных элементов методом наращивания сечения необходимо обеспечить надёжность соединения усиливаемой конструкции с элементом усиления. Конструкции, получаемые в результате восстановления и усиления изгибаемых железобетонных элементов, являются, как правило, составными с недеформируемыми или податливыми швами сопряжения элементов. В рассматриваемом эксперименте в образцах обеспечивалась жесткая связь элемента усиления с основной конструкцией выпусками арматуры.

В процессе испытания определяется величина нагрузки трещинообразования, нагрузок при характерных стадиях развития трещин, разрушающей нагрузки, измеряли деформации по сечению образцов, прогибы балок, выявляли и оценивали характер трещинообразования и разрушения опытных образцов. Контрольная нагрузка для оценки жесткости и трещиностойкости выдерживается в течение 60 минут, выдержка на остальных ступенях нагружения составляет 15 минут. При ступенчатом нагружении образцов отсчеты по измерительным приборам снимались дважды на каждом этапе нагружения непосредственно после приложения нагрузки на данной ступени и после выдержки.

Прогибы балок и перемещения опор измеряли индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Деформации измеряли индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм и 0,001 мм, показания механических приборов дублировали показаниями электротензорезисторов. Перед испытаниями поверхности опытных образцов специально готовились для визуальной фиксации момента образования трещин, ширину раскрытия трещин измеряли микроскопом МПБ-2. Ширину раскрытия трещин измеряли на двух боковых гранях балки на уровне расположения растянутой арматуры и в нескольких уровнях по высоте сечения.

Разработанная методика позволяет решить задачи и получить новые экспериментальные данные по оценке трещиностойкости и установить закономерности работы на стадии экс-

плутации железобетонных изгибаемых элементов, усиленных под нагрузкой. Методика эксперимента дает возможность установить влияние на напряженно-деформированное состояние усиленной железобетонной конструкции предыстории нагружения, проследить механизм включения в работу конструкции элемента усиления.

#### Литература

1. Колчунов, В.И. Методы расчёта конструкций зданий при реконструкции [Текст] / В.И. Колчунов // Известия вузов. Строительство. – 1998. – № 4-5. – С. 4-9.
2. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы развития теории реконструированного железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, С.И. Меркулов // Бетон и железобетон. – 2005. – № 1. – С. 25-26.
3. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст]: научное издание / Г.А. Гениев [и др.]. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 216 с.
4. Меркулов, С.И. Исследования железобетонных конструкций, усиленных под нагрузкой [Текст] / С.И. Меркулов, В.М. Дворников, А.И. Татаренков // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения. – Курск, 2006. – С.102-111.
5. Санжаровский, А.С. Усиление при реконструкции зданий и сооружений. Устройство и расчеты усилений зданий при реконструкции [Текст] / А.С. Санжаровский [и др.]. – СПб., Изд-во СПбГАСУ, 1998 – С. 637.

#### **Меркулов С.И.**

Курский государственный технический университет, г. Курск  
Доктор технических наук, профессор  
E-mail: kgtu.pgs@inbox.ru

#### **Поветкин М.С.**

Курский государственный технический университет, г. Курск  
Аспирант  
Тел. 8 (4712) 50-48-16  
E-mail: carese@yandex.ru

УДК 624.012.41:693

А.Н. НАРУШЕВИЧ, В.А. БЕККЕР

## РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПЛАТФОРМЕННЫХ СТЫКОВ, ИМЕЮЩИХ ПЕРВОНАЧАЛЬНЫЕ ДЕФЕКТЫ

*Приведена методика и результаты экспериментальных исследований платформенных стыков, имеющих первоначальные дефекты. Выполнен сравнительный анализ разрушающих усилий, полученных в результате экспериментальных исследований, со значениями несущей способности платформенных стыков, вычисленной по ВСН 32-77.*

*The technique and results of experimental researches of platform joints having initial defects is given. The comparative analysis of the destroying efforts received as a result of experimental researches, with values carrying ability of the platform joints calculated on ВСН 32-77 is executed.*

В последнее время большую часть в объеме строительно-монтажных работ занимает реконструкция старых зданий, что отчасти вызвано с отсутствием свободных площадок в центральных районах городов. Работы по реконструкции старых зданий связаны с надстройкой, перепланировкой, устройством дополнительных проемов, изменением функционального назначения зданий. Все вышесказанные мероприятия приводят к изменению напряженного состояния в существующих конструкциях. Увеличение напряжения может привести к существенным дополнительным деформациям и повреждениям конструкций здания в случае наличия первоначальных дефектов. При этом следует отметить, что панельные здания часто составляют основу жилой застройки крупных городов.

Для решения задач реконструкции панельных жилых зданий необходимо произвести научные и экспериментальные исследования многих вопросов, одним из которых является оценка несущей способности основных строительных конструкций здания с учетом различного рода дефектов. С целью определения наиболее часто встречающихся дефектов был проведен анализ повторяемости дефектов и повреждений крупнопанельных зданий по результатам обследования домов, расположенных в разных городах России, находящихся в эксплуатации и недостроенных.

При обследовании выявлены различные дефекты и повреждения элементов. Общее количество в процентном отношении дефектов и повреждений в обследованных зданиях приведено в [1].

Анализ результатов обследования зданий показал, что самые проблемные участки здания – платформенные стыки наружных и внутренних стен, значительная часть которых выполнены крайне некачественно: имеются большие незаполненные раствором участки, неравномерная укладка раствора, утолщенные швы, низкая прочность раствора.

Таким образом, натурные обследования строительных конструкций показали, что панельные здания имеют значительное количество первоначальных дефектов, учет которых необходим при оценке несущей способности и жесткости здания, особенно при разработке проектов реконструкции. При этом следует проводить тщательную проверку состояния платформенных стыков, до 47% которых имеют дефекты и повреждения различного типа. При этом существующие расчетные методы не позволяют оценить влияние на прочность и жесткость здания дефектов стыков в связи с их большими отклонениями от проектных параметров.

С целью уточнения расчетной модели нами будет построена регрессионная кривая, позволяющая оценить несущую способность платформенного стыка с учетом различного рода дефектов. Для решения поставленной задачи нами был принят трехуровневый план Бокса-Бенкина, в качестве варьируемых факторов приняты: толщина растворного шва от 2 до 6 см, длина опирания одной из панелей перекрытия от 7 до 4 см, марка раствора швов от М75 до М25. Прочность бетона стеновых панелей и панелей перекрытий принята соответствующей

классу В15, а фактическое значение оценивалось непосредственно при испытании. Диапазон варьирования изучаемых факторов принимался в соответствии с фактическими значениями, полученными при обследовании панельных зданий. Всего было изготовлено и испытано 16 образцов платформенных стыков. Опытные образцы представляли собой сопряжения бетонных фрагментов внутренних стеновых панелей и отрезков перекрытий длиной 20 см.



Рисунок 1 – Конструкция фрагмента стыка

Ширина сопрягаемых элементов принята, исходя из расчета фрагментов стыка методом конечных элементов и размеров опорной плиты пресса П-250 равной 50 см. Высота фрагментов стен равнялась 35 см. Опытные образцы не имели армирования.

Сборка фрагментов стыков производилась в прессе. Вертикальность стеновых панелей также выверялась по отвесу, горизонтальность плит перекрытия – по уровню. Толщины горизонтальных швов, марка раствора швов, длины опирания плит перекрытий приняты согласно матрице планирования. В опытных фрагментах стыков вертикальный растворный шов между торцами плит перекрытий не заполнялся раствором, т.к. в натуральных условиях нельзя гарантировать его качественное заполнение.

При платформенном опирании плит перекрытий происходит горизонтальное смещение (раздвижка) плит перекрытий в узле и значительные поперечные деформации бетона в опорных панелях стен. При испытаниях плиты перекрытия закреплялись двумя стальными тяжами  $d20$  мм без затяжки гаек, т.е. стыки имели упругоподатливые связи, препятствующие свободным деформациям панелей перекрытий.

В ходе испытаний выявлено: для всех испытанных стыков разрушение начинается в растворном шве у концевых участков панелей перекрытий в зоне вертикального шва. Первые трещины образуются при нагрузке 60-70% от разрушающей, для растворов средней прочности и 30-40% для растворов низкой. При разной длине опирания панелей перекрытий первые трещины образуются у панели с меньшей длиной опирания. При дальнейшем увеличении нагрузки на 10-20% образуются трещины у противоположной панели перекрытия. Одновременно с раскрытием трещин происходит разрушение растворного шва, выкол лещадок раствора. Повсеместно наблюдалась раздвижка панелей перекрытий, что фиксировалось индикаторами. Образование трещин в стеновых панелях происходило при нагрузках 85-100% от разрушающей, как правило, эти трещины являлись продолжением трещин растворного шва.

Испытанные образцы платформенного стыка разрушались по растворному шву, а появление трещин и скол лещадок на уровне 85-100% от разрушающей нагрузки в стеновых панелях носило вторичный характер. При наихудших значениях параметров стыка происходит разрушение по растворному шву таким образом, что панели стен и перекрытий оставались целыми. Исходя из этого, можно предположить, что для растворов низких и средних марок будет определяющим прочность раствора, а не прочность бетона стеновых панелей и панелей перекрытий.

Сравнительный анализ разрушающих усилий, полученных в результате испытаний, согласно матрице планирования, со значениями несущей способности, вычисленной по [2] при использовании опытных характеристик материалов, позволяют сделать следующие выводы: для растворов средней прочности (на примере М75) при толщине шва 4 см и размерам опорных площадок панелей перекрытий по 7 см разница в несущей способности достигает 26%. Для толстых швов ( $t_{\text{шва}} \geq 5$  см) и размеров опорных площадок панелей перекрытий по 7 см разница в несущей способности достигает 50% (методика, изложенная в [2], дает заниженные значения несущей способности). Значения разрушающих усилий в остальных точках плана достаточно близко совпадают со значениями несущей способности, вычисленной по [2], отклонение не превышает +12%. После построения регрессионной кривой будет проведен сравнительный анализ результатов всех возможных комбинаций исследуемых факторов со значениями несущей способности, вычисленной по [2].

#### Литература

1. Беккер, В.А. Разновидности и повторяемость дефектов и повреждений панельных зданий на основе результатов натурных исследований [Текст] / В.А. Беккер, А.Н. Нарушевич // Изв. вузов. Строительство, 2005. – №8. – С. 97-99.
2. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий ВСН 32-77 [Текст]. – М.: Стройиздат, 1978. – 177с.

#### **Нарушевич А.Н.**

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет, г. Новосибирск  
Ассистент  
Тел. 8 (383) 2-66-09-74  
E-mail: bekker@sibstrin.ru

#### **Беккер В.А.**

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет, г. Новосибирск  
Кандидат технических наук, профессор  
Тел. 8 (383) 2-66-09-74

## ТРАНСФОРМИРОВАНИЕ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ТЯЖЁЛОГО БЕТОНА С УЧЁТОМ НАРАСТАНИЯ ЕГО ПРОЧНОСТИ ОТ ВРЕМЕНИ

*В работе используется энергетический подход к трансформированию эталонных диаграмм сжатия и растяжения бетона в диаграммы неоднородного деформирования, соответствующие напряженно-деформированному состоянию изгибаемых железобетонных конструкций. При этом для эталонных диаграмм выполнен учёт процесса нарастания прочности тяжёлого бетона во времени на основе теории старения, предложенной проф. Г.А. Гениевым.*

В последние годы значительное число исследований, посвященных созданию общей теории железобетона, базируется на общих физических предпосылках с использованием диаграмм механического состояния арматуры и бетона [1, 2, 3]. При этом основные прочностные и деформативные характеристики бетона и арматуры при сжатии (растяжении) получают на стандартных образцах сравнительно небольших размеров, испытываемых при равномерном (однородном) распределении деформаций и напряжений в их поперечном сечении. Полученная в процессе таких испытаний равновесная диаграмма арматуры практически полностью соответствует условиям её работы в сечении железобетонного элемента [3]. Что касается диаграмм сжатия и растяжения бетона, то в подавляющем большинстве железобетонных конструкций различного вида и назначения бетон работает в условиях неравномерного распределения деформаций и напряжений, т.е. при неоднородном деформировании.

Таким образом, имеет место существенное отличие условий работы бетона в сжатой (растянутой) зоне железобетонных конструкций от соответствующих условий испытаний стандартных образцов. Чтобы установить вид эпюры напряжений в сечении изгибаемого или внецентренно нагруженного железобетонного элемента применяют различные приемы трансформирования исходных диаграмм, полученных при центральном сжатии и растяжении эталонных бетонных образцов [1, 4]. Как правило, такие преобразования базируются на эмпирической основе и справедливы только для типов сечений и напряженных состояний, на которых они получены. Более общим представляется подход, основанный на использовании энергетических соотношений для решения задач рассматриваемого класса [4, 5, 6, 7].

Вначале рассмотрим используемые в расчетной модели исходные (эталонные) диаграммы кратковременного деформирования бетонных образцов в возрасте 28 сут. (рис. 1).

При этом исходим из допущения, что начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении не равны между собой ( $E_{b01} \neq E_{bt01}$ ). В подтверждение этого допущения можно привести, например, работу [8], в которой представлены экспериментальные данные, свидетельствующие об отличии величин модулей  $E_{b01}$  и  $E_{bt01}$  для одного и того же бетона от 5 до 30%.

Для аналитического описания диаграмм сжатия и растяжения бетона при центральном нагружении используем дробно-рациональную функцию вида:

$$\sigma_i = E_j \varepsilon_i (1 + D_j \varepsilon_i) / (1 + C_j \varepsilon_i), \quad (1)$$

где  $E_j$ ,  $D_j$ ,  $C_j$  – начальный модуль упругости и параметры нелинейности деформирования бетона, получаемые экспериментально-теоретическим путем ( $j=b01$  – для эталонных диаграмм центрального сжатия,  $j=bt01$  – то же, растяжения);  $\sigma_i$ ,  $\varepsilon_i$  – текущие значения напряжений и деформаций сжатия ( $i=bc$ ) и растяжения ( $i=bt$ ).

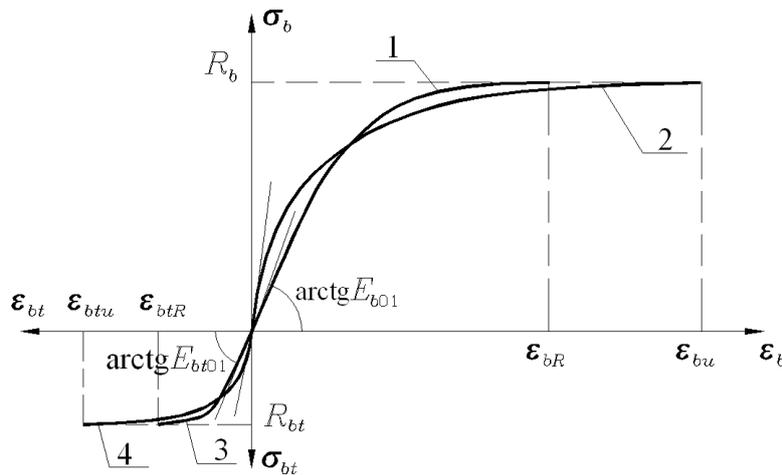


Рисунок 1 – Диаграммы деформирования бетона при центральном и неоднородном сжатии (кривые 1 и 2) и растяжении (кривые 3 и 4)

Для нахождения указанных параметров диаграмм центрального сжатия и растяжения бетона используются как экспериментальные данные, так и общепринятые теоретические предпосылки [1, 2, 5, 6]. К параметрам, определяемым экспериментально в ходе испытания стандартных бетонных образцов в возрасте 28 сут., относятся следующие:

- предельные величины сопротивления бетона центральному сжатию  $R_b$  и растяжению  $R_{bt}$ ;
- нормативный модуль упругости бетона при сжатии  $E_{bn}$ , величина которого устанавливается при напряжениях  $\sigma_b=0,3R_b$ ;
- предельные относительные деформации бетона сжатию  $\epsilon_{bR}$  и растяжению  $\epsilon_{btR}$ .

На основании обобщения данных, представленных в работах [8, 9, 10, 11], для определения двух последних параметров можно рекомендовать следующие эмпирические зависимости:

$$\epsilon_{bR} = 0,022 \times \sqrt[3]{R_b / E_{bn}}, \quad (2)$$

$$\epsilon_{btR} = 0,4 (R_{bt} / E_{bn})^{0,86}. \quad (3)$$

Что касается других перечисленных выше параметров, то нормативная база их значений для широкого диапазона используемых в настоящее время бетонов достаточно хорошо разработана [9, 10, 11] и постоянно пополняется.

Входящий в зависимость (1) начальный модуль упругости  $E_{b01}$  отличается от нормативного модуля  $E_{bn}$ , который по существу является секущим модулем деформаций бетона при сжатии. Поэтому для нахождения величины  $E_{b01}$  и параметров нелинейности  $D_{b01}$ ,  $C_{b01}$  используются следующие зависимости:

$$E_{b01} = \frac{E_{bn}}{0,7} \left( 1 - \frac{0,3R_b}{E_{bn}\epsilon_{bR}} \left( 2 - \frac{R_b}{E_{bn}\epsilon_{bR}} \right) \right), \quad (4)$$

$$D_{b01} = -R_b / (E_{b01}\epsilon_{bR}^2), \quad (5)$$

$$C_{b01} = E_{b01} / R_b - 2 / \epsilon_{bR}. \quad (6)$$

Зависимости для вычисления параметров нелинейности диаграммы центрального растяжения  $D_{bt01}$  и  $C_{bt01}$  находятся с использованием уравнений, аналогичных (5), (6) с соответствующей заменой индексов принадлежности. При этом начальный модуль упругости при растяжении (в МПа) может быть найден для тяжелых бетонов по рекомендациям работы [8]:

$$E_{bt01} = 0,0064 E_{b01} (R_b + 94). \quad (7)$$

Перейдем теперь к установлению закономерностей изменения деформативно-прочностных характеристик бетона во времени.

Из многочисленных экспериментальных исследований [5, 9, 10] известно, что при нормальных условиях хранения (эксплуатации) железобетонных конструкций в бетоне происходит процесс нарастания прочности во времени, определяемый физико-механическими изменениями структуры бетона (процесс старения). В данной работе учёт этого процесса выполнен на основе теории старения тяжёлого бетона, предложенной проф. Г.А. Гениевым [5].

Для определения прочности бетона при сжатии в момент приложения внешней нагрузки ( $t=t_0$ ) воспользуемся следующей формулой [5]:

$$R_b(t_0) = R_{b,max} \left[ 1 - \left( 1 - R_{b,28} / R_{b,max} \right)^{\frac{t_0}{28}} \right], \quad (8)$$

где  $t_0$  – время (в сутках) с момента начала твердения бетона до момента приложения внешней нагрузки;  $R_{b,max}$  – максимальная (асимптотическая при  $t_0 \rightarrow \infty$ ) прочность ненагруженного бетона при сжатии;  $R_{b,28}$  – прочность бетона в возрасте 28 суток.

Максимальную прочность ненагруженного бетона при кратковременном сжатии определяем с учётом рекомендаций [9]:

$$R_{b,max} = \beta_m \cdot R_{b,28}, \quad (9)$$

где предельные значения коэффициентов нарастания прочности бетона  $\beta_m$  зависят от вида цемента и для нормальных условий твердения могут быть найдены по формуле, приведенной в работе [5]:

$$\beta_m = \exp(s). \quad (10)$$

Здесь коэффициент  $s$  зависит от вида цемента [9];  $s = 0,20$  – для быстротвердеющего высокомарочного цемента;  $s = 0,25$  – для нормального и быстротвердеющего цемента;  $s = 0,38$  – для медленнотвердеющего цемента.

Таким образом, предельные значения коэффициентов нарастания прочности бетона могут приниматься:  $\beta_m = \exp(0,20) = 1,221$  – для быстротвердеющего высокомарочного цемента;  $\beta_m = 1,284$  – для нормального и быстротвердеющего цемента;  $\beta_m = 1,462$  – для медленнотвердеющего цемента.

Далее воспользуемся рекомендациями работы [9], чтобы установить зависимость нормативного модуля упругости бетона при сжатии, нагруженного кратковременной нагрузкой в возрасте  $t_0$ :

$$E_{bn}(t_0) = E_{bn,28} [R_b(t_0) / R_{b,28}]^{0,3}, \quad (11)$$

где  $E_{bn,28}$  – нормативный модуль упругости бетона при сжатии в возрасте 28 суток.

Теперь путём последовательной подстановки полученных величин  $R_b(t_0)$  и  $E_{bn}(t_0)$  в формулы (2), (4), (5), (6) находим остальные параметры, необходимые для описания диаграммы центрального сжатия бетона, испытанного в возрасте  $t_0$ .

Вычисление соответствующих параметров для описания нелинейной диаграммы центрального растяжения бетона в возрасте  $t_0$  начинаем с параметра  $\beta_{tm}$ , который по аналогии с  $\beta_m$  представляет собой предельное значение коэффициента нарастания прочности бетона при растяжении. Согласно рекомендациям работы [9] этот параметр может быть рассчитан по следующей формуле:

$$\beta_{tm} = (\beta_m)^{2/3}. \quad (12)$$

Следовательно, предельные значения коэффициентов нарастания прочности бетона при растяжении могут приниматься:  $\beta_{tm} = 1,143$  – для быстротвердеющего высокомарочного цемента;  $\beta_{tm} = 1,181$  – для нормального и быстротвердеющего цемента;  $\beta_{tm} = 1,288$  – для медленнотвердеющего цемента. Разумеется, указанные здесь величины коэффициентов  $\beta_{tm}$  должны использоваться в расчетах только при гарантированном обеспечении нормальных условий хранения железобетонных конструкций перед их нагружением.

Дальнейшее нахождение параметров для описания нелинейной диаграммы центрального растяжения бетона в возрасте  $t_0$  производится путём последовательного применения уравнений (9), (8), (7), (3), (5), (6) с учётом замены индексов принадлежности для входящих в них параметров.

Например, зависимость (9) будет иметь следующий вид:

$$R_{bt,max} = \beta_{tm} \cdot R_{bt,28}. \quad (13)$$

Для какого-либо определённого возраста нагружения железобетонного элемента ( $t_0 \neq 28$  сут.) диаграммы деформирования бетона при неоднородном сжатии и растяжении (см. кривые 2 и 4 на рис. 1) найдём на основе энергетического подхода к трансформированию исходных диаграмм [6], полученных на стандартных бетонных образцах в этом же возрасте. Для аналитического описания искомых диаграмм принимается функция, аналогичная (1) с учетом подстановки индексов:  $j=b02$  – для диаграмм неоднородного сжатия бетона,  $j=bt02$  – то же, растяжения. При этом в исходных диаграммах деформирования бетона при сжатии и растяжении учитываем изменение деформативно-прочностных параметров тяжелого бетона от времени в соответствии с зависимостями (8)...(13).

Для определения неизвестных параметров диаграммы деформирования бетона при неоднородном сжатии ( $E_{b02}(t_0)$ ,  $D_{b02}(t_0)$ ,  $C_{b02}(t_0)$ ) и соответствующей величины предельной относительной деформации ( $\varepsilon_{bu}(t_0)$ ) приняты следующие гипотезы и допущения:

- для предельной стадии деформирования бетона при неоднородном сжатии (что соответствует сжатой зоне сечения элемента на этапе исчерпания его прочности по нормальному сечению) деформация волокна, проходящего через центр тяжести эпюры сжимающих напряжений, равна предельной деформации бетона при центральном сжатии  $\varepsilon_{bR}(t_0)$ ;

- критерием исчерпания прочности изгибаемого железобетонного элемента по нормальному сечению является достижение фибровым волокном сжатой зоны этого элемента предельной величины относительной деформации  $\varepsilon_{bu}(t_0)$  с одновременным исчерпанием сопротивления бетона сжатию  $R_b(t_0)$ ;

- для рассматриваемого возраста бетона ( $t_0$ ) предельное значение удельной энергии его деформирования при неоднородном сжатии равно удельной энергии, накапливаемой в сечении центрально сжатого бетонного образца непосредственно перед его разрушением.

Аналитическое отображение принятых гипотез приводит к системе уравнений:

$$D_{b02}(t_0) = -R_b(t_0) / (E_{b02}(t_0) \varepsilon_{bu}^2(t_0)), \quad (14)$$

$$C_{b02}(t_0) = E_{b02}(t_0) / R_b(t_0) - 2 / \varepsilon_{bu}(t_0). \quad (15)$$

$$\frac{\varepsilon_{bR}(t_0)}{\varepsilon_{bu}(t_0)} = 1 - \frac{\int_0^{x_c} \sigma_{bz} z dz}{x_c \int_0^{x_c} \sigma_{bz} dz}, \quad (16)$$

$$\int_0^{\varepsilon_{bR}(t_0)} \sigma_b d\varepsilon = \frac{1}{x_c} \int_0^{x_c} \int_0^{\varepsilon_{bz}} \sigma_{bz} d\varepsilon dz. \quad (17)$$

В результате решения этой системы уравнений находятся искомые характеристики диаграммы неоднородного сжатия бетона ( $E_{b02}(t_0)$ ,  $C_{b02}(t_0)$ ,  $D_{b02}(t_0)$ ,  $\varepsilon_{bu}(t_0)$ ).

Для определения неизвестных параметров диаграммы бетона при неоднородном растяжении ( $E_{bt02}(t_0)$ ,  $C_{bt02}(t_0)$ ,  $D_{bt02}(t_0)$ ,  $\varepsilon_{btu}(t_0)$ ) принимаются гипотезы, идентичные выше перечисленным, и решается система уравнений, аналогичная (14)...(17).

Таким образом, получены все необходимые параметры аналитических зависимостей, описывающих равновесные диаграммы неоднородного сжатия и растяжения бетона для какого-либо определённого возраста нагружения железобетонного элемента. Именно эти трансформированные диаграммы в сочетании с гипотезой плоских сечений и уравнениями равновесия используются для определения необходимых характеристик сжатой и растянутой зон бетона в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента.

Для проведения качественной и количественной оценки результатов, получаемых в рамках предлагаемого варианта трансформирования эталонных диаграмм сжатия и растяжения бетона в диаграммы неоднородного деформирования с учётом изменения его деформативно-прочностных характеристик от времени, были разработаны общий алгоритм и про-

грамма расчета "Beton\_18" для персонального компьютера. В ходе численного эксперимента варьировали классами бетона (В15, В30, В60) и временем хранения железобетонных элементов в нормальных условиях до начала кратковременного нагружения (14 сут., 28 сут., 50 сут., 100 сут., 365 сут.). Для определённости принято, что для изготовления бетона применялся нормальный и быстротвердеющий цемент ( $s = 0,25$ ). Результаты расчётов представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Результаты расчетов параметров диаграмм деформирования бетона при центральном и неоднородном сжатии и растяжении с учётом изменения его деформативно-прочностных характеристик от времени

Класс бетона	Характеристики бетона	Время хранения бетона в нормальных условиях перед нагружением, сут.				
		14	28	50	100	365
В15	$R_b(t_0)$ , МПа	7,48	11,00	13,17	14,06	14,12
	$E_{bn}(t_0)$ , МПа	21380	24000	25330	25830	25870
	$\varepsilon_{bR}(t_0)$	$1,55 \cdot 10^{-3}$	$1,70 \cdot 10^{-3}$	$1,77 \cdot 10^{-3}$	$1,80 \cdot 10^{-3}$	$1,80 \cdot 10^{-3}$
	$E_{b01}(t_0)$ , МПа	26870	29480	30740	31210	31240
	$E_{b02}(t_0)$ , МПа	64330	71980	75730	77120	77220
	$\varepsilon_{bu}(t_0)$	$2,91 \cdot 10^{-3}$	$3,15 \cdot 10^{-3}$	$3,28 \cdot 10^{-3}$	$3,32 \cdot 10^{-3}$	$3,33 \cdot 10^{-3}$
	$R_{bi}(t_0)$ , МПа	0,79	1,10	1,25	1,30	1,30
	$\varepsilon_{biR}(t_0)$	$0,62 \cdot 10^{-4}$	$0,74 \cdot 10^{-4}$	$0,79 \cdot 10^{-4}$	$0,80 \cdot 10^{-4}$	$0,80 \cdot 10^{-4}$
	$E_{br01}(t_0)$ , МПа	17450	19810	21090	21590	21620
	$E_{br02}(t_0)$ , МПа	42530	48030	51100	52330	52420
	$\varepsilon_{btu}(t_0)$	$1,07 \cdot 10^{-4}$	$1,29 \cdot 10^{-4}$	$1,38 \cdot 10^{-4}$	$1,39 \cdot 10^{-4}$	$1,39 \cdot 10^{-4}$
В30	$R_b(t_0)$ , МПа	14,96	22,00	26,34	28,12	28,25
	$E_{bn}(t_0)$ , МПа	28950	32500	34300	34980	35030
	$\varepsilon_{bR}(t_0)$	$1,76 \cdot 10^{-3}$	$1,93 \cdot 10^{-3}$	$2,01 \cdot 10^{-3}$	$2,05 \cdot 10^{-3}$	$2,05 \cdot 10^{-3}$
	$E_{b01}(t_0)$ , МПа	35160	38380	39930	40510	40550
	$E_{b02}(t_0)$ , МПа	86560	96110	100680	102350	102460
	$\varepsilon_{bu}(t_0)$	$3,27 \cdot 10^{-3}$	$3,55 \cdot 10^{-3}$	$3,68 \cdot 10^{-3}$	$3,73 \cdot 10^{-3}$	$3,74 \cdot 10^{-3}$
	$R_{bi}(t_0)$ , МПа	1,26	1,75	1,99	2,06	2,07
	$\varepsilon_{biR}(t_0)$	$0,71 \cdot 10^{-4}$	$0,85 \cdot 10^{-4}$	$0,91 \cdot 10^{-4}$	$0,92 \cdot 10^{-4}$	$0,92 \cdot 10^{-4}$
	$E_{br01}(t_0)$ , МПа	24520	28490	30760	31660	31720
	$E_{br02}(t_0)$ , МПа	59960	69750	75500	77840	78010
	$\varepsilon_{btu}(t_0)$	$1,23 \cdot 10^{-4}$	$1,48 \cdot 10^{-4}$	$1,59 \cdot 10^{-4}$	$1,61 \cdot 10^{-4}$	$1,61 \cdot 10^{-4}$
В60	$R_b(t_0)$ , МПа	29,25	43,00	51,48	54,96	55,21
	$E_{bn}(t_0)$ , МПа	35190	39500	41690	42518	42576
	$\varepsilon_{bR}(t_0)$	$2,07 \cdot 10^{-3}$	$2,26 \cdot 10^{-3}$	$2,36 \cdot 10^{-3}$	$2,40 \cdot 10^{-3}$	$2,40 \cdot 10^{-3}$
	$E_{b01}(t_0)$ , МПа	40580	44060	45750	46380	46430
	$E_{b02}(t_0)$ , МПа	102690	112370	116730	118270	118380
	$\varepsilon_{bu}(t_0)$	$3,77 \cdot 10^{-3}$	$4,08 \cdot 10^{-3}$	$4,23 \cdot 10^{-3}$	$4,28 \cdot 10^{-3}$	$4,29 \cdot 10^{-3}$
	$R_{bi}(t_0)$ , МПа	1,98	2,75	3,13	3,24	3,25
	$\varepsilon_{biR}(t_0)$	$0,88 \cdot 10^{-4}$	$1,06 \cdot 10^{-4}$	$1,14 \cdot 10^{-4}$	$1,15 \cdot 10^{-4}$	$1,15 \cdot 10^{-4}$
	$E_{br01}(t_0)$ , МПа	32010	38630	42600	44220	44340
	$E_{br02}(t_0)$ , МПа	78900	95990	106410	110700	111020
	$\varepsilon_{btu}(t_0)$	$1,54 \cdot 10^{-4}$	$1,86 \cdot 10^{-4}$	$1,99 \cdot 10^{-4}$	$2,02 \cdot 10^{-4}$	$2,02 \cdot 10^{-4}$

Выполненные расчеты позволили выявить существенное влияние процесса нарастания прочности тяжёлого бетона во времени на основе теории старения, предложенной проф. Г.А. Гениевым, и установить при этом следующие закономерности:

– наиболее интенсивный рост нарастания прочностных характеристик тяжёлого бетона в нормальных условиях его хранения происходит в первые 14 суток от момента изготовления. Так, значения прочности бетона при сжатии и растяжении в этом возрасте составили, соответственно, 68% и 72% от нормативных величин  $R_b$  и  $R_{bt}$ ;

– такая же тенденция прослеживается и для начальных модулей упругости  $E_{b01}$ ,  $E_{bt01}$ ,  $E_{b02}$ ,  $E_{bt02}$ , доля которых по отношению к соответствующим параметрам, рассчитанным для возраста 28 суток, укладывается в интервал от 88% до 91%;

– предельные относительные деформации бетона при центральном и неоднородном сжатии ( $\varepsilon_{bR}$ ,  $\varepsilon_{bu}$ ) на 14 суток достигают в среднем 92% от нормативных значений в возрасте 28 суток, а для параметров предельной растяжимости ( $\varepsilon_{btR}$ ,  $\varepsilon_{btu}$ ) аналогичные соотношения составляют не более 83%, что свидетельствует о нецелесообразности раннего нагружения железобетонных конструкций преимущественно растягивающими напряжениями;

– анализ приведенных в таблице 1 деформативно-прочностных характеристик, полученных для более поздних возрастов хранения бетона в нормальных условиях, позволяет сделать заключение, что процессы, связанные со старением тяжёлого бетона, в основном заканчиваются через 100 суток и дальнейшие изменения каких-либо параметров, как правило, не превышают 0,5%.

В заключение уместно отметить, что поскольку представленная методика трансформирования диаграмм деформирования бетона с учётом его возраста построена без привлечения эмпирических зависимостей, то можно говорить о возможности её применения для деформационных и прочностных расчётов изгибаемых железобетонных элементов при кратковременных нагружениях.

#### Литература

1. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона [Текст] / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
2. Залесов, А.С. Новые методы расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям на основе деформационной расчетной модели [Текст] / А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, И.Ю. Ларичева // Бетон и железобетон. – 1997. – № 5. – С. 31-34.
3. Мадатян, С.А. Арматура железобетонных конструкций [Текст] / С.А. Мадатян. – М.: Воентехлит, 2000. – 256 с.
4. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 472 с.
5. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 216 с.
6. Никулин, А.И. Применение энергетических соотношений при построении расчетной модели для определения несущей способности сечений изгибаемых железобетонных элементов [Текст] / А.И. Никулин, В.И. Колчунов // Вестник центрального регионального отделения РААСН. – Воронеж – Иваново: РААСН, 2005. – Вып. 4. – С. 99-106.
7. Митасов, В.М. Применение энергетических соотношений для решения некоторых задач теории сопротивления железобетона [Текст] / В.М. Митасов // Автореф. дисс. ... докт. техн. наук: 05.23.01. – М., НИИЖБ, 1991. – 48 с.

8. Несветаев, Г.В. К созданию нормативной базы деформаций бетона при осевом нагружении [Текст] / Г. В. Несветаев // Известия вузов. Строительство. – 1996. – № 8. – С. 122-124.

9. Алмазов, В.О. Проектирование железобетонных конструкций по Евронормам [Текст] / В.О. Алмазов. – М.: Изд-во АСВ, 2007. – 216 с.

10. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчёта и конструирования [Текст]: Учеб. пособ. для студ. строит. спец. / Н.П. Блещик, Д.Д. Жуков, Д.Н. Лазовский [и др.]; под ред. проф. Т.М. Пецоляда и проф. В.В. Тура. – Брест: БГТУ, 2003. – 380 с.

11. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры [Текст] / Госстрой России.– М.: ГУП НИИЖБ, ФГУП ЦПП, 2005. – 54 с.

**Никулин А.И.**

Орловский государственный технический университет, г. Орел

Кандидат технических наук, доцент

Тел. 8 (4862) 73-43-65

E-mail: gsh@ostu.ru

**Сотников Д.Ю.**

Орловский государственный технический университет, г. Орел

Аспирант

Тел. 8 (4862) 73-43-65

E-mail: gsh@ostu.ru

**Казаков Д.В.**

Орловский государственный технический университет, г. Орел

Аспирант

Тел. 8 (4862) 73-43-65

E-mail: gsh@ostu.ru

УДК 624.012.35:620.193.4

Е.Г. ПАХОМОВА, Д.С. МЕРКУЛОВ, А.В. ГОРДЕЕВ

## ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ КОРРОЗИОННОМ ПОВРЕЖДЕНИИ БЕТОНА И АРМАТУРЫ

*Работа посвящена разработке и развитию методик расчета и проектирования железобетонных конструкций, работающих в агрессивных условиях и имеющих повреждения бетона и рабочей арматуры.*

В современных условиях перевооружения и модернизации промышленного производства перед проектировщиками ставятся задачи по реконструкции существующих зданий и сооружений, усилению уже имеющихся конструктивных элементов. Учет коррозионных повреждений железобетонных конструкций при эксплуатации и при реконструкции представляет большой интерес. В действующих нормативных документах предусмотрены общие рекомендации оценки прочности железобетонных конструкций при различных видах повреждений, при этом в расчетных методиках отсутствуют конкретные указания учета влияния коррозионных повреждений бетона и арматуры.

В связи с этим актуальными являются исследования, направленные на разработку новых, более эффективных и одновременно безопасных методов определения прочностных характеристик изгибаемых железобетонных элементов. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций с коррозионными повреждениями определяется внешними нагрузками и изменением напряжений в бетоне по контакту бетона с арматурой.

В рамках работы испытаны натурные железобетонные конструкции – балки длиной 1,8 м, сечением 120×220 мм, которые были отобраны из здания сельскохозяйственного назначения, построенного в 1964 г. в Курском районе Курской области. После того как железобетонные балки были отобраны из здания, проводилось их обследование с выявлением, диагностированием и фиксацией всех повреждений силового и несилового типа. Перед испытанием натуральных балок определена прочность бетона неразрушающим методом, прочность непораженного коррозией бетона составила 19,5 МПа.

Из изъятых образцов были сформированы три серии для испытаний по две балки в каждой серии: серия I – балки Б1, Б2 – без повреждений; серия II – балки Б3, Б4 – с повреждениями средней степени; серия III – балки Б5, Б6 – с повреждениями сильной степени. Степень повреждений балок оценивалась с учетом рекомендаций [1].

На рисунке 1 приведены графики деформаций экспериментальных балок.

В процессе испытания натуральных балок определяли величину разрушающей нагрузки, нагрузку трещинообразования, измеряли деформации бетона по высоте сечения и деформации рабочей арматуры, прогибы балки, фиксировали момент проскальзывания стержней рабочей арматуры, характер трещинообразования и развития трещин. Прогибы балок измеряли в середине пролета, также измеряли просадки опор индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Прогибы балок составили: для балок серии I – 7,5 мм, серии II – 7,8 мм, серии III – 9,2 мм. При сопоставимых уровнях нагружения коррозионные повреждения увеличивают прогиб балок до 18%.

Несущая способность натуральных балок составила: для балок серии I – 22,09 кН·м, серии II – 20,21 кН·м, серии III – 17,3 кН·м с изменением степени коррозионного повреждения стержней рабочей арматуры меняется характер разрушения изгибаемых конструкций. Разрушение балок серии I без коррозионных повреждений арматуры и балок серии II со степенью коррозионных повреждений 10% происходило по бетону сжатой зоны, а балок серии III с коррозионными повреждениями более 10% – по растянутой зоне с нарушением сцепления арматурных стержней с бетоном.

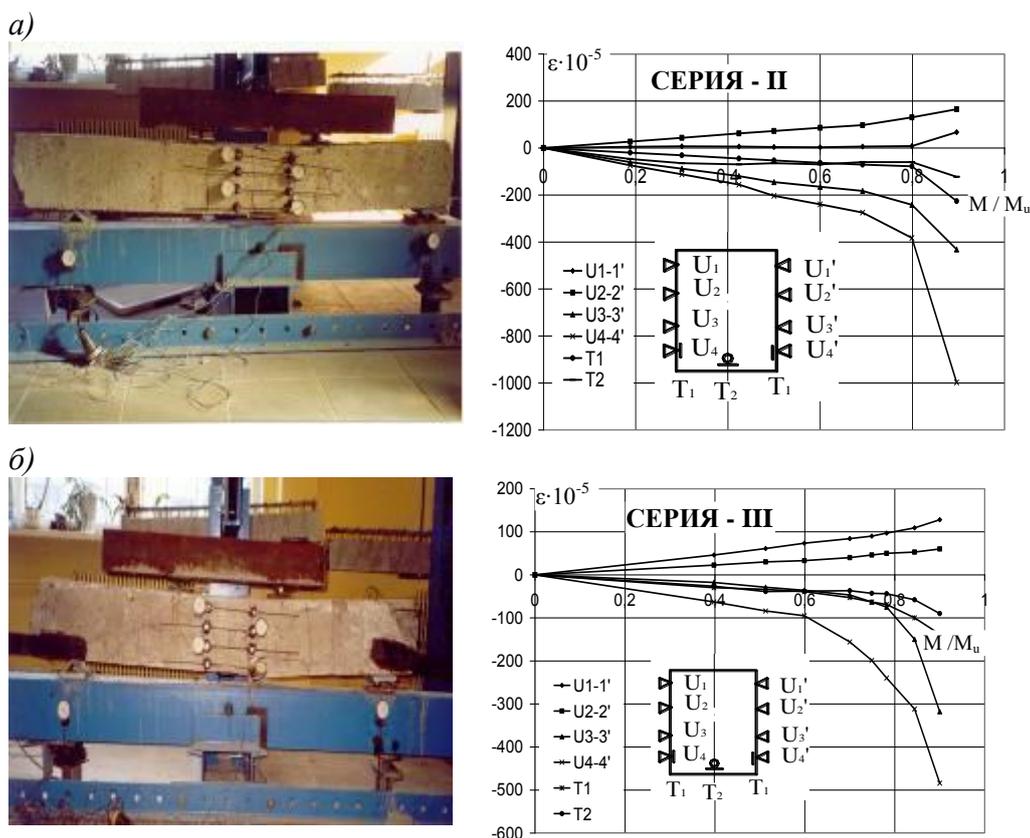


Рисунок 1 – Экспериментальные исследования натуральных железобетонных балок: *а* – характер разрушения по бетону сжатой зоны и графики деформаций экспериментальных балок серии II; *б* – характер разрушения по растянутой зоне и графики деформаций экспериментальных балок серии III

Для поверочных расчетов железобетонных конструкций, подверженных агрессивному воздействию, степень коррозионного повреждения арматуры учитываем уменьшением площади поперечного сечения:

$$\omega_s = \Delta A_s / A_{s0}; \quad (1)$$

$$\Delta A_s = A_{s0} - A_{s,cr}, \quad (2)$$

где  $A_{s0}$  – площадь поперечного сечения неповрежденной коррозией арматуры,  $A_{s,cr}$  – площадь поперечного сечения арматурного стержня поврежденного коррозией.

При определении технического состояния железобетонных конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивных воздействий, возникает задача предварительной оценки коррозии стержней арматуры. Диагностику степени коррозионного повреждения арматуры железобетонных эксплуатируемых конструкций можно выполнять по косвенным признакам (по наличию и ширине раскрытия трещин, образование которых вызвано внутренним давлением продуктов коррозии и развивающихся вдоль арматурных стержней [2]).

На рисунке 2 представлены графики зависимости между толщиной слоя продукта коррозии и шириной раскрытия трещин.

Прочность эксплуатируемых изгибаемых железобетонных конструкций определена на основе предпосылок:

– Коррозионно повреждённый бетон является тем же материалом, сходным по структуре с неповреждённым бетоном.

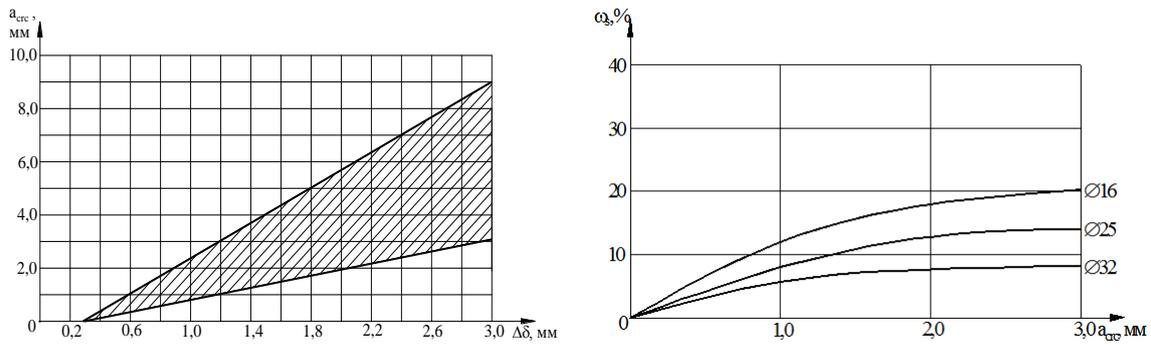


Рисунок 2 – Параметры коррозионного повреждения железобетонных конструкций: *a* – зависимость между толщиной слоя продукта коррозии ( $\Delta\delta$ ) и шириной раскрытия продольных трещин ( $a_{cr}$ ); *б* – зависимость между степенью коррозионного повреждения арматуры ( $\omega_s$ ) и шириной раскрытия продольных трещин ( $a_{cr}$ )

Как показано Меркуловым С.И. [3], для коррозионно повреждённого бетона и исходного бетона прослеживается полное совпадение параметров, зависящих от структуры материала  $R_b$ , поэтому при получении теоретической зависимости мы исходим из предпосылки справедливости основных закономерностей бетона с учётом коэффициента деструктивных изменений:

$$R_{cr} = K_R(Z) \times R, \quad (3)$$

где  $K_R(Z)$  – функции деградации бетона при коррозионных повреждениях.

– Коррозионное повреждение арматуры учитывается уменьшением диаметра арматурных стержней, возможное нарушение сцепления арматурных стержней с бетоном вследствие коррозии арматуры учитывается введением условного коэффициента:  $A_{s,cr} = \omega_s \cdot A_s$ ,  $R_{s,cr} = \alpha_{cr} \cdot R_s$ , где  $\alpha_{cr}$  – условный коэффициент, учитывающий нарушение сцепления арматурных стержней с бетоном при коррозионном повреждении конструкции вследствие воздействия агрессивной среды.

– Для описания закона деформирования арматуры с физическим пределом текучести принимается диаграмма идеализированного упруго-пластического материала.

С учётом принятых предпосылок расчётная схема при определении напряженно-деформированного состояния и несущей способности элемента с коррозионными повреждениями имеет вид, представленный на рисунке 3.

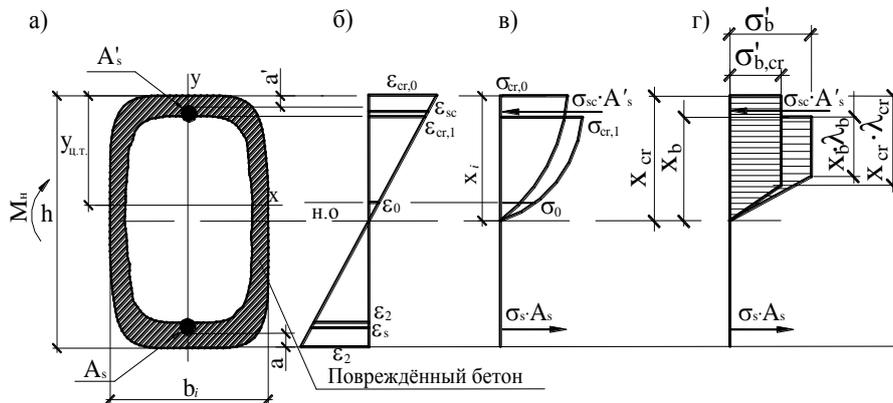


Рисунок 3 – Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента с коррозионными повреждениями: *a* – сечение элемента; *б* – распределение деформаций; *в* – напряженное состояние элемента; *г* – напряженное состояние при разработке инженерного метода

Параметры  $\lambda_b, \lambda_{bcr}$  определяются в зависимости от прочностных характеристик бетонов [4].  
 Главный момент для поврежденного коррозией изгибаемого железобетонного элемента:

$$\begin{aligned}
 M &= \int_{F_b} \sigma_b \times y_b dF + \int_{F_{b,cr}} \sigma_{b,cr} \times y_{b,cr} dF + \sum_{k=1}^i \sigma_{sc,i} A_{sc,i} y_{sc,i} + \sum_{k=1}^i \sigma_{s,i} A_{s,i} y_{s,i}; \\
 M &= \frac{b_{cp} h_{cr}}{6} (\sigma_{cr,0} + 2\sigma_{cr,1} + \sigma_0) \left( y_{um} - \frac{h_{cr}}{9} \frac{\sigma_{cr,0} + 6\sigma_{cr,1}}{\sigma_{cr,0} + 2\sigma_{cr,1}} \right) - \frac{b_{cp} (h - h_{cr})}{8} \times \\
 &\times \left( \sigma_0 + \sigma_0 \times \frac{3 \times \varepsilon_{cr,0} - \varepsilon_2 - 4 \times \varepsilon_2 \times \frac{h_{cr}}{h - h_{cr}}}{\varepsilon_{cr,0} + \varepsilon_2} \right) \times \left( h - y_{um} - \frac{(h - h_{cr})}{12} \times \frac{10\sigma_0 + \sigma_0 \times \frac{l}{d} \left( 9 - \frac{l}{d} \right)}{\sigma_0 + \sigma_0 \frac{l}{d}} \right) \\
 &+ \left[ \varepsilon_{cr,0} - \frac{a'}{h} (\varepsilon_{cr,0} + \varepsilon_2) \right] \times E_{sc} A'_s \omega_s k_{cr} a_{cr} (y_{um} - a') + \\
 &\left[ (\varepsilon_{cr,0} + \varepsilon_2) \frac{a}{h} - \varepsilon_2 \right] E_s A_s \omega_s k_{cr} a_{cr} (h - y_{um} - a).
 \end{aligned} \tag{4}$$

Анализ результатов выполненных экспериментальных и численных исследований позволяет для практических задач оценки технического состояния эксплуатируемых железобетонных конструкций по результатам обследования учитывать повреждения конструкций: коэффициентом условия работы железобетонных конструкций в условиях коррозионной среды: для неповрежденных конструкций – 1,0; для средней степени повреждения конструкции – 0,90; для сильной степени повреждения – 0,80; коэффициентом условия работы в условиях коррозионной среды, учитывающим уменьшение сцепления между бетоном и арматурой в зависимости от степени повреждения конструкции: средней степени повреждения – 0,95, сильной степени повреждения – 0,85.

#### Литература

1. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений [Текст] / НИИСК. – М.: Стройиздат, 1989. – 104 с.
2. Меркулов, С.И. Работоспособность железобетона в условиях воздействия агрессивных сред [Текст] / С.И. Меркулов, В.М. Дворников, Е.Г. Пахомова // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2006. – № 10. – С. 25.
3. Меркулов, С.И. Железобетон реконструированных зданий и сооружений [Текст] / С.И. Меркулов // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2004. – №7. – С. 13.
4. Пахомова, Е.Г. Прочность изгибаемых железобетонных конструкций при коррозионных повреждениях: Дис... канд. техн. наук [Текст] / Е. Г. Пахомова – Курск, 2006. – 165 с.

#### Пахомова Е.Г.

Курский государственный технический университет, г. Курск  
 Кандидат технических наук  
 E-mail: kgtu.pgs@inbox.ru

#### Меркулов Д.С.

Курский государственный технический университет, г. Курск  
 Аспирант  
 E-mail: kgtu.pgs@inbox.ru

#### Гордеев А.В.

Курский государственный технический университет, г. Курск  
 Студент  
 Тел. 8 (4712) 50-48-16

В.С. ПЛЕВКОВ, Д.Ю. САРКИСОВ, О.Ю. ТИГАЙ

## ИССЛЕДОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ КОСОМ ВНЕЦЕНТРИННОМ КРАТКОВРЕМЕННОМ ДИНАМИЧЕСКОМ СЖАТИИ, РАСТЯЖЕНИИ И ИЗГИБЕ

*В статье представлены данные исследований железобетонных элементов прямоугольного и двутаврового сечений, проведенных при косом внецентренном кратковременном динамическом сжатии, растяжении и изгибе. Выявлено влияние уровня продольной силы на характер распределения деформаций по высоте сечения, деформативность, несущую способность и схему разрушения элементов.*

*In article data of researches of reinforced concrete elements rectangular and I-shape sections lead at slanting eccentric short-term dynamic compression, a stretching and a bend are presented. Influence of a level of longitudinal force on character distribution of deformations on height of section, dynamic deformation, carrying ability and the scheme of destruction of elements is revealed.*

В условиях косоуго внецентренного сжатия, растяжения и изгиба может работать широкий класс железобетонных элементов.

Авторами предложен метод расчета железобетонных элементов с использованием теории поверхностей относительного сопротивления по прочности и трещиностойкости, основанный на деформационной модели и использующий реальные нелинейные диаграммы бетона и арматуры, позволяющий рассматривать прочность и трещиностойкость нормальных сечений железобетонных элементов во всем диапазоне загрузки от осевого растяжения до центрального сжатия [1]. На рисунке 1, а. представлена поверхность относительного сопротивления по прочности и трещиностойкости нормальных сечений железобетонных элементов. При этом можно выделить три стадии расчета при кратковременном динамическом нагружении, соответствующих нормированию предельных состояний: стадия работы элемента без трещин I (стадия 1а), стадия работы элемента с трещинами II (стадия 1б), работа элемента в пластической стадии III (стадия 1в) [2]. На рисунке 1, б приведены зоны случайных, больших и малых эксцентриситетов.

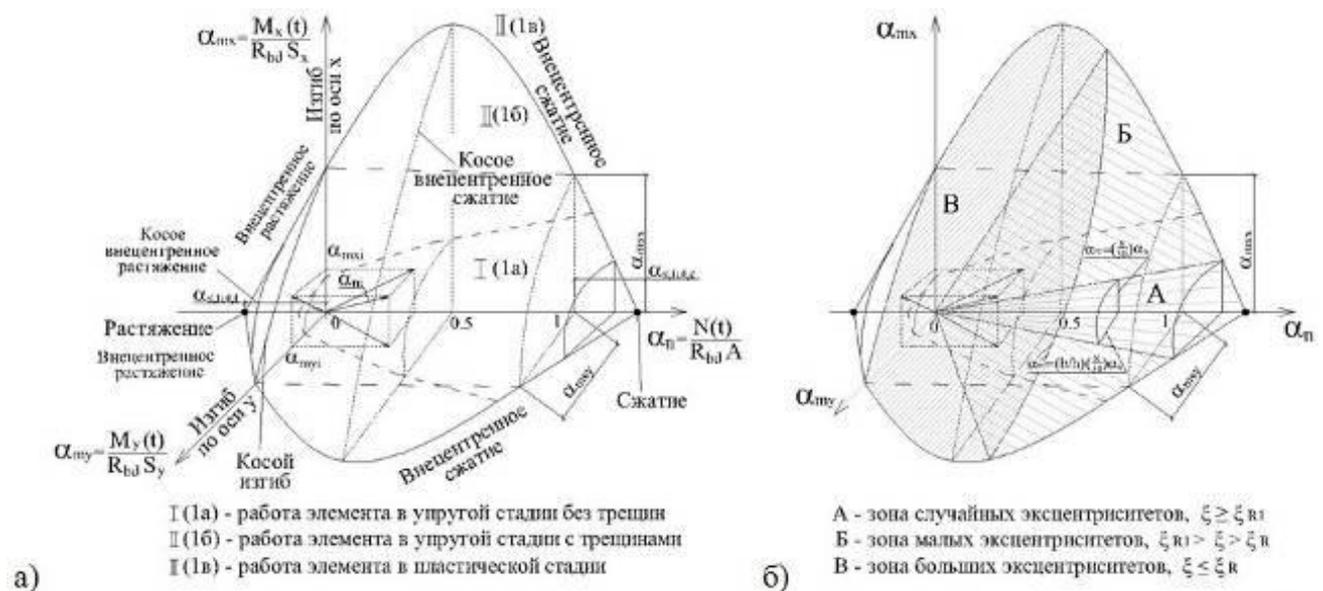


Рисунок 1 – Поверхность относительного сопротивления железобетонных элементов: стадии работы элемента при кратковременном динамическом нагружении (а), зоны случайных, малых и больших эксцентриситетов (б)

С целью получения предпосылок и проверки предложенного метода расчета были запланированы и проведены экспериментальные исследования симметрично армированных железобетонных элементов на косо внецентренное кратковременное динамическое сжатие, растяжение и косо изгиб.

Программа экспериментальных исследований (рис. 2.) включала испытание железобетонных образцов прямоугольного и двутаврового сечения длиной 2 м на кратковременную динамическую нагрузку. Была принята следующая маркировка образцов: КИ – для испытания на косо изгиб, КВС – для испытания на косо внецентренное сжатие, КВР – для испытания на косо внецентренное растяжение, число после букв обозначает порядковый номер элемента, п – прямоугольное сечение, д – двутавровое сечение.

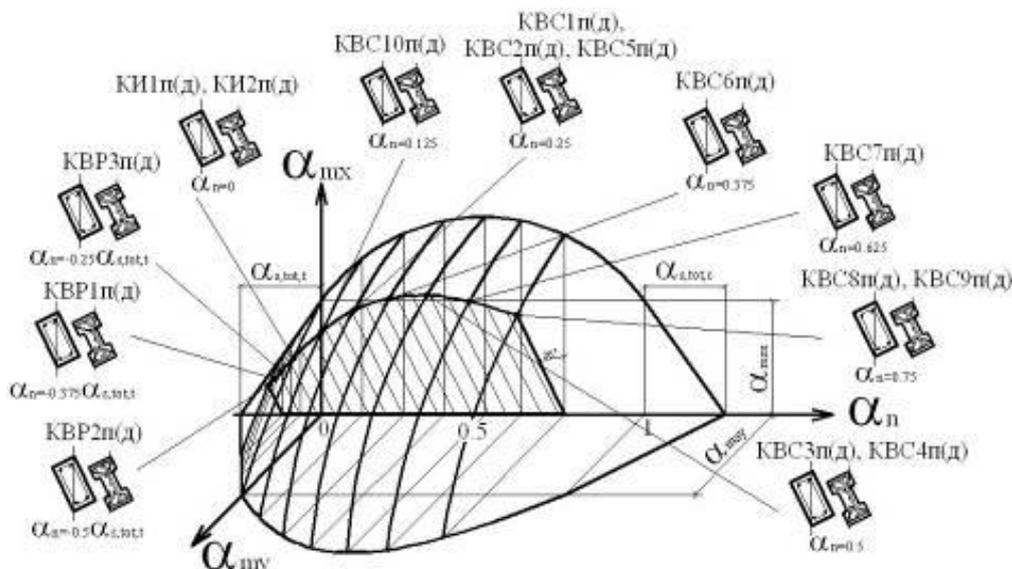


Рисунок 2 – Программа экспериментальных исследований

Испытания железобетонных элементов проводились в лаборатории кафедры железобетонных и каменных конструкций Томского государственного архитектурно-строительного университета. Для получения информации о поведении элементов использовалась специально разработанная установка для экспериментальных исследований строительных конструкций [3], которая включала стенды, выполненные на базе копровой установки [4, 5], первичные преобразователи измерительной информации (тензодатчики, датчики больших перемещений, силомер и др.), совместно с измерительными комплексами МИС-300, МИС-400. При испытаниях измерялись действующая динамическая нагрузка, опорные реакции, прогибы, ускорения, деформации бетона и арматуры по высоте сечения и длине элемента. При испытаниях использовались специальное устройство для измерения опорных динамических реакций [6] и методика наклейки тензорезисторов на арматурные стержни [7]. Общий вид проведения экспериментальных исследований представлен на рисунке 3.

В результате экспериментальных исследований были получены графики изменения деформаций бетона и арматуры, прогибов железобетонных элементов, действующей нагрузки с течением времени. Предельные сжимающие деформации бетона составляли  $230-270 \cdot 10^{-5}$  ед.о.д., а предельные растягивающие деформации арматуры –  $250-300 \cdot 10^{-5}$  ед.о.д. (рис. 4). Запаздывание пика деформаций бетона относительно пика нагрузки составляло 4-13 мс, а запаздывание пика деформаций арматуры относительно пика нагрузки 3-10 мс. Максимальные прогибы возникали при минимальном значении продольной силы; при увеличении уровня продольной силы прогибы уменьшались. Для различных экспериментальных образцов значение максимальных прогибов варьировалось от 50 до 90 мм.



Рисунок 3 – Общий вид испытания железобетонного элемента при косом внецентренном кратковременном динамическом сжатии (а) и используемая измерительная аппаратура (б)

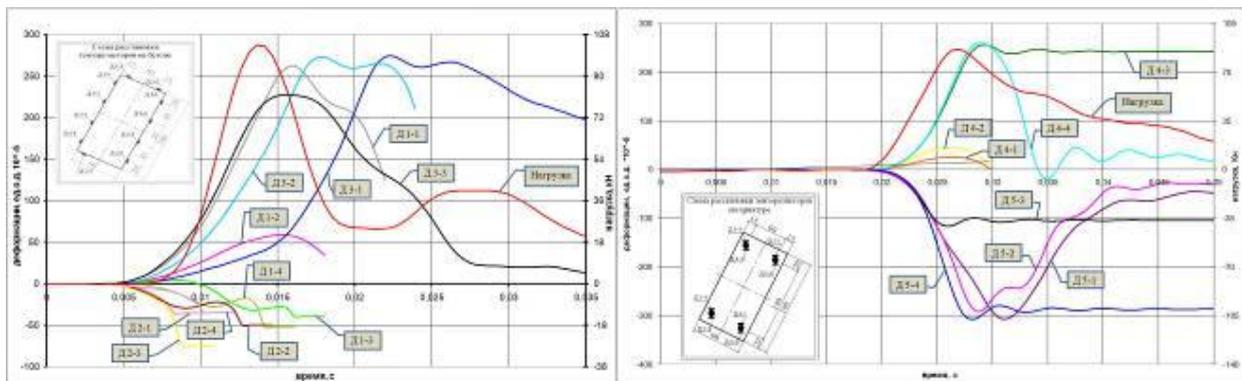


Рисунок 4 – Характерные графики изменения деформаций бетона (слева) и арматуры (справа) при кратковременном динамическом нагружении

Была подтверждена правомерность использования гипотезы плоских сечений при расчете железобетонных элементов на косое внецентренное кратковременное динамическое сжатие, растяжение и изгиб (рис. 5).

Выявлено влияние уровня продольной силы на несущую способность железобетонных элементов. Увеличение уровня растягивающей продольной силы уменьшает несущую способность элемента. Увеличение уровня продольной сжимающей силы дает повышение несущей способности при значениях продольной силы до 0,5 от усилия, воспринимаемого бетонным сечением. При дальнейшем увеличении продольной силы наблюдается снижение несущей способности элемента (рис. 6).

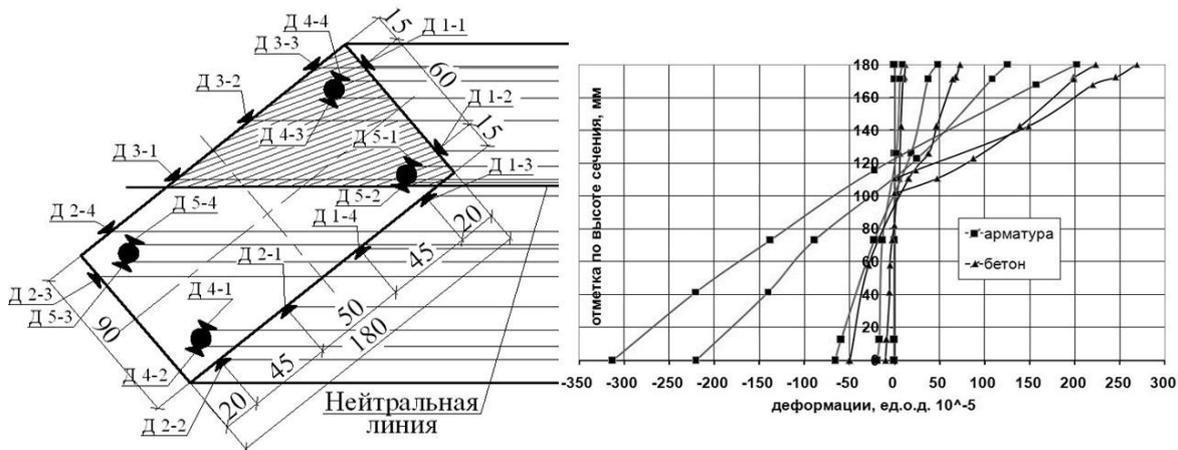


Рисунок 5 – Характерный график распределения деформаций по высоте сечения экспериментального образца

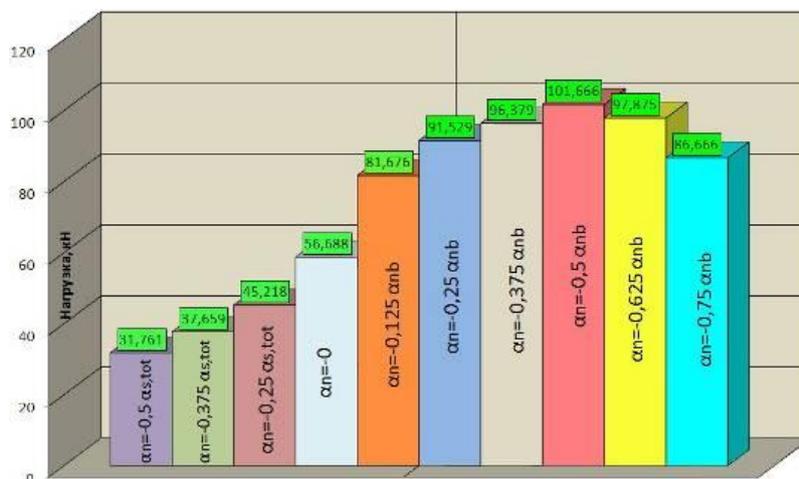


Рисунок 6 – Диаграмма изменения несущей способности железобетонных образцов в зависимости от уровня продольной силы

При испытаниях на косое внецентренное растяжение с высоким уровнем продольной растягивающей силы наблюдается образование сквозной трещины по периметру образца в центральном сечении элемента. Сжатая зона не разрушается. При уменьшении величины растягивающей силы количество нормальных трещин увеличивается, а центральная трещина уменьшается, при этом наблюдается разрушение сжатой зоны бетона. При низком уровне продольной сжимающей силы наблюдается образование нескольких нормальных к продольной оси элемента трещин в зоне чистого изгиба, при увеличении уровня обжатия количество трещин сокращается, а разрушение концентрировано происходит по сжатой зоне бетона (рис. 7).

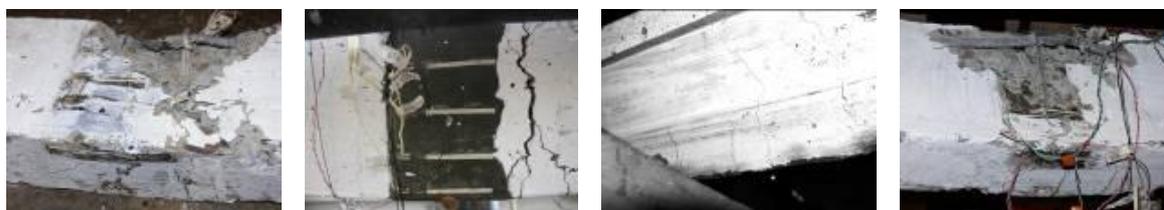


Рисунок 7 – Разрушение элементов при различном уровне продольной силы

На основе разработанной теории были составлены алгоритм и программа расчета. Сравнение результатов проведенных экспериментальных исследований с результатами расчетов, проведенных с использованием теории поверхностей относительного сопротивления по прочности, дали удовлетворительную сходимость, расхождения не превышали 15–20% (рис. 8).

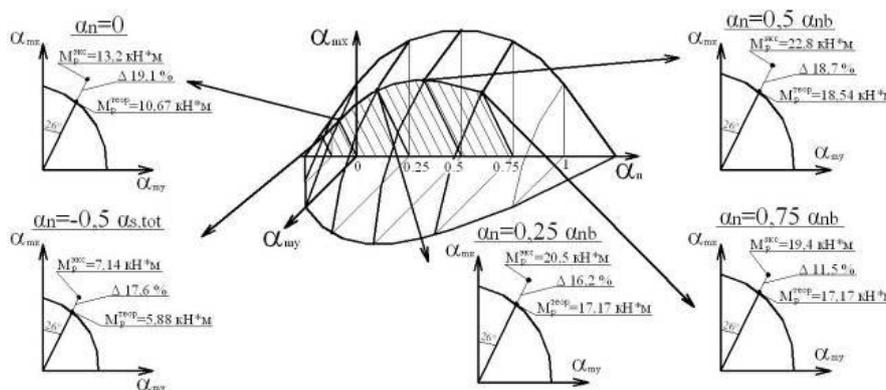


Рисунок 8 – Сравнение теоретических и экспериментальных данных

Литература

1 Plevkov, V.S. Estimation of ferro-concrete structures strength of usual and prestressed reinforcing under longitudinal forces, bending and twisting moments [Text] / V.S. Plevkov, A.I. Malganov, I.V. Baldin, P.V. Stukov, K.V. Kalachev, D.Ju. Sarkisov // Proceedings KORUS 2004, volume 2. – Tomsk, 2004. – P. 342-344.

2. Попов, Н.Н. Вопросы расчета и конструирования специальных сооружений [Текст] / Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев // Учеб. пособие для вузов. – М.: Стройиздат, 1980. – 190 с.

3. Патент РФ №66534, МПК G01N 3/00. Установка для экспериментальных исследований строительных конструкций [Текст] / В.С. Плевков, Г.И. Однокопылов, Д.Ю. Саркисов, О.Ю. Тигай, О.А. Однокопылова; заявитель и патентообладатель ГОУ ВПО «ТГАСУ» – №2007110136 заявл. 19.03.2007; опубл. 10.09.2007.

4. Патент РФ №48225, МПК7 G01N 3/00, 3/08, 3/30. Стенд для испытания железобетонных элементов на косоое внецентренное кратковременное динамическое растяжение [Текст] / В.С. Плевков, Д.Ю. Саркисов; заявитель и патентообладатель ГОУ ВПО «ТГАСУ» – №2005112503 заявл. 25.04.2005; опубл. 27.09.2005.

5. Патент РФ №53776, МПК G01N 3/00, 3/08, 3/30. Стенд для испытания железобетонных элементов на косоое внецентренное кратковременное динамическое сжатие [Текст] / В.С. Плевков, Д.Ю. Саркисов; заявитель и патентообладатель ГОУ ВПО «ТГАСУ» – №2005137995 заявл. 06.12.2005; опубл. 27.05.2006.

6. Патент РФ № 55469, МПК G01L 1/04, G01N 3/30. Устройство для измерения опорных реакций [Текст] / В.С. Плевков, Д.Ю. Саркисов, Г.И. Однокопылов; заявитель и патентообладатель ГОУ ВПО «ТГАСУ» – №2006105449 заявл. 21.02.2006; опубл. 10.08.2006.

7. Патент РФ № 62234, МПК G01B 7/16. Тензодатчик [Текст] / В.С. Плевков, Г.И. Однокопылов, С.А. Луков, Д.Ю. Саркисов, О.Ю. Тигай, О.А. Однокопылова; заявитель и патентообладатель ГОУ ВПО «ТГАСУ» – № 2006141682 заявл. 24.11.2006; опубл. 27.03.2007.

**Плевков В.С.**

Томский государственный архитектурно-строительный университет, г. Томск  
Доктор технических наук, профессор  
Тел. 8 (3822) 41-73-58

**Саркисов Д.Ю.**

Томский государственный архитектурно-строительный университет, г. Томск  
Аспирант

**Тигай О.Ю.**

Томский государственный архитектурно-строительный университет, г. Томск  
Аспирант  
E-mail: PVS@mail.tomsknet.ru

Е.А. СКОБЕЛЕВА

## НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ БАЛОК СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ

*Приводятся результаты численных исследований железобетонных балочных элементах составного сечения для оценки влияния на параметры их деформирования и характер разрушения топологии сечения. Исследования проводились с помощью расчетной модели, построенной на основе сочетания вариационного метода В.З. Власова, теории составных стержней в форме метода перемещений и теоретических предпосылок для учета специфики деформирования железобетона. Составлены общие рекомендации для проектирования элементов рассматриваемого класса.*

При расчете каркасов зданий и сооружений, включающих железобетонные составные конструкции, проектировщики зачастую сталкиваются с трудностями, связанными с верным заданием их жесткостных характеристик. Задача определения жесткостей таких элементов на каждом этапе нагружения представляется актуальной, т.к. в последние годы наблюдается все большее расширение области применения конструкций составного сечения. Это связано, прежде всего, с увеличением объемов реконструкции зданий и сооружений [1], сборно-монолитного домостроения, а также с широким использованием эффективных многосоставных ограждающих конструкций. Такие типы конструкций логично отнести к классу составных, т.к. они имеют сечения, состоящие по высоте из нескольких элементов, образующими после соединения швы с определенной степенью податливости.

Существующие на сегодняшний день подходы к расчету класса составных конструкций, как правило, основываются на приведении к квазисплошному сечению [2, 3 и др.], на использовании линейно-упругих или простейших нелинейных законов деформирования материалов, например [8], или на учете разницы в прочности бетонов брусьев при условном моделировании шва жестким [4]. Такие подходы не позволяют в полной мере отразить реальное поведение железобетонного составного элемента под нагрузкой. Работ, достаточно полно учитывающих специфику деформирования такого класса конструкций, особенно с преднапряженной арматурой, крайне мало. В связи с этим изучение особенностей деформирования и разрушения, развитие исследований составных железобетонных элементов с различной структурой сечения, направленных на наиболее полный учет нелинейности деформирования материалов, податливости шва соединения, уровня преднапряжения, продолжают оставаться актуальными.

Для решения указанных задач была разработана расчетная модель деформирования и разрушения преднапряженного железобетонного изгибаемого составного элемента [5, 6], основанная на сочетании вариационного метода В.З. Власова, теории составных стержней в форме метода перемещений и теоретических предпосылок для учета специфики деформирования железобетона. С её помощью можно рассчитывать составные элементы на любой стадии их нагружения вплоть до разрушения. Для автоматизации расчета на основе предложенной модели были составлены алгоритм и программа для ПЭВМ «DefINa» (рис. 1), позволяющая определять для заданной конструкции моменты образования нормальных трещин в верхнем и нижнем бруссе, продольной трещины по шву сдвига, момент и характер разрушения («по сжато-растянутому бетону», «от текучести арматуры», «по шву сдвига»), а также на каждой ступени нагружения значения прогибов, относительных деформаций и напряжений в бетоне, распределенных по высоте сечения, ширину раскрытия трещин и изгибную жесткость элемента. Программа расчета основана на двух итерационных циклах – внешнем и внутреннем. На внешнем цикле итераций происходит определение внутренних усилий и перемещений на определенной ступени нагружения и увеличение нагрузки при его сходимости. Внутренний итерационный цикл позволяет вычислить параметры деформирования с учетом образования и развития трещин и нелинейной работы материалов.

а)

б)

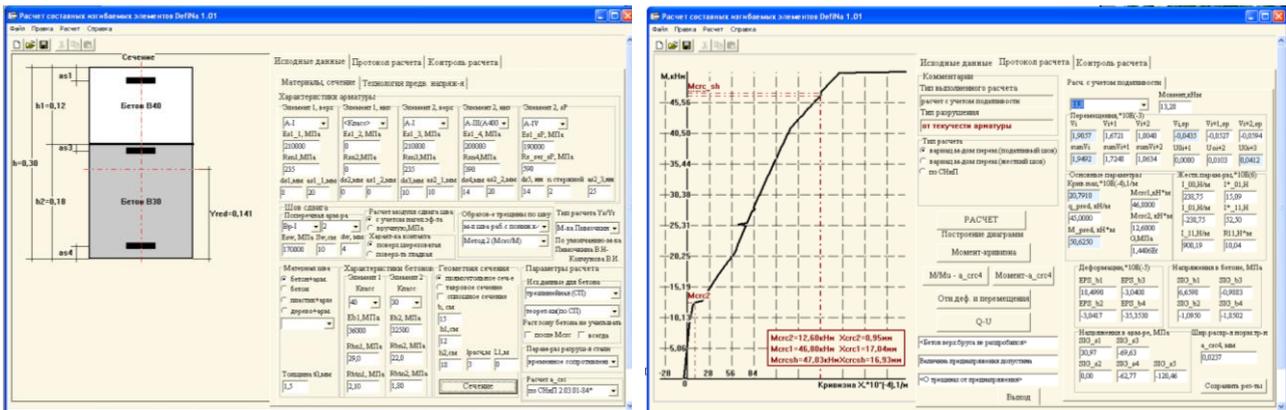


Рисунок 1 – Общий вид вкладок «Исходные данные» (а) и «Протокол расчета» (б) программы «DefINA»

Для оценки корректности предложенной расчетной модели и составленной на ее основе программы было проведено сравнение теоретических данных с результатами экспериментальных исследований автора [7] и других исследователей [7-9], которое показало удовлетворительное количественное согласование. Это позволяет применять программу «DefINA» для расчета преднапряженных железобетонных составных балочных элементов. Для оценки влияния топологии сечения, процента рабочего армирования на параметры деформирования целесообразным представляется проведение многовариантных численных исследований. По результатам таких исследований возможно составление рекомендаций по проектированию конструкций рассматриваемого класса.

Первым этапом численных исследований являлась оценка влияния свесов полок таврового сечения, схем и процента армирования, в ходе проведения второго этапа варьируемой являлась топология конструкций (соотношение высот и прочностей брусьев в составе конструкции, жесткость шва сдвига, величина предварительного напряжения арматуры).

В качестве исследуемой конструкции для всех этапов численного исследования принята шарнирно опертая балка составного сечения (из двух брусьев) с расчетным пролетом  $l_0=6,0$  м.

На *первом* этапе исследований рассмотрены образцы двух серий (Ч.І, Ч.ІІ) с различными конфигурациями поперечного сечения (рис. 2). Класс бетона обоих брусьев – В30. Величина предварительного напряжения с учетом всех потерь – 200 МПа. Арматура ненапрягаемая – класса А-ІІІ (А400), напрягаемая – класса А-ІV. Приведенный погонный модуль сдвига шва  $G_0$  определялся при толщине шва 1,5 мм, при этом поперечная арматура принята класса Вр-І (В500)  $d_w=3$  мм,  $S_w=100$  мм. Заполнение шва – из бетона класса В30.

а)

б)

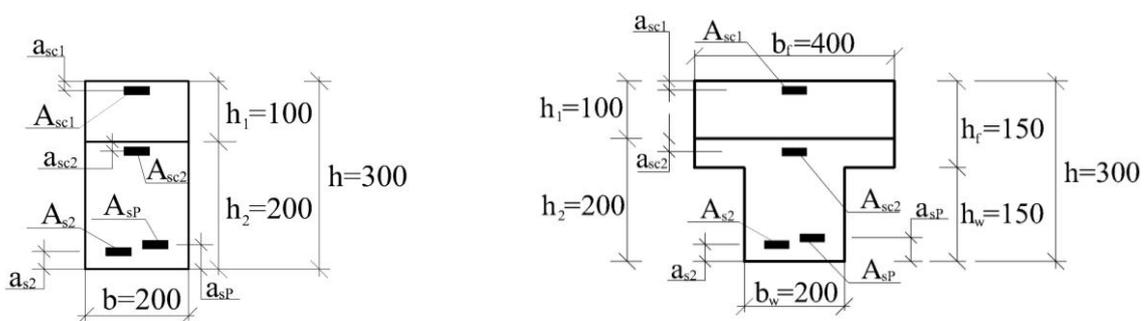


Рисунок 2 – Схема поперечного сечения образцов серии Ч.І (а), Ч.ІІ (б)

В каждой серии предусмотрено несколько образцов с варьируемыми характеристиками армирования (схемой армирования, площадью сечения арматуры), которые приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Характеристики образцов для первого этапа численного исследования

Шифр образца	Арматура <i>sc1</i>			Арматура <i>sc2</i>			Арматура <i>s2</i>			Арматура <i>sP</i>			
	<i>d</i> , мм	<i>A</i> , см <sup>2</sup>	<i>a</i> , мм	<i>d</i> , мм	<i>A</i> , см <sup>2</sup>	<i>a</i> , мм	<i>d</i> , мм	<i>A</i> , см <sup>2</sup>	<i>a</i> , мм	<i>d</i> , мм	<i>A</i> , см <sup>2</sup>	$\mu_{sP}$ , %	<i>a</i> , мм
Ч.И-1, Ч.П-1	2·6	0,57	20	2·10	1,57	20	2·10	1,57	20	2·14	3,08	0,513	30
Ч.И-2, Ч.П-2	–	–	–	2·10	1,57	20	2·10	1,57	20	2·14	3,08	0,342	30
Ч.И-3-1, Ч.П-3-1	2·6	0,57	20	–	–	–	2·10	1,57	20	<b>2·10</b>	<b>1,57</b>	$\frac{0,262}{0,174}$	30
Ч.И-3-2, Ч.П-3-2	2·6	0,57	20	–	–	–	2·10	1,57	20	<b>2·12</b>	<b>2,26</b>	$\frac{0,377}{0,251}$	30
Ч.И-3-3, Ч.П-3-3	2·6	0,57	20	–	–	–	2·10	1,57	20	<b>2·14</b>	<b>3,08</b>	$\frac{0,513}{0,342}$	30
Ч.И-4, Ч.П-4	2·6	0,57	20	2·10	1,57	20	2·10	1,57	20	–	–	–	–

Как показывает анализ результатов первого этапа численного эксперимента, усилие предварительного напряжения при расчете по предложенной расчетной модели влияет не только на параметры деформирования конструкций, но и на их несущую способность, увеличивая ее в среднем на 17-24%. Некоторые результаты численных исследований приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Результаты первого этапа численных исследований

Шифр образца	$M_{ср1}$ , кН·м	$M_{ср2}$ , кН·м	$M_{и}$ , кН·м	$U$ , мм		$V$ , мм		$a_{срс}$ , мм	
				10 кН·м	30 кН·м	10 кН·м	30 кН·м	20 кН·м	30 кН·м
Ч.И-1	–	15,30	45,90	0,0004	0,198	0,870	19,159	0,0152	0,034
Ч.П-1	–	18,0	52,2	0,0002	0,145	0,360	13,194	0,011	0,026
Ч.И-2	–	15,30	45,0	0,0005	0,198	0,889	19,259	0,0153	0,034
Ч.П-2	–	18,0	56,7	0,0002	0,145	0,366	13,275	0,011	0,026
Ч.И-3-1	–	11,70	36,0	0,019	0,302	2,687	29,103	0,044	0,083
Ч.П-3-1	30,60	12,60	39,60	0,008	0,481	1,469	28,653	0,035	0,088
Ч.И-3-2	–	13,50	40,50	0,008	0,247	1,689	23,602	0,025	0,053
Ч.П-3-2	41,40	15,30	45,90	0	0,200	0,757	18,639	0,019	0,046
Ч.И-3-3	–	15,30	45,90	0	0,204	0,879	19,293	0,015	0,034
Ч.П-3-3	–	18,0	52,2	0	0,148	0,361	13,315	0,011	0,026
Ч.И-4	–	8,10	35,10	0,087	0,894	5,390	32,205	0,047	0,094
Ч.П-4	27,0	9,90	43,20	0,068	0,935	3,990	23,919	0,0395	0,074

Оценка влияния формы сечения (прямоугольной и тавровой) выполнена для преднапряженных образцов при двух условиях: 1) при  $A_{sp}=const$ ; 2) при  $\mu_{sP}=const$ . При  $A_{sp}=const$  наблюдается увеличение несущей способности для образца таврового сечения: в зависимости от характера армирования от 12 до 20%, а также момента трещинообразования нижнего бруса (в 1,2 раза при всех схемах армирования).

Если рассматривать образцы прямоугольного и таврового сечения с одинаковым процентом армирования рабочей преднапряженной арматуры, то в данном случае наличие полки увеличивает не только несущую способность (в среднем на 20%) и момент трещинообразова-

ния нижнего бруса (примерно в 1,3 раза), но и снижает значения прогибов и ширины раскрытия трещин. На рисунке 3 приведены графики зависимостей « $M-V$ » для образцов с различным процентом армирования преднапряженной арматурой. Из анализа представленных диаграмм можно сделать вывод, что при одинаковом проценте армирования прогибы образцов таврового сечения ниже, при этом некоторые образцы с различной формой сечения и процентом армирования имеют количественно хорошо согласующиеся диаграммы « $M-V$ », например, пары кривых 2 и 4; 3 и 5. Динамика раскрытия трещин и величин сдвиговых перемещений по шву, как правило, меньше для прямоугольных образцов. При этом значения моментов трещинообразования и несущей способности сравниваемых образцов практически не отличается.

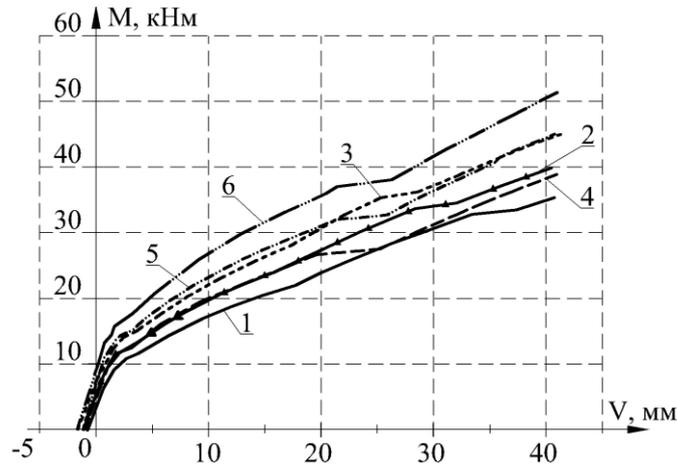


Рисунок 3 – Диаграммы зависимостей « $M-V$ » для образцов прямоугольного (кривые 1-3) и таврового (кривые 4-6) сечения с различными процентами содержания преднапряженной арматуры: 1 – 0,262 (Ч.І-3-1), 2 – 0,377 (Ч.І-3-2), 3 – 0,513 (Ч.І-3-3), 4 – 0,174 (Ч.ІІ-3-1), 5 – 0,251 (Ч.ІІ-3-2), 6 – 0,342 (Ч.ІІ-3-3)

В данном случае целесообразна оценка по материалоемкости сравниваемых образцов (бетона и предварительно напряженной арматуры, таблица 3).

Таблица 3 – Сравнительный анализ стоимости основных материалов составных предварительно напряженных образцов прямоугольного и таврового сечения

Шифр образца	$\mu_{sp}, \%$	$M_{crc2},$ кН·м	$M_u,$ кН·м	Бетон		Сталь		Ст-ть, тыс. руб.	Масса, т
				$V,$ м <sup>3</sup>	Ст-ть, тыс. руб.	Масса, кг	Ст-ть, тыс. руб.		
Ч.І-3-2	0,377	13,50	40,50	0,06	0,27	10,65	0,37	0,64	0,15
Ч.ІІ-3-1	0,174	12,60	39,60	0,09	0,41	7,395	0,26	0,67	0,225×
Ч.І-3-3	0,513	15,30	45,90	0,06	0,27	14,51	0,51	0,78	0,15
Ч.ІІ-3-2	0,251	15,30	45,90	0,09	0,41	10,65	0,37	0,78	0,225

Анализируя результаты сравнения, можно сделать вывод, что при рассматриваемом конструктивном решении изгибаемого элемента и при заданных процентах содержания предварительно напряженной арматуры прямоугольные конструкции при приблизительно равных моментах трещиностойкости и разрушения, незначительными расхождениями в прогибах обладают меньшей массой и стоимостью материалов, чем элементы таврового сечения.

На *втором этапе* численного исследования рассмотрено 108 образцов с различным по высоте конструкции расположением шва сдвига ( $h_1/h=1/3; 1/2; 2/3$ ), с брусками из различных классов бетона (**B20, B40**). Сечение прямоугольной формы размерами  $b \times h=200 \times 300$  мм. Непреднапряженная арматура соединена в каркасы (в сечении 2 каркаса). Арматура без преднапряже-

ния принята класса А-III (А400):  $d_{sc1}=6$  мм,  $a_{sc1}=20$  мм;  $d_{sc2}=10$  мм,  $a_{sc2}=20$  мм;  $d_{s2}=10$  мм,  $a_{s2}=20$  мм. В сечении расположены 2 предварительно напряженных стержня из арматурной стали класса А-IV,  $d_{sp}=14$  мм,  $a_{sp}=30$  мм. Варьируемой величиной при исследованиях являлся также начальный приведенный погонный модуль сдвига шва  $G_0$  ( $10^2$ ,  $10^3$ ,  $10^5$ , **монокристаллическая связь слоев**), величина преднапряжения (**0, 100, 200 МПа**). В расчете принималась такая прочность шва, которая исключала разрушение образца по шву сдвига. Полагалось, что шов работает без образования в нем продольной трещины. Исходные данные и результаты второго этапа исследования выборочно приведены в таблицах 4, 5.

Таблица 4 – Исходные данные и результаты расчетов второго этапа численного эксперимента (на образцах без предварительного напряжения)

$B_1/B_2$	$G_{нач}$ , МПа	№	$M_{crc1}$ , кН·м	$M_{crc2}$ , кН·м	$M_{ис}$ , кН·м	$U$ , мм		$V$ , мм		$a_{crc}$ , мм	
						10 кН·м	30 кН·м	10 кН·м	30 кН·м	10 кН·м	30 кН·м
<b><math>h_1/h=1/3</math></b>											
20/40	$10^2$	1	-	8,10	31,50	0,20	0,68	6,416	37,995	0,016	0,091
	$10^5$	3	-	9,0	34,20	0,018	0,157	4,929	32,668	0,014	0,0819
	жесткий	4	-	9,0	35,10	-	-	4,818	31,368	0,012	0,0815
40/40	$10^2$	5	27,90	8,10	36,90	0,267	1,232	6,100	28,279	0,015	0,073
	$10^5$	7	-	9,0	41,40	0,060	0,632	4,450	23,064	0,0131	0,064
	жесткий	8	-	9,90	54,90	-	-	3,40	10,91	0,012	0,045
40/20	$10^2$	9	20,70	6,30	31,50	0,389	1,719	8,298	38,712	0,027	0,134
	$10^5$	11	26,10	7,20	35,10	0,165	1,083	6,346	32,091	0,0242	0,121
	жесткий	12	-	9,0	62,10	-	-	2,938	8,301	0,016	0,053
<b><math>h_1/h=2/3</math></b>											
20/40	$10^2$	25	12,60	9,0	33,30	0,238	0,994	5,804	35,185	0,013	0,075
40/40	$10^2$	29	13,50	10,80	42,30	0,241	1,184	4,734	22,656	0,013	0,0544
40/20	$10^2$	33	11,70	9,0	36,9	0,341	1,617	6,043	28,825	0,018	0,096

Таблица 5 – Исходные данные и результаты расчетов второго этапа численного эксперимента (на преднапряженных образцах)

$B_1/B_2$	$G_{нач}$ , МПа	$\sigma_{los}$ , МПа	№	$M_{crc1}$ , кН·м	$M_{crc2}$ , кН·м	$M_{ис}$ , кН·м	$U$ , мм		$V$ , мм		$a_{crc}$ , мм	
							10 кН·м	30 кН·м	10 кН·м	30 кН·м	10 кН·м	30 кН·м
<b><math>h_1/h=1/3</math></b>												
20/40	$10^2$	200	38	-	16,20	48,60	0,030	0,379	1,071	17,358	0,009	0,0245
	$10^3$	200	40	-	18,0	53,10	-0,004	0,102	0,648	12,153	0,009	0,020
	$10^5$	200	42	-	18,0	54,00	-0,008	0,0743	0,601	11,647	0,009	0,0191
	жест.	200	44	-	18,0	54,00	-	-	0,497	10,123	0,009	0,0177
40/40	$10^2$	100	45	-	9,90	33,30	0,139	0,703	4,935	35,818	0,009	0,0532
		200	46	-	13,50	40,50	0,0531	0,567	1,522	26,907	0,009	0,0402
40/20	$10^2$	100	53	-	7,20	19,80	0,200	-	16,278	-	0,033	-
		200	54	-	9,90	25,20	0,111	-	6,178	-	0,013	-
<b><math>h_1/h=1/2</math></b>												
20/40	$10^2$	100	61	разрушение от преднапряжения								
		200	62	разрушение от преднапряжения								
	$10^3$	100	63	-	12,60	44,10	0,0087	0,202	2,350	20,209	0,0206	0,0281
		200	64	-	17,10	49,50	-0,004	0,161	0,817	13,905	0,0206	0,0204
40/40	$10^2$	100	69	18,90	10,80	36,90	0,131	0,640	4,511	31,638	0,0206	0,0456
		200	70	23,40	14,40	43,20	0,059	0,513	1,689	24,072	0,0206	0,0349
40/20	$10^2$	100	77	12,60	8,10	24,30	0,176	-	9,577	-	0,0195	-
		200	78	16,20	10,80	29,70	0,0915	-	4,042	-	0,0195	-

Как видно из результатов исследования, повышение жесткости шва сдвига с  $10^2$  МПа до  $10^3$  МПа существенно сказывается на прогибах и ширине раскрытия трещин, дальнейшее увеличение величины  $G_0$  (до  $10^5$  МПа) влияет преимущественно только на величины продольных смещений по шву сдвига, уменьшая их значения в 1,2-1,7 раза. С повышением величины  $G_0$  в образцах без предварительного напряжения  $M_{cr2}$  возрастает незначительно (от 0 до 10%). В преднапряженных образцах фактор влияет более существенно, вызывая увеличение параметра до 20% при остальных прочих условиях. В образцах без преднапряжения увеличение значения фактора приводит к незначительному увеличению  $M_u$  (на 2-9%), в преднапряженных образцах – до 20% (рис. 4). В образцах с преднапряжением имеет место исчерпание несущей способности от преднапряжения (при низком модуле сдвига шва при его расположении ближе к преднапряженной арматуре). Особенно сказывается влияние фактора на высоких ступенях нагружения: с увеличением  $G_0$  в образцах без предварительного напряжения значения  $a_{cr}$  снижаются на 0-10%, в преднапряженных образцах – на 20-30%.

В преднапряженных балках при прочих равных условиях значения момента трещинообразования выше (в 1,1-1,6 раз). С увеличением величины преднапряжения соответственно увеличивается и  $M_{cr2}$ . При незначительной величине преднапряжения и жесткости шва сдвига  $M_u$  снижается в образцах, у которых прочность бетона верхнего бруса выше (до 35%, рис. 4.). Однако не в каждом случае преднапряжение позволяет снизить прогибы балки: наблюдается негативное влияние фактора при  $G_0=10^2$  МПа (вплоть до разрушения от усилия предварительного напряжения), а также в случае, когда прочность нижнего бруса не превышает прочность верхнего. С увеличением жесткости шва преднапряжение более благотворно влияет на прогибы, уменьшая их до 1,6 раз ( $\sigma_{los}=100$  МПа) и в 2,5 и более ( $\sigma_{los}=200$  МПа).

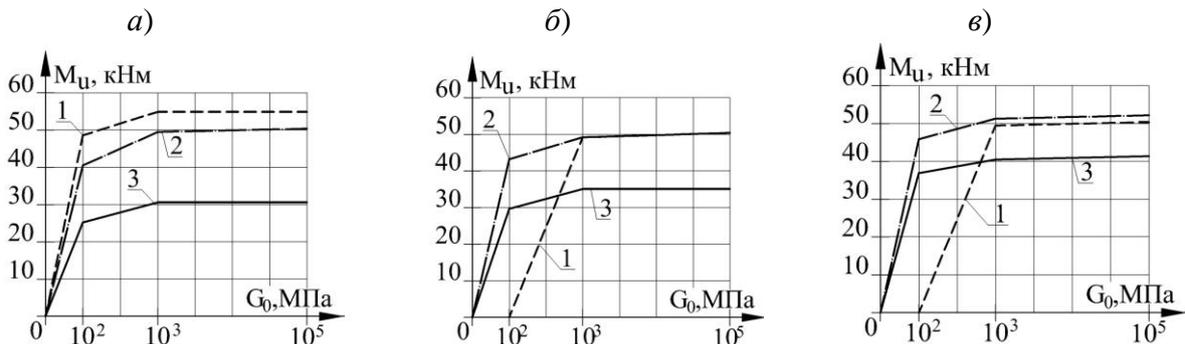


Рисунок 4 – Графики зависимости « $M_u-G_0$ » для предварительно напряженных образцов при  $h_1/h=1/3$  (а); то же, при  $h_1/h=1/2$  (б); то же, при  $h_1/h=2/3$  (в): 1 – соотношение классов бетонов брусьев  $B_1/B_2=20/40$ , 2 –  $B_1/B_2=40/40$ , 3 –  $B_1/B_2=40/20$

Проведенные численные исследования позволяют оценить влияние различных факторов на параметры деформирования и несущую способность железобетонных составных балок с податливым швом сдвига между брусьями, с обычной и предварительно напряженной арматурой. Анализ результатов исследований позволяет сформулировать общие рекомендации по проектированию элементов рассматриваемого класса.

1. Расчет элементов, состоящих по высоте из двух и более брусьев, необходимо выполнять с учетом разницы в прочностях бетонов брусьев и с учетом податливости шва. Выполнение второго требования к расчету особенно важно на высоких ступенях нагружения (когда ярче выражена нелинейность работы материалов и нарушена сплошность бетона после образования нормальных трещин) и в случае расслаивания элемента.

2. Увеличение жесткости шва приводит к снижению горизонтальных взаимных смещений брусьев по шву и, как следствие, в большинстве случаев к росту момента трещинообразования и предельной несущей способности составного сечения, уменьшению прогибов

элементов, ширины раскрытия трещин. Однако увеличение жесткости шва сдвига до величины, намного превышающей  $10^3$  МПа, не представляется целесообразным, т.к. не позволяет значительно улучшить работу составной балки под нагрузкой. При проектировании предварительно напряженных балок составного сечения желательнее задавать  $G_0 \approx 1,5 \cdot 10^3 - 10 \cdot 10^3$  МПа.

3. В балках с равнопрочными брусками при расположении шва сдвига ближе к рабочей арматуре при неизменной жесткости шва сдвига наблюдается рост момента трещинообразования, предельной несущей способности, уменьшение прогибов и ширины раскрытия трещин. Следовательно, при проведении усиления изгибаемых конструкций путем увеличения площади сечения с помощью бетона аналогичного класса целесообразно производить подрачивание снизу, если это представляется возможным выполнить технически.

4. Если в составном сечении балки без преднапряжения имеются бетоны разных классов (при неизменной жесткости шва сдвига), то с увеличением высоты более прочного элемента величины момента трещинообразования  $M_{cr}$ , предельного момента увеличиваются, прогибы уменьшаются. В предварительно напряженных балках такая особенность характерна при увеличении высоты более прочного верхнего бруса. Увеличение высоты более прочного нижнего бруса оказывает в некоторой степени благотворное влияние лишь на предельный момент и момент трещинообразования и негативно влияет на значения прогибов и ширины раскрытия трещин. В этом случае не поддается оценке влияние какого-либо конкретного фактора, а необходимо принимать во внимание комбинации «соотношения классов бетона – соотношения высот брусков». В частности, для конструктивного решения балок, принятого во втором этапе численного эксперимента, доказана целесообразность назначения класса бетона верхнего бруса меньше класса нижнего.

5. При неизменном соотношении высот брусков разной прочности увеличение несущей способности в балках без предварительного напряжения характерно при более прочном верхнем бруске, в то время как в предварительно напряженных балках – наоборот.

6. При проектировании составных балок формой сечения можно управлять, варьируя геометрическими размерами сечения и процентом рабочего армирования. Оценка правильности выбора формы сечения позволит не только расчет конструкции, но и технико-экономическая оценка, которая зачастую оправдывает выбор прямоугольного сечения ввиду экономии материалов и меньшей массы конструкции.

7. В случае принятия решения о необходимости производства предварительного напряжения составной конструкции или усиления с помощью элемента с предварительным напряжением особо важно правильно задать величину усилия преднапряжения. Например, при незначительной жесткости шва сдвига недостаточное усилие преднапряжения вызывает уменьшение несущей способности.

#### Литература

1. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы развития теории реконструированного железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, С.И. Меркулов // Бетон и железобетон. – 2005. – № 1. – С. 25-26.
2. Мальганов, А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий [Текст] / А.И. Мальганов, В.С. Плевков, В.С. Полищук. – Томск: Том. ун-т, 1992. – 456 с.
3. Чиненков, Ю.В. К выбору метода расчёта трёхслойных ограждающих железобетонных конструкций из лёгких бетонов [Текст] / Ю.В. Чиненков, Е.А. Король // Вестник отделения строительных наук. Вып. 2. – М.: 1998. – С. 423-427.
4. Блинников, Е.А. Деформативность составных железобетонных элементов при комсом внецентренном сжатии [Текст]: автореферат дисс. на соискание ... канд. техн. наук по спец. 05.23.01 / Блинников Е.А. – Орел, 2008. – 20 с.

5. Колчунов, В.И. К расчету живучести внезапно повреждаемых железобетонных рам с элементами составного сечения [Текст]: Материалы научно-практической конференции «Строительная физика в XXI веке» / В.И. Колчунов, Е.А. Скобелева // под ред. И.Л. Шубина. – М.: НИИСФ РААСН, 2006. – С. 511-515.

6. Колчунов, В.И. Деформационная модель железобетонных изгибаемых преднапряженных элементов составного сечения [Текст] / В.И. Колчунов, Е.А. Скобелева // в печати.

7. Колчунов, В.И. Экспериментальные исследования деформативности и трещиностойкости железобетонных конструкций составного сечения [Текст] / В.И. Колчунов, Е.А. Скобелева, Н.В. Клюева, С.И. Горностаев // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2008. – №1. – С. 54-60.

8. Шевченко, А.В. Деформирование и трещиностойкость железобетонных рам с элементами составного сечения [Текст]: автореферат дисс. на соискание ... канд. техн. наук по спец. 05.23.01 / Шевченко А.В. - Белгород. – 2000. – 19 с.

9. Смоляго, Г.А. Результаты экспериментальных исследований деформативности стержневых железобетонных изгибаемых элементов [Текст] / Г.А. Смоляго, А.Е. Жданов, А.А. Крючков [и др.] // Изв. вузов. Строительство. – 2007. – №9. – С. 124-128.

**Скобелева Е.А.**

Орловский государственный технический университет, г. Орел

Аспирант

Тел. (4862) 76-03-72

E-mail: skobelevaea77@rambler.ru

УДК 624.15

В.М. СТРУЛЁВ, В.Ю. ВОЕВОДКИН, А.Н. СИНЕЛЬНИКОВ

## НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ПЕСЧАНОГО ОСНОВАНИЯ КОЛЬЦЕВЫХ ФУНДАМЕНТОВ

*Проведены экспериментальные исследования по влиянию угла наклона нагрузки к вертикальной оси штампа при центральном и внецентренном нагружении на деформацию и несущую способность основания для кольцевых штампов: плоского и с наклонными консолями.*

*Realized experimental studies about the influence on the base's bearing capacity and deformation of circular plates (plane and with console's inclination) loaded with and without eccentricity of the load's inclination to the vertical axis.*

Круглые и кольцевые фундаменты нашли широкое применение в сооружениях башенного типа. Анализ проектных решений показал, что в зависимости от конструктивных решений и геологических условий внедрение прогрессивных проектных решений может снизить расход материала фундамента на 10...50% [1, 2].

Для проведения исследования было изготовлено 2 кольцевых железобетонных штампа с одинаковой горизонтальной площадью контакта при соотношении внутреннего и наружного диаметров равном  $d/D=0,4$ , где  $d$  – внутренний диаметр штампа;  $D$  – наружный диаметр штампа. Исследуемые штампы имели форму: плоского и с наклонными консольными «вылетами» в форме усеченного конуса. Размеры штампов в плане составляли:  $d=115$  мм,  $D=288$  мм. Отношение  $a/D$  (где  $a$  – длина консольного свеса) для штампа с наклонными консолями принималось 0,2; угол наклона консольного свеса к горизонтальной плоскости составлял  $30^\circ$ . Высота штампов составляла 50 мм. Штампы армировались сварными сетками из арматуры класса В500 диаметром 4 мм. Конструкция штампов представлена на рисунке 1.

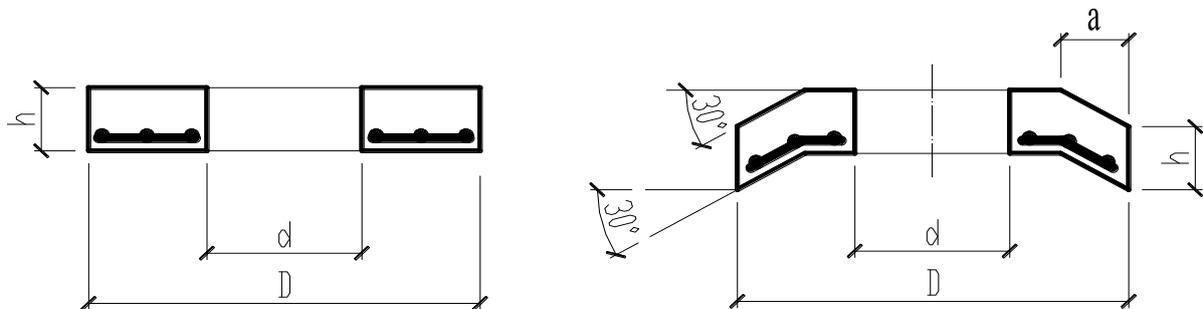


Рисунок 1 – Конструктивное решение штампов

Основанием служил увлажненный до влажности 10% пылеватый песок, послойно уплотненный до плотности  $1,7$  г/см<sup>3</sup>. Испытания проводили в пространственном лотке. Осадка штампа определялась по показаниям двух индикаторов часового типа (ИЧ-5) с ценой деления 0,01 мм. Нагрузка прикладывалась наклонно центрально и наклонно внецентренно с эксцентриситетом  $e=D/8$  по 0,1 от максимальной нагрузки с выдержкой по 10 мин. на каждой ступени. Исследование штампов на вертикальную центральную и внецентренную нагрузку приведено в [3, 4].

На рисунке 2 показаны графики зависимости несущей способности основания кольцевых штампов от угла приложения осевой нагрузки  $\beta$ .

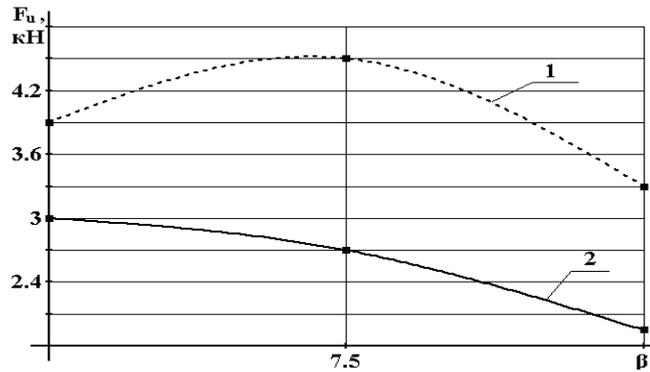


Рисунок 2 – Зависимость несущей способности основания от угла приложения нагрузки при центральном нагружении: 1 – штамп с наклонными консолями; 2 – плоский штамп

Как видно из графиков на рисунке 2 в диапазоне изменения угла наклона осевой вертикальной нагрузки от 0 до 15 градусов несущая способность штампа с наклонными консолями по отношению к плоскому значительно выше. Максимальную несущую способность имеет штамп с наклонными консолями при угле нагрузки  $\beta=7,5^\circ$ .

На рисунке 3 показаны графики зависимости крена штампов от наклонной центрально приложенной нагрузки.

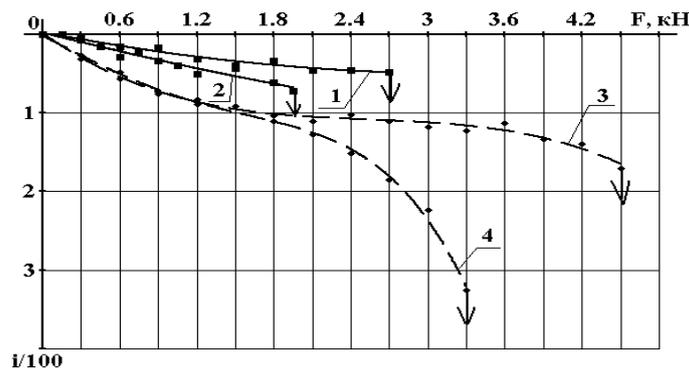


Рисунок 3 – Зависимость крена штампов от наклонной центрально приложенной нагрузки: для плоского штампа 1 –  $\beta=7,5^\circ$ ; 2 –  $\beta=15^\circ$ ; для штампа с наклонными консолями 3 –  $\beta=7,5^\circ$ ; 4 –  $\beta=15^\circ$

Штамп с наклонными консолями имеет больше значение крена во всем диапазоне нагружения по отношению к плоскому штампу. Это связано с наличием у штампа с наклонными консолями острой режущей кромки, которая упростила изготовление образцов.

На рисунке 4 показаны графики зависимости бокового смещения штампов от наклонной центрально приложенной нагрузки для плоского и штампа с наклонными консолями.

В отличие от крена штамп с наклонными консолями имеет меньшее значение боковых смещений по отношению к плоскому при наклонном действии силы. Для угла нагрузки  $\beta=7,5^\circ$  боковое смещение меньше в 8,75 раза, а для  $\beta=15^\circ$  в 2,3 раза.

На рисунке 5 показаны графики зависимости несущей способности основания кольцевых штампов от угла приложения внецентренной нагрузки  $e=D/8$ .

Наибольшую несущую способность при внецентренном наклонном нагружении имеет штамп с наклонными консолями во всем диапазоне изменения угла приложения нагрузки.

По крену и боковому смещению тенденция просматривается такая же, как и при центральном наклонном нагружении.

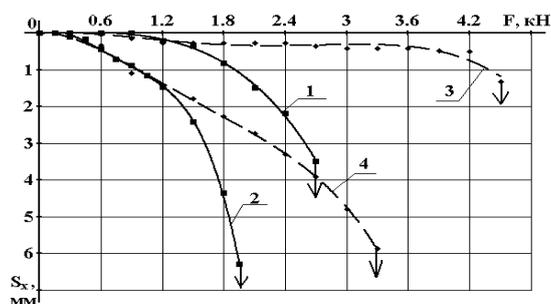


Рисунок 4 – Зависимость бокового смещения штампов от центрально приложенной нагрузки: для плоского штампа 1 –  $\beta=7,5^\circ$ ; 2 –  $\beta=15^\circ$ ; для штампа с наклонными консолями 3 –  $\beta=7,5^\circ$ ; 4 –  $\beta=15^\circ$

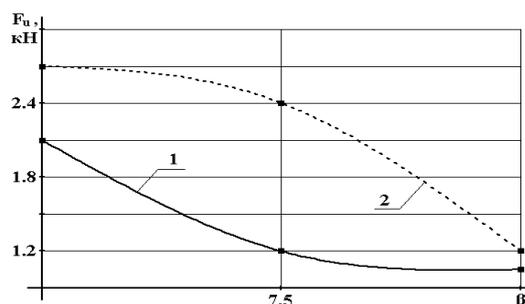


Рисунок 5 – Зависимость несущей способности основания от угла приложения нагрузки при внецентренном нагружении: 1- плоский штамп; 2 – штамп с наклонными консолями

Анализ графиков показал, что применение наклонных консольных свесов приводит к увеличению крена штампа, но позволяет значительно увеличить несущую способность основания и уменьшить боковое смещение фундаментов. Наклонные консоли увеличивают несущую способность основания при центральном нагружении в 1,3-1,69 раза, а при внецентренном нагружении в 1,14-2 раза. Это связано с ограничением поперечных деформаций грунта расположенного внутри консольных вылетов. Следует отметить, что фундаменты башенных сооружений в основном работают на внецентренную нагрузку, наклоненную к оси на угол не более  $7,5^\circ$ .

#### Литература

1. Соломин, В.И. Проектирование фундаментов сооружений башенного типа [Текст] / В.И. Соломин, С.Б. Шматков // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1991. – №6.
2. Бородин, М.А. Исследования осадок основания кольцевых фундаментов [Текст] / М.А. Бородин, В.Г. Шаповал, В.Б. Швец // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2001. – №1.
3. Струлев, В.М. Влияние консольных свесов на осадку круглых и кольцевых штампов на песчаном основании [Текст] / В.М. Струлев, В.Ю. Воеводкин // Состояние современной строительной науки – 2006. Сб. науч. трудов. – Полтава: Полтавский ЦНТЭИ, 2006.
4. Струлев, В.М. Несущая способность песчаного основания и напряженно-деформированное состояние круглых и кольцевых фундаментов [Текст] / В.М. Струлев, В.Ю. Воеводкин // Вестник Тамбовского государственного технического университета, 2007. – Том 13. – №3.

#### Струлёв В.М.

Тамбовский государственный технический университет, г. Тамбов  
Кандидат технических наук, доцент

#### Воеводкин В.Ю.

Тамбовский государственный технический университет, г. Тамбов  
Аспирант

#### Синельников А.Н.

Тамбовский государственный технический университет, г. Тамбов  
Магистрант

УДК 624.04

А.А. ТРЕЩЕВ, П.В. БОЖАНОВ, В.А. ЗАХАРЧЕНКО

## КОНЕЧНЫЕ ПРОГИБЫ ПЛАСТИН ИЗ ДИЛАТИРУЮЩИХ МАТЕРИАЛОВ С УЧЕТОМ УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

*Предложена математическая модель поперечного пластического изгиба тонких пластин Кирхгофа из дилатирующих материалов при конечных прогибах в рамках формализма Кармана. Учтено, что следствием пластического деформирования является наведенная и меняющаяся в процессе нагружения чувствительность пределов текучести материалов к виду напряженного состояния. Для конкретных задач рассчитаны переменные границы пластических зон как в плане, так и по толщине, получены зависимости максимальных прогибов пластин от величины поперечной нагрузки.*

*The mathematical model of a cross-section plastic bend of thin plates Kirhgof from dilatancy materials is offered at final deflections within the framework of formalism Karman. At statement of tasks it is taken into account, that investigation of plastic deformation is induced and varying in process loading sensitivity of limits of fluidity of materials a kind of an intense condition. For specific targets variable borders of plastic zones, both in the plan, and on thickness are designed, dependences of the maximal deflections of plates on size of cross-section loading are received.*

Для обобщения подхода к описанию предельных состояний разносопротивляющихся дилатирующих материалов условие пластичности можно сформулировать в достаточно общем виде [1]:

$$F(\sigma_{ij}) = \tau \times f(\xi) = k_{\tau}, \quad (1)$$

где  $f(\xi)$  – функция вида напряженного состояния;  $\xi = \sigma/S_0$  – октаэдрическое нормальное нормированное напряжение;  $\sigma = \sigma_{ij} \times \delta_{ij}/3$  – среднее напряжение;  $S_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} \times \sigma$  – девиатор напряжений;  $\delta_{ij}$  – символ Кронекера;  $k_{\tau} = \sqrt{2/3} \times \tau_s$ ;  $\tau_s$  – предел текучести при чистом сдвиге.

Выражение для функции  $f(\xi)$ , входящей в условие (1), определяется индивидуально для каждого материала при обработке экспериментальных диаграмм его предельных состояний при различных видах напряженного состояния. В частности, для полиметилметакрилата [1] эту функцию можно представить следующим образом:

$$f(\xi) = e^{0,424 \times \xi}. \quad (2)$$

При этом константа пластичности  $k_{\tau}$  для полиметилметакрилата, входящая в условие (1), равна 58,9 МПа.

Задача по исследованию напряженно-деформированного состояния пластин в конечном счете сводится к решению системы двух нелинейных дифференциальных уравнений в рамках точности теории Кармана [2]:

$$\nabla^4 \varphi = E[(w_{,12})^2 - w_{,11} w_{,22}]; \quad M_{11,11} - 2M_{12,12} + M_{22,22} = -(q + \varphi_{,22} w_{,11} + \varphi_{,11} w_{,22} + 2\varphi_{,12} w_{,12}), \quad (3)$$

где  $E$  – модуль упругости материала,  $q$  – интенсивность распределенной нагрузки.

Первое выражение в системе (3) является уравнением неразрывности деформаций, представленное через функцию напряжений  $\varphi(x_1, x_2)$  и прогибы  $\omega(x_1, x_2)$ , второе является уравнением равновесия, записанное через изгибающие моменты  $M_{ij}$ , а также функцию напряжений и прогибы пластины. При этом функция напряжений непосредственно связана с продольными усилиями  $N_{ij}$  следующими зависимостями [2]:  $N_{11} = h\varphi_{,22}$ ;  $N_{22} = h\varphi_{,11}$ ;  $N_{12} = -h\varphi_{,12}$ , где  $h$  – толщина пластины.

Введение в условие пластичности функции вида напряженного состояния обуславливает разницу между напряжениями, вызывающими пластичность в растянутой и сжатой зонах сечения (рис. 1). Введем следующие обозначения: пусть  $A_{ij}$  – напряжения, вызывающие пластичность в нижней зоне,  $B_{ij}$  – напряжения, вызывающие пластичность в верхней зоне. Параметры  $A_{ij}$  и  $B_{ij}$  определяются при помощи условия пластичности (1).

Выражения для напряжений с учетом принятых гипотез и справедливости обобщенного закона Гука при упругом деформировании запишем следующим образом:

$$\sigma_{ij} = k_{ij}(r_{ij} - z \times \Delta_{ij}), \quad (4)$$

где  $\Delta_{11} = w_{,11} + \mu w_{,22}$ ;  $\Delta_{22} = w_{,22} + \mu w_{,11}$ ;  $\Delta_{12} = w_{,12}$ ;

$$k_{11} = k_{22} = E/(1 - \mu^2); \quad k_{12} = E/(1 + \mu);$$

$$r_{11} = \varepsilon_{11} + \mu \times \varepsilon_{22}; \quad r_{22} = \varepsilon_{22} + \mu \times \varepsilon_{11}; \quad r_{12} = \varepsilon_{12}.$$

$$\chi_{11} = w_{,11}; \quad \chi_{22} = w_{,22}; \quad \chi_{12} = w_{,12}.$$

Положение нейтральной поверхности определяем из условия, что при  $z = c_{ij}$ ,  $\sigma_{ij} = 0$ .

Отсюда  $c_{ij} = r_{ij}/\Delta_{ij}$ .

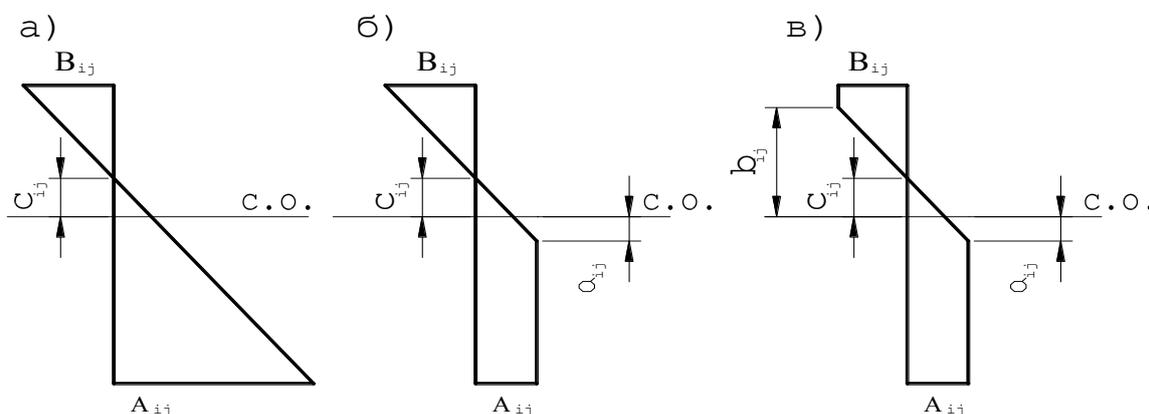


Рисунок 1. Эпюры напряжений: *a* – при упругой работе материала; *б* – при односторонней пластичности; *в* – при двусторонней пластичности

Координаты начала зон  $a_{ij}$ ,  $b_{ij}$ , до которых развиваются пластические области, определяются из условий, что при  $z = a_{ij}$  имеем  $\sigma_{ij} = A_{ij}$ , а при  $z = b_{ij}$  имеем  $\sigma_{ij} = B_{ij}$ .

Отсюда

$$a_{ij} = (k_{ij} \times r_{ij} - A_{ij}) / (k_{ij} \times \Delta_{ij}); \quad b_{ij} = (k_{ij} \times r_{ij} - B_{ij}) / (k_{ij} \times \Delta_{ij}). \quad (5)$$

Следует отметить, зоны распространения пластичности по толщине пластины  $a_{ij}$  по всем направлениям одинаковы для каждого определенного сечения, поскольку они формируются комплексным соотношением напряжений  $\sigma_{ij}$ , а не каждым отдельно взятым напряжением. Это относится и к величинам  $b_{ij}$ , но при других значениях. Вследствие этого будет удобно принять для них общие обозначения  $a$ ,  $b$ .

Система двух нелинейных дифференциальных уравнений (3) с учетом сделанных замечаний и обозначений после несложных преобразований запишется в следующей форме:

$$\nabla^4 \varphi = \dot{A}[(w_{,12})^2 - w_{,11} w_{,22}]; \quad S(\nabla^4 \varphi) = -(q + \varphi_{,22} w_{,11} + \varphi_{,11} w_{,22} + 2\varphi_{,12} w_{,12}), \quad (6)$$

где  $S = E(a^3 - b^3) / [3(1 - \mu^2)]$ .

Линеаризация системы двух нелинейных дифференциальных уравнений (6) при решении изгиба пластин проводилась методом последовательных нагружений, как рекомендовано в работе [3]. Линеаризованная система уравнений (6) будет иметь следующую форму записи:

$$\left. \begin{aligned} \nabla^4 \delta\varphi + \nabla_x^2 \delta w &= 0 \\ \nabla_x^2 \delta\varphi + S \cdot \nabla^4 \delta w - \nabla_q^2 \delta w &= -\delta q \end{aligned} \right\}, \quad (7)$$

где  $\nabla^4 = \frac{\partial^4}{\partial x_1^4} + \frac{\partial^4}{\partial x_2^4} + 2 \frac{\partial^4}{\partial x_1^2 \partial x_2^2}$ ;  $\nabla_x^2 = -\chi_{22} \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} - \chi_{11} \frac{\partial^2}{\partial x_2^2} + 2\chi_{12} \frac{\partial^2}{\partial x_1 \partial x_2}$ ;

$\nabla_q^2 = N_{11} \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + N_{22} \frac{\partial^2}{\partial x_2^2} + 2N_{12} \frac{\partial^2}{\partial x_1 \partial x_2}$ ;  $\delta\varphi, \delta w$  – приращения функции напряжений и

прогибов, соответствующих малому увеличению внешней нагрузки  $\delta q$ .

Решение системы линеаризованных уравнений (7) проводилось численным методом конечных разностей. Расчет проводился по двум вариантам: в первом варианте в качестве условия предельного состояния использовалось уравнение (1) с функцией вида напряженного по выражению (2); во втором варианте расчета в качестве условия предельного состояния применялось классическое уравнение Мизеса [4], не учитывающее зависимость характеристик пластичности от вида напряженного состояния.

Пластина принималась квадратной в плане (200×200 мм) со свободным опиранием контура и толщиной  $h$  равной 10 мм, модуль упругости – 3,23 МПа, коэффициент поперечной деформации – 0,35. Поверхность пластин была покрыта сеткой 20×20.

Пластичность при расчете пластины для обоих вариантов расчета возникает впервые в нижней зоне пластины по центру. Нагрузка, соответствующая появлению пластичности, для первого варианта расчета, составила 1,45 МПа, для второго – 2,64 МПа. Предельная нагрузка, соответствующая образованию пластического шарнира, для первого варианта расчета, составила 11,56 МПа, для второго – 29,28 МПа (рис. 2).

На рисунке 3 отражены зависимости безразмерного прогиба  $wD \times 10^2 / M_s a^2$  ( $D$  – цилиндрическая жесткость;  $M_s = k_t \times W$ ,  $W = h \times b^2 / 6$  – момент сопротивления изгибу;  $a$  – длина пластины) в центральной точке пластины от величины интенсивности безразмерной нагрузки  $q \times a^2 / M_s$ . На этом рисунке сплошной линией обозначен прогиб, полученный при первом варианте расчета, и пунктирной линией – прогиб, полученный во втором варианте расчета.

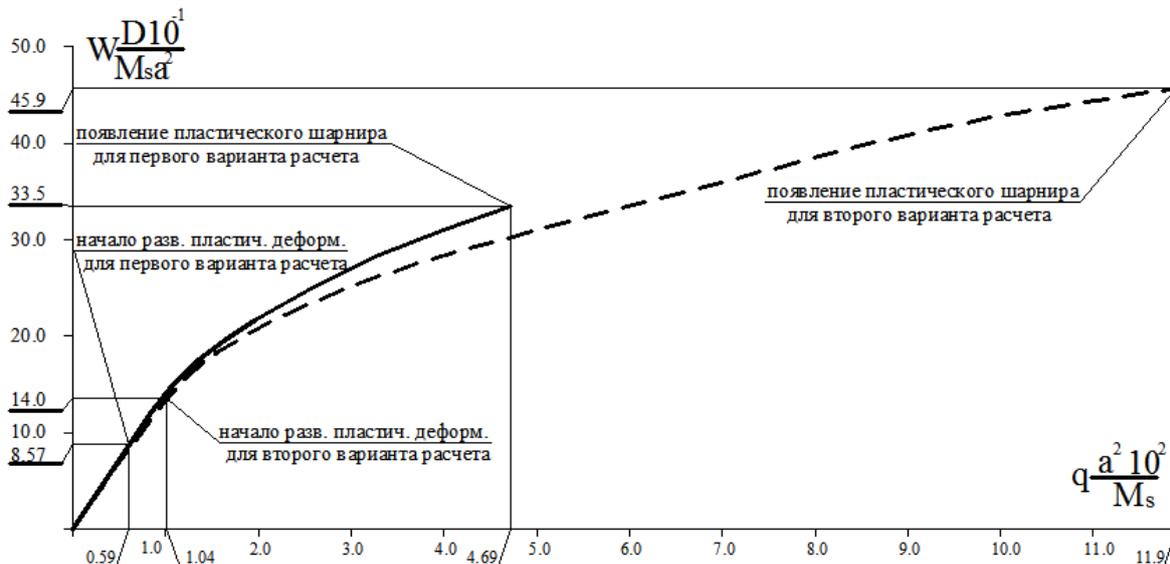


Рисунок 2

Полученные результаты, очевидно, подтверждают тот факт, что описание упруго-пластического изгиба пластин из дилатирующих разносопротивляющихся материалов не укладывается в рамки классической теории механики пластин. Различие величин предельных разрушающих нагрузок и нагрузок, вызывающих наступление начальных зон пластичности, полученных в первом варианте расчета, на 82-153% ниже, чем соответствующие значения по второму варианту расчета.

#### Литература

1. Трещёв, А.А. Зависимость предельного состояний конструкционных материалов от вида напряженного состояния [Текст] / А.А. Трещёв // Изв. Вузов. Строительство, 1999. – №10. – С. 13-18.
2. Тимошенко, С.П. Пластинки и оболочки [Текст] / С.П. Тимошенко, Войновский – С. Кригер. – М.: Физматгиз, 1963. – 647 с.
3. Петров, В.В. Метод последовательных нагружений в нелинейной теории пластин и оболочек [Текст] / В.В. Петров. – Саратов: СГУ, 1975. – 119 с.
4. Писаренко, Г.С. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии [Текст] / Г.С. Писаренко, А.А. Лебедев. – Киев: Наукова думка, 1976. – 416 с.

**Трещев А.А.**

Тульский государственный университет, г. Тула  
Доктор технических наук, профессор

**Божанов П.В.**

Тульский государственный университет, г. Тула  
Тел. 8 (4872) 35-59-07

**Захарченко В.А.**

Тульский государственный университет, г. Тула  
E-mail: taa58@yandex.ru

УДК 539.3

Н.А. ЧЕКУРКОВ, Ф.С. СЕЛИВАНОВ

## МЕТОДИКА РАСЧЕТА ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ОБОЛОЧКИ, ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩЕЙ С НЕЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЕМЫМ СЛОИСТЫМ ОСНОВАНИЕМ

*Предлагается метод расчета оболочечных конструкций с локальной неоднородностью, взаимодействующей с многослойным основанием. Математическая модель для материала слоев основания строится на основе деформационной теории пластичности. Построен алгоритм численных исследований и приводятся результаты расчета деформации оболочечной конструкции, взаимодействующей с двухслойным основанием с учетом неоднородности в конструкции.*

*The method of calculation of shell construction with the local heterogeneity cooperating with the multilayered basis is offered in the article. The mathematical model for a material of layers of the basis is under construction on the basis of the deformation theory of plasticity. The algorithm of numerical researches is constructed and results of calculation of deformation of shell construction cooperating with the two-layer basis are given here, considering the heterogeneity in a design.*

Разработка и внедрение эффективных методов расчета сооружений является актуальной проблемой современного строительства. В настоящее время в городах Поволжского региона наблюдается явление подтопления. Подъем грунтовых вод приводит к изменению деформационных свойств основания, модуль деформации, например, может меняться в 3 раза. На грунтовые основания могут оказываться другие воздействия техногенного характера, и все это может приводить к их неоднородности и изменению физико-механических свойств.

Одно из направлений решения данной проблемы связано с разработкой новых методов прогнозирования деформаций сооружений на основаниях, физико-механические свойства которых могут изменяться в процессе эксплуатации под влиянием нагрузок и различных факторов природного и техногенного характера.

Рассмотрим расчет цилиндрической оболочки, взаимодействующей со слоистой средой. В качестве примера возьмем шарнирно опертую цилиндрическую оболочку (рис. 1), изотропную по координате  $\vartheta$  (в цилиндрической системе координат).

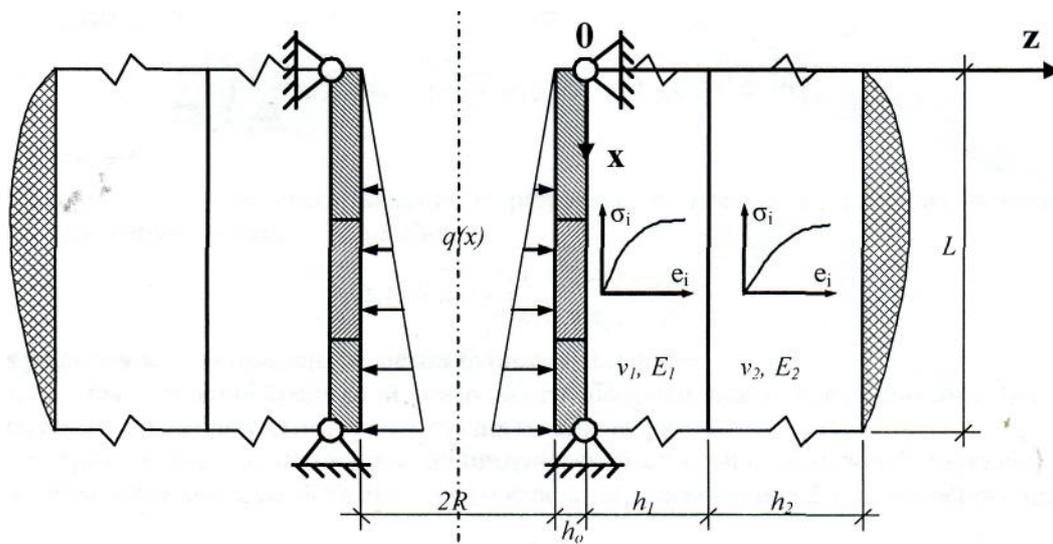


Рисунок 1 – Неоднородная цилиндрическая оболочка, неравномерно нагруженная изнутри и взаимодействующая с нелинейно деформируемой слоистой средой

Длина оболочки  $L=6$  м, толщина стенки  $h=0,5$  м, радиус оболочки  $R=4$  м. Модуль упругости материала верхней трети оболочки  $E_{o61}=18000$  МПа, нижней трети оболочки  $E_{o63}=18000$  МПа, а средней трети оболочки  $E_{o62}=27000$  МПа, коэффициент Пуассона  $\nu_{o6}=0,35$ . Толщина 1-го слоя основания  $h_1=1$  м, 2-го слоя  $h_2=3$  м. Начальный модуль деформации 1-го слоя основания  $E_1=35481$  кПа, 2-го слоя –  $E_2=9845$  кПа, коэффициент Пуассона основания  $\nu=0,35$ . К оболочке приложена нагрузка интенсивностью  $q=300$  кН/м (с шагом 10 кН/м), которая увеличивается от 0 ( $x=0$  м) до 100 кН/м ( $x=6$  м).

В основу построения модели слоистой среды возьмем модель В.З. Власова-Н.Н. Леонтьева [1] и с использованием теории наведенной неоднородности [2, 3] получаем разрешающие уравнения относительно приращений перемещений для деформаций оболочечной конструкции, взаимодействующей со слоистой средой в случае плоской деформации:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left( D \frac{\partial^2 \Delta W_1}{\partial x^2} \right) + \frac{E_{o6} h}{1 - \nu_{o6}^2} \frac{\Delta W_1}{R^2} - \sum_{k=1}^2 \left[ \int_0^H E_{33} \psi_k \psi_1 dz \right] \Delta W_k'' + \\ & - \sum_{k=1}^2 \left[ \int_0^H \frac{\partial E_{33}}{\partial x} \psi_k \psi_1 dz + \int_0^H E_{32} \psi_k' \psi_1 dz - \int_0^H \frac{\partial E_{23}}{\partial z} \psi_k \psi_1' dz - \int_0^H E_{23} \psi_k' \psi_1' dz \right] \Delta W_k' - \\ & - \sum_{k=1}^2 \left[ \int_0^H \frac{\partial E_{32}}{\partial x} \psi_k' \psi_1 dz - \int_0^H \frac{\partial E_{22}}{\partial z} \psi_k' \psi_1' dz - \int_0^H E_{22} \psi_k'' \psi_1' dz \right] \Delta W_k = \Delta p + \sum_{k=1}^2 \left[ \int_0^H \Gamma_{33} \psi_k \psi_1 dz \right] W_k'' + \\ & + \sum_{k=1}^2 \left[ \int_0^H \frac{\partial \Gamma_{33}}{\partial x} \psi_k \psi_1 dz + \int_0^H \Gamma_{32} \psi_k' \psi_1 dz - \int_0^H \frac{\partial \Gamma_{23}}{\partial z} \psi_k \psi_1' dz - \int_0^H \Gamma_{23} \psi_k' \psi_1' dz \right] W_k' + \\ & + \sum_{k=1}^2 \left[ \int_0^H \frac{\partial \Gamma_{32}}{\partial x} \psi_k' \psi_1 dz - \int_0^H \frac{\partial \Gamma_{22}}{\partial z} \psi_k' \psi_1' dz - \int_0^H \Gamma_{22} \psi_k'' \psi_1' dz \right] W_k, \end{aligned} \quad (1)$$

и

$$\begin{aligned} & \sum_{k=1}^2 \left[ \int_0^H E_{33} \psi_k \psi_2 dz \right] \Delta W_k'' + \\ & + \sum_{k=1}^2 \left[ \int_0^H \frac{\partial E_{33}}{\partial x} \psi_k \psi_2 dz + \int_0^H E_{32} \psi_k' \psi_2 dz - \int_0^H \frac{\partial E_{23}}{\partial z} \psi_k \psi_2' dz - \int_0^H E_{23} \psi_k' \psi_2' dz \right] \Delta W_k' + \\ & + \sum_{k=1}^2 \left[ \int_0^H \frac{\partial E_{32}}{\partial x} \psi_k' \psi_2 dz - \int_0^H \frac{\partial E_{22}}{\partial z} \psi_k' \psi_2' dz - \int_0^H E_{22} \psi_k'' \psi_2' dz \right] \Delta W_k = - \sum_{k=1}^2 \left[ \int_0^H \Gamma_{33} \psi_k \psi_2 dz \right] W_k'' - \\ & - \sum_{k=1}^2 \left[ \int_0^H \frac{\partial \Gamma_{33}}{\partial x} \psi_k \psi_2 dz + \int_0^H \Gamma_{32} \psi_k' \psi_2 dz - \int_0^H \frac{\partial \Gamma_{23}}{\partial z} \psi_k \psi_2' dz - \int_0^H \Gamma_{23} \psi_k' \psi_2' dz \right] W_k' - \\ & - \sum_{k=1}^2 \left[ \int_0^H \frac{\partial \Gamma_{32}}{\partial x} \psi_k' \psi_2 dz - \int_0^H \frac{\partial \Gamma_{22}}{\partial z} \psi_k' \psi_2' dz - \int_0^H \Gamma_{22} \psi_k'' \psi_2' dz \right] W_k, \end{aligned} \quad (2)$$

при этом  $H=h_1+h_2$ .

Неоднородность оболочки связана с разрывом в жесткости  $D$ . Для описания разрыва используем единичную функцию Хевисайда:

$$\Omega_0(x-x_0) = \begin{cases} 1, & x < x_0; \\ 0, & x > x_0. \end{cases} \quad (3)$$

Для решения задачи применяем метод Бубнова-Галеркина.

Графики перемещений срединной поверхности оболочки, поверхности контакта 1-го и 2-го слоев основания, а также изгибающего момента представлены на рисунке 2.

Рассмотрим модель неоднородной цилиндрической оболочки, взаимодействующей со слоистой средой, с учетом деградации свойств этой среды вследствие увлажнения 2-го слоя основания.

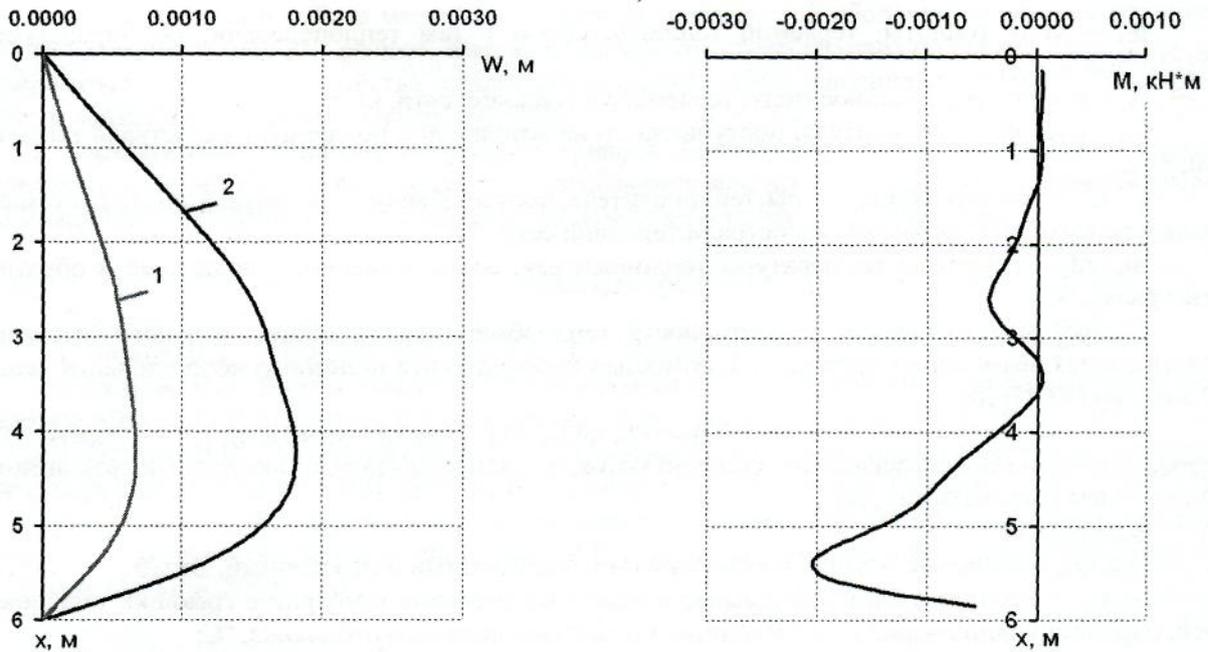


Рисунок 2 – Графики для неоднородной цилиндрической оболочки ( $q \neq const$ ): а – перемещений срединной поверхности оболочки (1) и поверхности контакта 1-го и 2-го слоев основания (2); б – изгибающего момента

При зависимости модуля деформации 2 слоя от влажности [2]:

$$E_2(C) = (E_2 \cdot C) / (bC - d), \quad (4)$$

где  $b=2,0687$ ;  $d=50,752$ .

Параметр влажности  $C$ , представленный в процентах, изменяется от начального значения  $C_0=25,8$  до значения, соответствующего полному водонасыщению  $C_g=32,8$ .

Графики перемещений срединной поверхности оболочки, поверхности контакта 1-го и 2-го слоев основания, а также изгибающего момента представлены на рисунке 3.

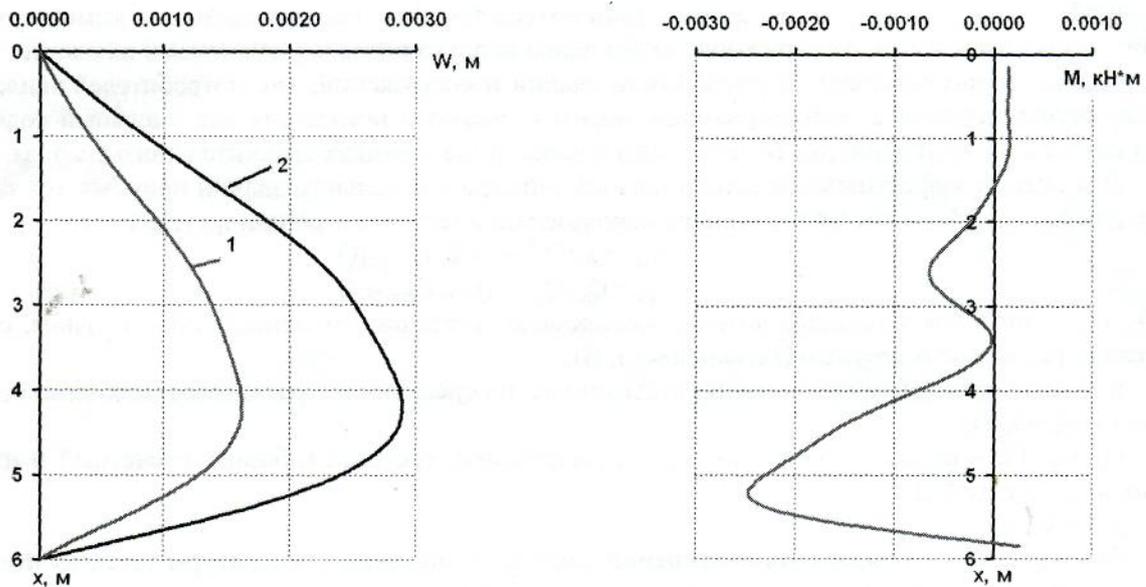


Рисунок 3 – Графики для неоднородной цилиндрической оболочки ( $q = const$ ), взаимодействующей с нелинейно деформируемым основанием: а – перемещений срединной поверхности неоднородной цилиндрической оболочки (1) и поверхности контакта 1-го и 2-го слоев основания (2); б – изгибающего момента

## Выводы

1. Предложенная в работе методика расчета цилиндрической оболочки, взаимодействующей со слоистой средой, позволяет решить широкий спектр практически важных задач. При этом могут варьироваться различные свойства среды (физический закон, влияние влажности), геометрия и свойства материалов оболочки и нагрузка.

2. Варьирование толщины и модулей материалов оболочки служат регулированию ее жесткости, а, следовательно, величин ее перемещений и изгибающих моментов, а также перемещений основания. Оно может быть положено в основу создания рациональных проектов конструкций.

## Литература

1. Власов, В.З. Избранные труды: в 3 т. / В.З. Власов. М.: Наука, 1964. – Т.3. – 407 с.
2. Петров, В.В. Теория наведенной неоднородности и ее приложения к проблеме устойчивости пластин и оболочек [Текст] / В.В. Петров, В.К. Иноземцев, Н.Ф. Синева. Саратов: СГТУ, 1996. – 312 с.
3. Петров, В.В. Теория наведенной неоднородности и ее приложения к проблеме конструкций на неоднородном основании [Текст] / В.В. Петров, В. К. Иноземцев, Н.Ф. Синева. Саратов: СГТУ, 2002. – 260 с.
4. Селиванов, Ф.С. Применение теории наведенной неоднородности для расчета деформаций слоистой среды на основе вариационного метода В.З. Власова: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Ф.С. Селиванов. Саратов, 2004. – 20 с.

### **Селиванов Ф.С.**

Саратовский государственный технический университет, г. Саратов  
Кандидат технических наук, доцент

### **Чекурков Н.А.**

Саратовский государственный технический университет, г. Саратов  
ассистент кафедры «Информатика»  
E-mail: nick\_911@mail.ru

УДК 001.891.573:536.436

М.А. БАРГ

## **К ОБОСНОВАНИЮ ВЫБОРА МЕСТА УСТАНОВКИ ВЗРЫВНОГО КЛАПАНА В ГАЗОВЫХ ТОПКАХ**

*Вопрос влияния места установки взрывного клапана на давление взрыва в защищаемом объеме до сих пор не ставился. Однако, как показано в статье, такое влияние для топков, работающих на газовом топливе, оказывается существенным. Приближение клапана к источнику воспламенения позволяет на порядок снизить давление взрыва в топке.*

*The issue of the explosion valve placement effect on the explosion pressure in the protected volume has not been investigated yet. However, as described in our article, this effect is significant for the gas-fueled furnaces. Moving explosion valve nearer to the ignition source decreases explosion pressure more than 10 times.*

Вопрос влияния места установки взрывного клапана на давление взрыва в защищаемом объеме до сих пор не ставился. Тем не менее, оказалось, что этот путь повышения безопасности топков является весьма эффективным. В работе экспериментально показано существенное влияние взаимного расположения взрывного клапана и источника воспламенения на давление, развиваемое при взрыве.

При проведении экспериментов использовалась установка «Сержанта-1» (рис. 1), представляющая собой модель однопроходной цилиндрической топки (длина рабочей полости – 1500 мм, диаметр – 200 мм) с тремя расположенными вдоль главной оси фланцами для моделирования различных положений взрывного клапана.

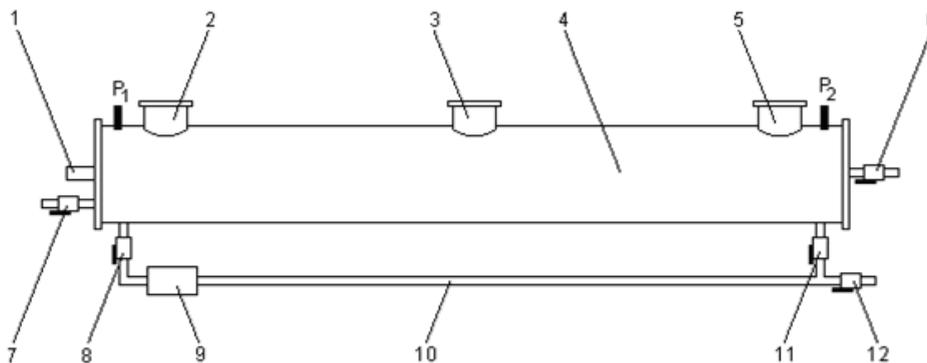


Рисунок 1 – Схема конструкции установки «Сержанта-1»: 1 – устройство зажигания; 2 – фланец 1; 3 – фланец 2; 4 – рабочая полость; 5 – фланец 3; 6, 7, 8, 11, 12 – запорный кран; 9 – вентиляционный блок; 10 – циркуляционный контур;  $P_1$ ,  $P_2$  – преобразователи давления

Установка комплектовалась набором крышек к фланцам для моделирования взрывных клапанов с различными диаметрами проходного отверстия. Для заполнения установки воздухом, топливом, а так же для сброса продуктов сгорания установка была оборудована запорными кранами. Для перемешивания топливоздушнoй смеси внутри установки использовался вентиляционный контур.

В качестве топлива использовалась смесь пропан-бутана с воздухом. В качестве дозатора горючего использовался тонкий резиновый шар, способный к расширению под воздей-

ствием заполняющего его газа. Объём подаваемого газа оценивался по диаметру шара с точки зрения обеспечения стехиометричности газозудной смеси. Воспламенение смеси производилось при помощи искрового устройства зажигания, расположенного в центре одного из оснований цилиндра.

Для получения и обработки экспериментальных данных была создана информационно-измерительная система (ИИС) на базе персонального компьютера. В экспериментах измерение давления внутри рабочей полости установки производилось в двух точках в разных концах цилиндра. Для этого использовались преобразователи давления КРТ-СТ производства ЗАО «ОРЛЭКС», основанные на тензометрическом методе измерения. Для преобразования аналогового сигнала, получаемого с выхода преобразователей, в цифровой код использовалась плата АЦП ЛА-2USB-14 производства ЗАО «РУДНЕВ-ШИЛЯЕВ».

Влияние места установки клапана исследовалось при различных диаметрах его проходного отверстия: 20, 30, 40 и 70 мм. На рисунке 2 представлены характерные кривые динамики давления при различных диаметрах и положениях взрывного клапана. По рисункам видно, что процессы, происходящие при воспламенении смеси, имеют достаточно сложный характер.

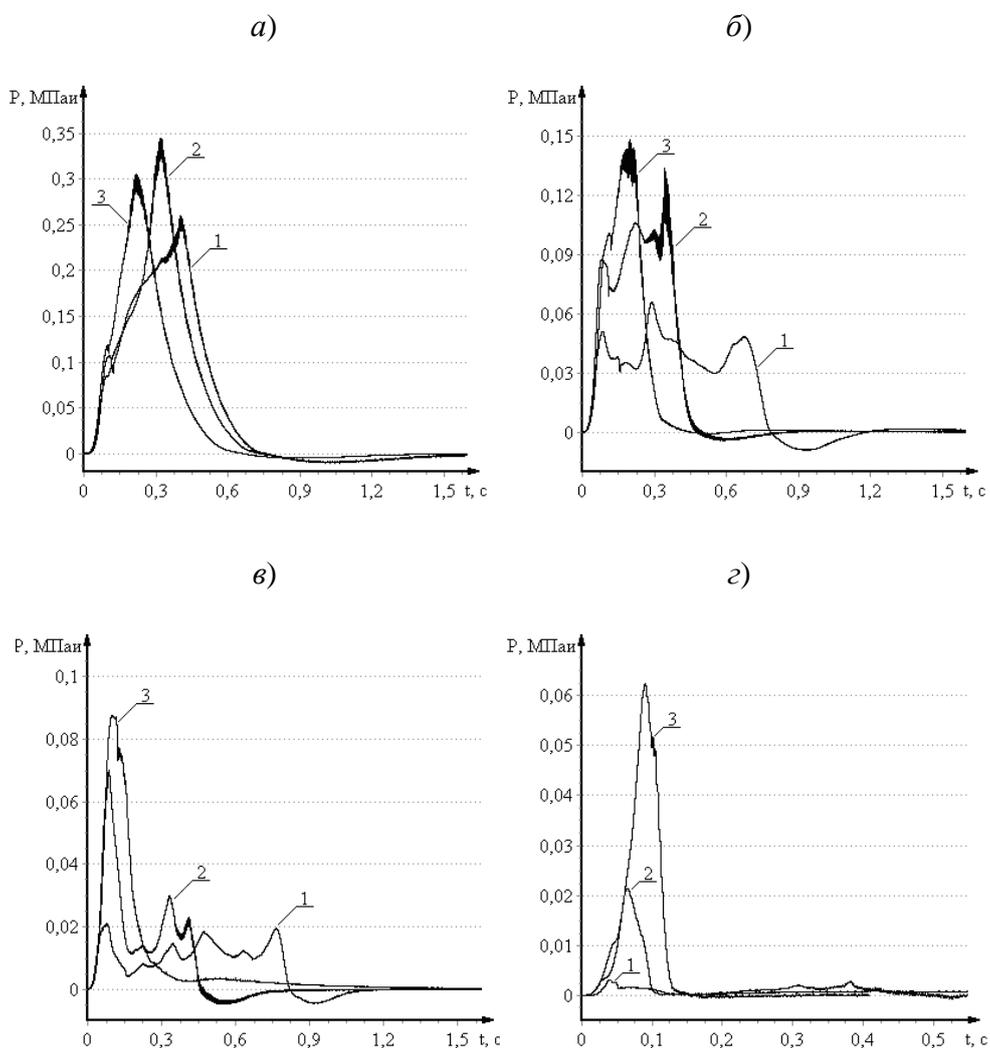


Рисунок 2 – Динамика давления в рабочей полости установки при изменении места установки клапана: 1 – фланец 1; 2 – фланец 2; 3 – фланец 3; а –  $\varnothing$  20 мм; б –  $\varnothing$  30 мм; в –  $\varnothing$  40 мм; г –  $\varnothing$  70 мм

С точки зрения безопасности наибольший интерес во время взрыва представляют значения максимально достигнутого давления внутри рабочей полости установки. Результаты

эксперимента представлены на рисунке 3. По рисунку хорошо виден рост величин максимального давления при удалении клапана от источника зажигания. Кроме того, заметно, что влияние места расположения клапана на давление взрыва возрастает с увеличением диаметра проходного отверстия.

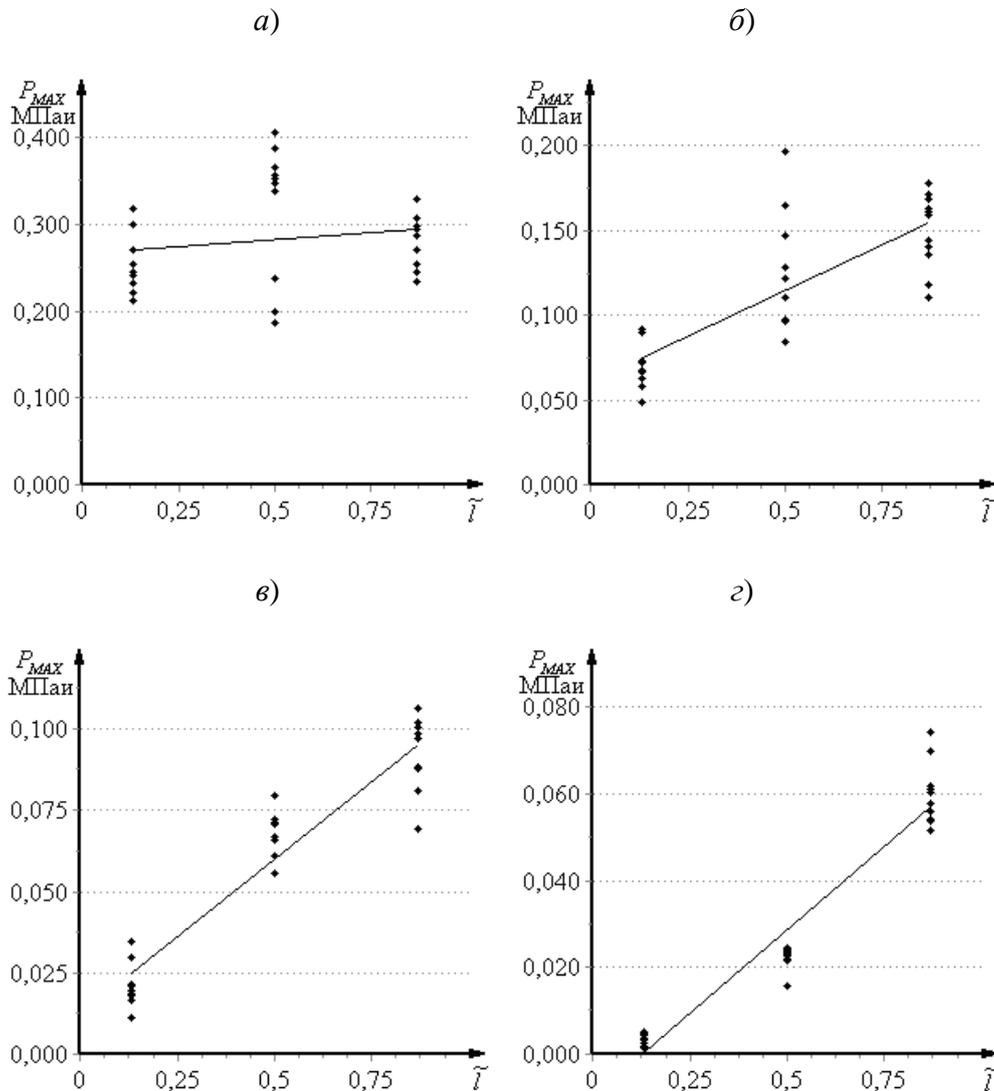


Рисунок 3 – Максимальные значения давления в зависимости от места установки клапана при различных диаметрах проходного отверстия (точки – эксперимент, линия – регрессия): а – Ø20 мм; б – Ø30 мм; в – Ø40 мм; з – Ø70 мм

Приняв во внимание допустимые значения давления при воспламенении смеси, равное 0,1 МПа, можно получить, что, согласно приложению к ГОСТ 12.1.004-91 [1], диаметр взрывного клапана для установки «Сержант-1» должен быть не менее 0,061 м. Поэтому выводы, полученные для экспериментов, относящиеся к диаметру 0,07 м, прямо относятся к клапанам, рекомендованным стандартом.

Используя модель, описанную в работе [2], был проведен вычислительный эксперимент в постановке, максимально приближенной к условиям физического эксперимента. Вычислительный эксперимент подтвердил выводы, полученные в физическом эксперименте (рис. 4).

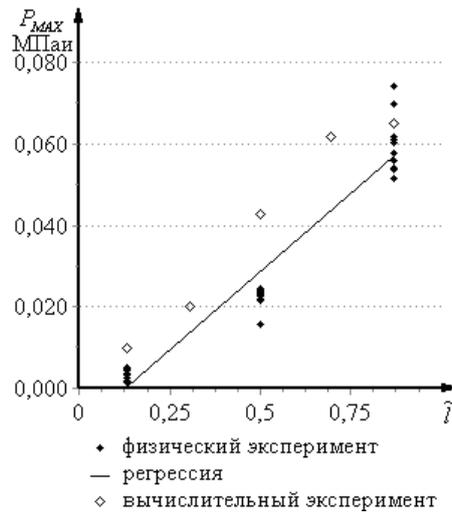


Рисунок 4 – Сравнение результатов вычислительного и физического экспериментов

Таким образом, показано, что для клапанов, имеющих размеры в соответствии с ГОСТ 12.1.004-91, место установки на ограждении топки является существенным фактором, влияющим на давление взрыва: с удалением от места возможного воспламенения смеси эффективность взрывного клапана снижается. В связи с этим с целью повышения взрывобезопасности топок, работающих на газообразном топливе, рекомендуется при их проектировании максимально приближать взрывные клапаны к источнику воспламенения.

#### Литература

1. ГОСТ 12.1.004-91. ССБТ. Пожарная безопасность. Общие требования [Текст] / Утв. постановлением Госстандарта СССР от 14 июня 1991 г. N 875 – Введ. 1992-07-01. – С изменениями от 21 октября 1993 г. – Введ. 1995-01-01. – М.: Изд-во стандартов, 1994. – 124 с.
2. Поландов, Ю.Х. Моделирование процесса горения газозоудушной смеси методом крупных частиц [Текст] / Ю.Х. Поландов, М.А. Барг, С.А. Власенко // Пожаровзрывобезопасность: Научно-технический журнал ООО «Издательство «Пожнаука», 2007. – Т. 16. – №3. – С. 6-9.

**Барг М.А.**

Орловский государственный технический университет, г. Орел  
Аспирант  
E-mail: mikemvpi@yandex.ru

УДК 697.245

В.Н. МЕЛЬКУМОВ, С.Н. КУЗНЕЦОВ, С.П. ПАВЛЮКОВ, А.В. ЧЕРЕМИСИН

## ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ФИЛЬТРАЦИИ ГАЗА В ГРУНТЕ ПРИ ЕГО УТЕЧКЕ ИЗ ПОДЗЕМНОГО ГАЗОПРОВОДА

*Рассмотрены факторы, влияющие на поступление природного газа через грунт в подвальные помещения при его утечке из подземного газопровода. Разработана программа расчета фильтрации газа и его поступления в воздух подвальных помещений.*

В практике эксплуатации газораспределительных сетей важной задачей является своевременное обнаружение утечек газа. Утечки, накапливая потери во времени, приводят к значительному материальному и экологическому ущербу, являются предвестниками аварий. Утечки газа из подземных газопроводов в ряде случаев приводят к попаданию газа в подземные коммуникации и подвальные помещения зданий и сооружений, что может привести к авариям с тяжелыми последствиями. В соответствии с Правилами безопасности в газовом хозяйстве ПБ 12-368-00 с целью проверки герметичности подземного газопровода и для обнаружения мест утечек газа периодически проводится обследование подземных газопроводов.

Проведенный анализ показывает, что существует несколько основных причин возникновения утечек газа. На рисунке 1 приведена статистика выявленных утечек газа из подземных газопроводов в ОАО «Воронежоблгаз» за 11 лет.

Количество аварийных заявок

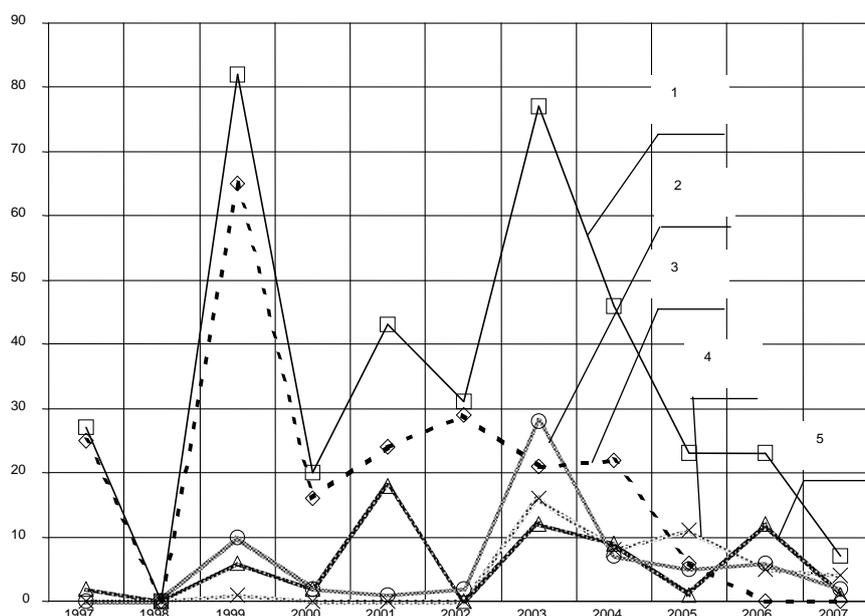


Рисунок 1 – Причины зарегистрированных утечек газа из подземных газопроводов в ОАО «Воронежоблгаз»: 1 – всего; 2 – разрывы стыков и раскрытие швов газопроводов; 3 – утечка из групповых резервуарных установок и их обвязки; 4 – коррозия газопроводов; 5 – повреждения газопроводов при строительных работах

Распространение газа в грунте и его проникновение в подземные сооружения формируется двумя процессами (рис. 2):

- фильтрацией газа из газопровода через грунт в подвал помещения;
- перемешиванием поступившего газа с воздухом подвального помещения.

Процесс неустановившейся изотермической фильтрации газа в пористой среде грунта определяется уравнением Л.С. Лейбензона [1-2]:

$$\frac{\partial^2 p^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p^2}{\partial y^2} = \frac{m\mu}{kp} \frac{\partial p^2}{\partial t}, \quad (1)$$

где  $\mu$  – динамическая вязкость газа, Па·с;  $k$  – проницаемость грунта, м<sup>2</sup>;  $m$  – пористость грунта;  $p$  – давление газа, Па;  $x, y$  – пространственные координаты, м.

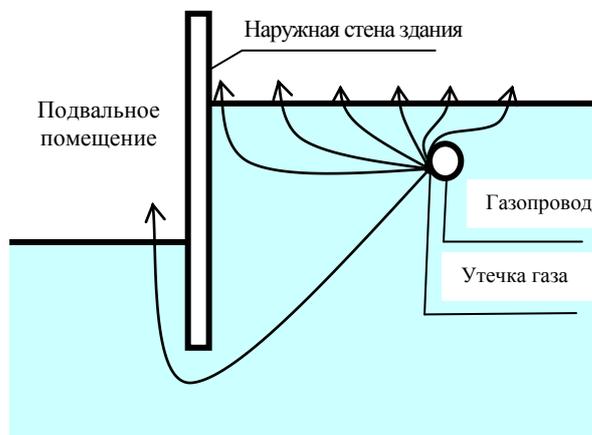


Рисунок 2 – Процесс распространения газа в грунте

Граничными условиями для решения уравнения (1) является давление в газопроводе и на границах и размер отверстия в газопроводе. Начальные условия – распределение давлений газа в грунте в начальный момент времени.

Через незагерметизированные конструкции газ из грунта поступает во внутренние объемы подземных сооружений, где смешивается с воздухом. Перемешивание поступившего газа с воздухом подземных сооружений описывается уравнением [3]:

$$c' + k_p c = \frac{G_g}{V}, \quad (2)$$

где  $c$  – концентрация газа в воздухе подвального помещения, г/м<sup>3</sup>;  $k_p$  – кратность воздухообмена в подвальном помещении, ч<sup>-1</sup>;  $G_g$  – поступление газа в подземное сооружение, г/ч;  $V$  – объем подземного сооружения, м<sup>3</sup>.

Начальным условием для решения уравнения (2) является начальная концентрация газа в воздухе подземного сооружения.

Для решения уравнения (1) использовались численные методы. Исследуемая область разбивалась на конечные объемы неоднородной прямоугольной сеткой, позволяющей аппроксимировать нерегулярную форму границ. Это также позволяло увеличивать число узловых точек в зонах с большими градиентами и уменьшить число этих точек в областях с малыми градиентами. Для решения уравнения (1) использовалась неявная схема с расщеплением по направлениям [4]. Уравнение (2) решалось методом Рунге-Кутты 4-5 порядка.

Для получения решения математическая модель реализована на ПЭВМ в виде программы в среде программирования Delphi 5.0. Для хранения исходных данных и результатов расчетов программа использует базу данных в виде файлов формата db уровня 7 и соответствующую систему индексов. Программа тестировалась на различных исходных данных. Она показала удовлетворительную производительность и устойчивость в работе.

Разработанная программа была применена для исследования распространения природного газа из подземного газопровода в открытом грунте через перфорацию. Газопровод диаметром 273 мм проложен в грунте на глубине 0,8 м. Давление газа составляло 300 кПа, температура грунта – 290 К. Диаметр перфорации газопровода составлял 1 мм. Грунт при-

нимался песчаным, однородным, состоящим из крупнозернистого песка с абсолютной проницаемостью  $0,5 \cdot 10^{-11} \text{ м}^2$ . Покрытие грунта отсутствовало, и газ свободно поступал из грунта в атмосферу. Результаты расчета избыточного давления при распространении газа в открытом грунте приведены на рисунке 3.

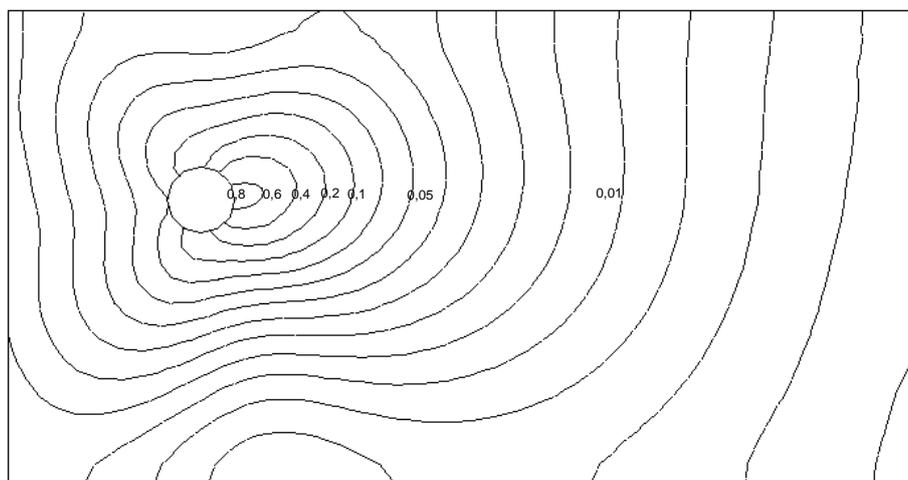


Рисунок 3 – Относительные избыточные давления при распространении газа в открытом грунте

Были проведены также расчеты фильтрации газа в закрытом грунте и его проникновения в подвальное помещение.

На расстоянии 1,8 м от фундамента здания на глубине 1 м проложен газопровод диаметром 89 мм, транспортирующий газ под давлением 5 кПа, температура грунта составляла 290 К. Исследовался грунт песчаный однородный, состоящий из крупнозернистого песка с абсолютной проницаемостью  $1 \cdot 10^{-11} \text{ м}^2$ ,  $0,5 \cdot 10^{-11} \text{ м}^2$  и  $0,2 \cdot 10^{-11} \text{ м}^2$ . Покрытие грунта и фундамент здания считались газонепроницаемыми. Фундамент здания заглублен на 2,7 м, грунтово-ый пол подвала – на 2,1 м. Диаметр перфорации газопровода 3 мм. Кратность воздухообмена в подвальном помещении –  $1 \text{ ч}^{-1}$ .

Расчетами по разработанной программе получено распределение параметров газового потока в грунте. На рисунке 4 приведено распределение относительных избыточных давлений и градиента давления газа в грунте.

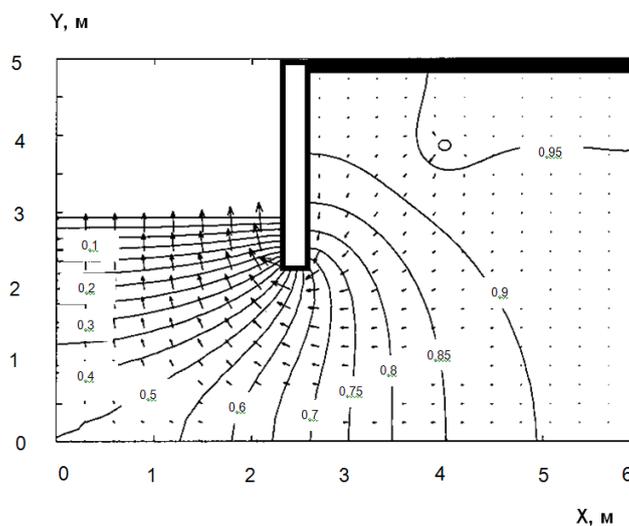


Рисунок 4 – Относительные избыточные давления при распространении газа в закрытом грунте

Анализ результатов расчетов показывает, что в начальный момент времени газ скапливается в области, ограниченной покрытием грунта и фундаментом здания. Далее газ проникает через открытый грунт пола в подвальное помещение. Зона максимальных градиентов давления находится вблизи основания фундамента.

Газ, проникающий в подвал, смешивается с воздухом помещения и удаляется системой вентиляции.

Динамика концентраций природного газа в воздухе подвального помещения в зависимости от абсолютной проницаемости грунта приведена на рисунке 5. Концентрация газа в течение первых двадцати часов растет незначительно. Далее происходит резкий рост концентрации газа, после чего концентрация выходит на стационарный режим.

Таким образом, разработанная методика расчета позволяет рассчитать концентрации природного газа в подвальных помещениях при его утечке из подземного газопровода.

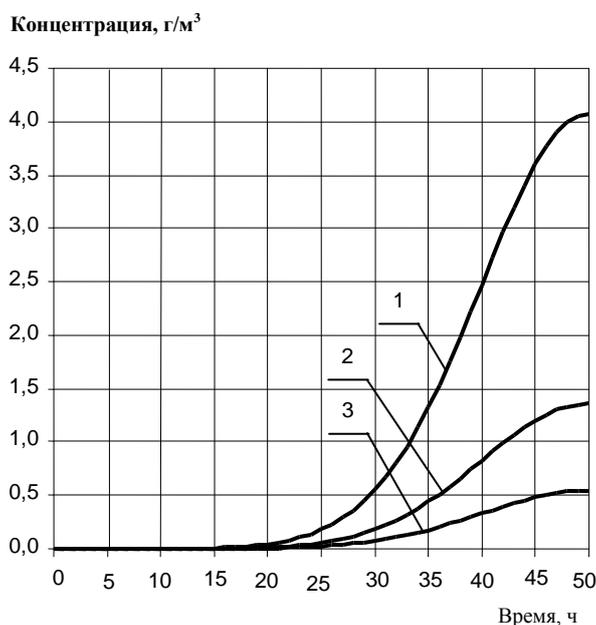


Рисунок 5 – Динамика концентраций природного газа в воздухе подвального помещения при различной абсолютной проницаемостью грунта: 1 – абсолютная проницаемость  $1,3 \cdot 10^{-11} \text{ м}^2$ ; 2 – абсолютная проницаемость  $0,65 \cdot 10^{-11} \text{ м}^2$ ; 3 – абсолютная проницаемость  $0,3 \cdot 10^{-11} \text{ м}^2$

Результаты расчетов для различных аварийных ситуаций могут использоваться для прогнозирования аварийных ситуаций при эксплуатации подземных газопроводов и для планирования периодического обследования подземных газопроводов и прилегающих к ним подземных сооружений.

#### Литература

1. Басниев, К.С. Подземная гидравлика [Текст] / К.С. Басниев, А.М. Власов, И.Н. Кочина, В.М. Максимов. – М.: Недра, 1986. – 303 с.
2. Чарный, И.А. Подземная гидрогазодинамика [Текст] / И.А. Чарный. – М.: Гостоптехиздат, 1963. – 396 с.
3. Кузнецов, С.Н. Исследование полей концентраций вентилируемых помещений экспериментально-вычислительным методом [Текст] / С.Н. Кузнецов, И.И. Полосин // Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1985. – С. 86-90.

4. Яненко, Н.Н. Метод дробных шагов решения многомерных задач математической физики [Текст] / Н.Н. Яненко. – Новосибирск: Наука, 1967. – 196 с.

**Мелькумов В.Н.**

Воронежский архитектурно-строительный университет г. Воронеж  
Доктор технических наук, профессор  
Тел.: +7 (4732) 71-53-21  
E-mail: kuznetvrn@mail.ru

**Кузнецов С.Н.**

Воронежский архитектурно-строительный университет г. Воронеж  
Кандидат технических наук, доцент  
Тел.: +7 (4732) 71-53-21  
E-mail: kuznetvrn@mail.ru

**Павлюков С.П.**

Воронежский архитектурно-строительный университет г. Воронеж  
Инженер  
Тел.: +7 (4732) 71-53-21  
E-mail: kuznetvrn@mail.ru

**Черемисин А.В.**

Воронежский архитектурно-строительный университет г. Воронеж  
Аспирант  
Тел.: +7 (4732) 71-53-21  
E-mail: kuznetvrn@mail.ru

УДК 728.37:697

Л.Ю. АНИСИМОВ

**ПОВЫШЕНИЕ РЕСУРСОЭФФЕКТИВНОСТИ ГОРОДСКОГО  
МАЛОЭТАЖНОГО ЖИЛИЩА ЗА СЧЁТ ДИНАМИЧЕСКОЙ  
АДАПТАЦИИ**

*В статье рассматривается один из аспектов ресурсосбережения и повышения эффективности городского жилища – обеспечение его соответствия потребностям обитателя и изменяющимся условиям среды.*

*One of the aspects of resource saving and increase of the urban dwelling efficiency, i.e. the guarantee of its correspondence with the needs of the inhabitant and changeable conditions of the environment is considered in the article.*

Архитектурная форма объекта должна, как известно, соответствовать его функциональному назначению, которое может меняться значительно чаще, чем сам архитектурный объект. Поэтому функциональное старение зданий и сооружений происходит, как правило, значительно раньше их физического старения, что влечет за собой дорогостоящие и трудоемкие работы, связанные с необходимостью их реконструкции, перестройки или сноса. Зачастую это связано с истощением невозполнимых ресурсов – пространства, чистой воды, почвы, энергии, материалов. Продолжительная ориентация отечественной практики на экстенсивное освоение городских территорий с позиций неисчерпаемости природных ресурсов привела к формированию качественно неполноценной среды обитания человека. Проектировщик должен закладывать в создаваемую им форму достаточную степень свободы, чтобы она смогла «выжить» в изменяющихся условиях длительное время. В связи с этим динамическая адаптация архитектурных объектов к новым условиям, закладываемая на этапе проектирования, позволяет устранить неоправданные потери, за счёт “допроектирования” и “перепроектирования” уже в процессе эксплуатации зданий. Исследования адаптивности жилых зданий проводились и ранее, но зачастую они направлены на повышение комфорта обитания в границах жилой ячейки и спрогнозированной функциональной программе. Данная работа посвящена рациональному использованию **пространства, времени и материалов на период эксплуатации сооружения в условиях изменений происходящих в экономике и обществе**. Другими словами, автор рассматривает адаптируемость архитектурной формы, как принцип устойчивого развития, и один из аспектов ресурсосбережения.

Последние десятилетия зарубежные и отечественные архитекторы, инженеры посвятили поиску новых технологий, средств и приёмов повышения энергоэффективности и ресурсосбережения жилых зданий, накопили немалый опыт в решении данной проблемы. В наши дни в проектировании жилища, ресурсосбережение ограничивается лишь вопросами повышения теплоэффективности ограждающих конструкций, энергосбережения и ориентации зданий по сторонам света, тогда как проблема ресурсосбережения намного шире. Помимо основных групп материальных, трудовых и природных ресурсов можно выделить, также, временной и пространственный ресурс, сбережение которых приобретает актуальность последнее время.

**Время является ресурсом, который необходимо рационально использовать и экономить.** Неоправданные потери времени при передвижении на работу и обратно, сложные технологические циклы, длительное согласование проектной документации увеличивают сроки возведения зданий, значительные затраты времени на перестройку и приспособление зданий к изменяющейся функции, все это удорожает прямо или косвенно стоимость квадратного метра жилья. В экономической теории время уже давно стало важным ресурсом, который надо экономить. Архитекторы пока не учитывают его в своих проектных решениях. Для примера, в среднем Российская семья меняет своё жильё каждые 17 лет в связи со сме-

ной места работы, изменением статуса, состава семьи и т.д., при этом большинство семей предпочитают делать в новом жилище ремонт и затрачивают на него от одного месяца до года. Адаптивное жилище позволит минимизировать затраты времени и финансов на переобустройство, а также даст возможность менять конфигурацию пространства по мере роста семьи и появления новых потребностей. Возможность свободной интеграции дополнительных функций в жилище (например, возможность организации офиса в своём жилище), позволит сэкономить время на перемещении между работой и домом.

*Земля должна рассматриваться как ресурс, и, соответственно, пространство на земле тоже является ресурсом, который необходимо использовать рационально.* Это требует более рачительного и хозяйского отношения к земле, и городскому пространству. Так, вместо освоения новой территории, можно многократно переоборудовать и оптимизировать существующие сооружения под различные функции за счёт динамической адаптации.

Рациональное использование пространства – это одно из направлений дающих ключ к новому пониманию теории устойчивого развития поселений. Высказанный на конференции ООН в Рио-де-Жанейро в 1992 году этот термин подразумевал, прежде всего, систему мер предотвращающих ухудшение экологической ситуации. Но уже в 2000 году (Основопологающие принципы устойчивого развития европейского континента, Ганновер, 7-8 октября 2000, стр. 9) принципы устойчивого развития получили более широкое толкование. При этом место-сберегающие методы были определены как одно из ведущих направлений в современном понимании ресурсосбережения. Можно выделить два аспекта рассмотрения этой проблемы [1]:

1) Материальный аспект, где пространственный ресурс рассматривается как совокупность территорий, пригодных для жизни человека. В жилой застройке это территории удобные для строительства, оснащенные инженерной инфраструктурой, транспортными связями, обслуживанием. Территории, безопасные для жизни. Количество таких освоенных пространств постоянно сокращается, необходимость застраивать их наиболее тщательно и рационально становится очевидным фактом.

2) Качественный аспект проблемы ресурсосбережения пространства в жилищном строительстве возник на фоне замены господствующей научной парадигмы, основанной на линейном детерминизме, новой парадигмой, связанной с идеями самоорганизации сложных систем. В архитектурной практике это может реализовываться в многократном использовании уже освоенного пространства, когда проектные решения жилых зданий соответствуют динамике развития жизненных процессов и разнообразию потребностей человека. Прежняя политика в жилищном строительстве основывалась на линейной модели развития, когда ресурсы как материальные, так и пространственные изымались, использовались и затем «выбрасывались». Возводились многоквартирные жилые здания, с готовыми планировками и стандартным набором квартир, которые могли использоваться только некой усредненной семьей с определенным численным составом. Если же состав семьи менялся или происходила смена собственника, планировка квартиры претерпевала сложные и дорогостоящие изменения. Это порождало значительные затраты не только материальных, трудовых и энергетических ресурсов, но и моральные издержки.

Быстрые изменения социальных стандартов, смена стереотипов, изменения в поведении и условиях жизни – характерная черта нашего времени. Новая парадигма мышления, основанная на идеях развития самоорганизующихся систем, предполагает новый подход к организации жилища как к автономной адаптируемой единице. Отсюда и стремление к созданию высокоплотной малоэтажной застройки, способной автономно регулировать потребление воды, энергии, отходов.

Поскольку жилые объекты должны рассматриваться во взаимосвязи с их обитателями, они представляют собой сложные самоорганизующиеся системы, динамически меняющиеся в сложной социальной действительности. Поэтому одной из задач архитектурной теории является поиск средств и приемов построения адаптируемого жилища, имеющего в арсенале множество сценариев и вероятностных прогнозов развития.

Таким образом, необходимо рассматривать проблему ресурсосбережения не только в курсе сбережения энергоресурсов во время эксплуатации здания (например, за счёт теплоэффективных строительных материалов и автономных саморегулирующихся систем жизнеобеспечения зданий), но и с позиций поиска новых планировочных решений, интегрирующих различные

функции в жилище, а также прогнозировать возможные изменения условий эксплуатации, возможное переоборудование жилой ячейки с целью экономии материальных ресурсов и времени.

Целью данного исследования, является поиск и разработка новых средств и приёмов, а также принципов проектирования жилого здания с учётом устойчивого формирования его пространственной структуры во времени при сохранении целостности функционирования.

На уровне концепции разработана модель жилой ячейки блокированного малоэтажного жилого дома, в которой заложены основные формы гибкости, отвечающие необходимым изменениям в жизни обитателя (рис. 1, 2).

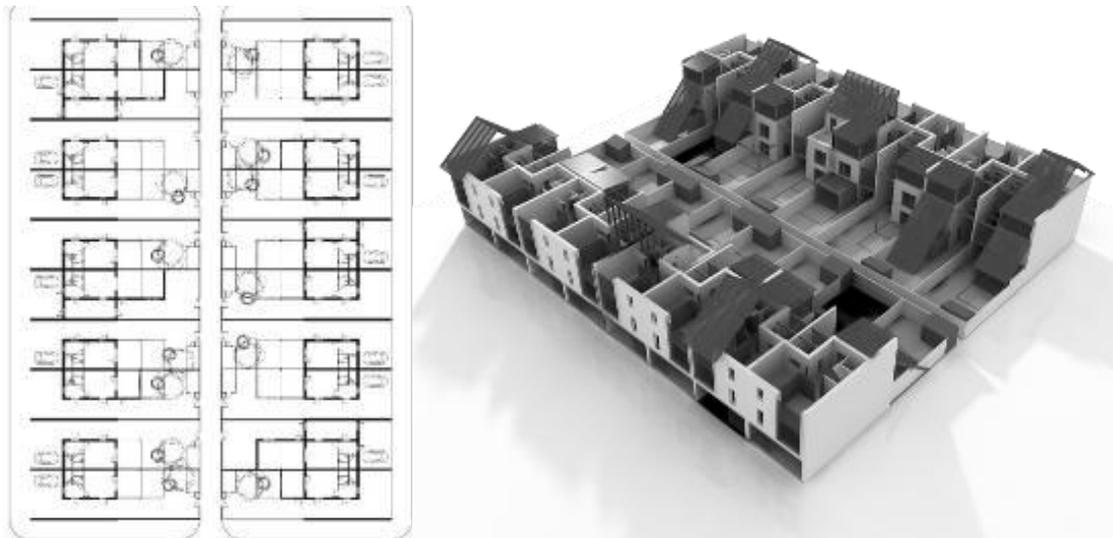


Рисунок 1 – Группа блокированных жилых ячеек (схема генплана, общий вид)

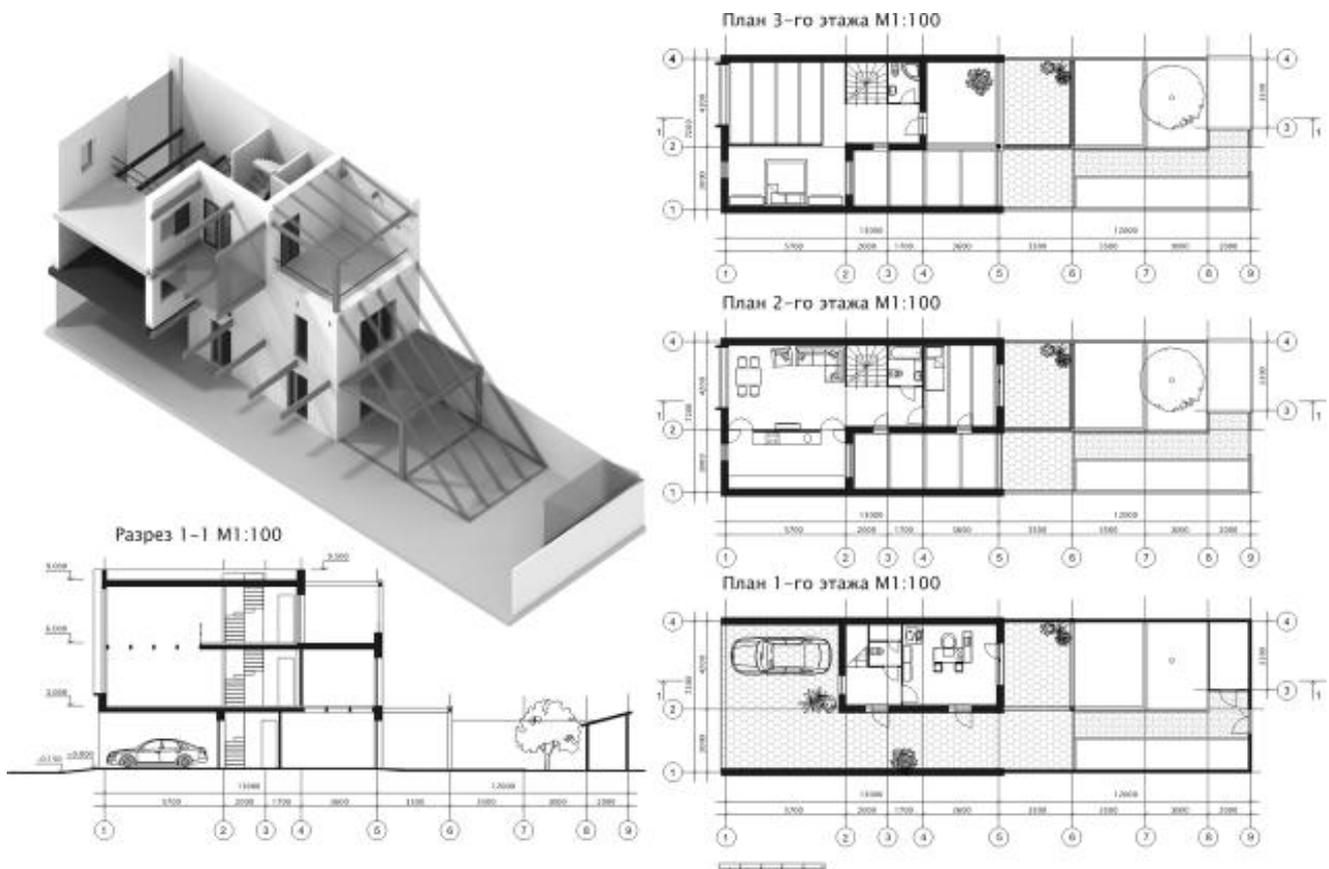


Рисунок 2 – Жилая ячейка (планы, разрез, общий вид)

В данной модели статичным конструктивным неизменяемым элементом является пространственный модуль – “каркас” выполняемый из капитальных материалов (железобетон, пенобетон) и вмещающий в себя необходимый минимум для жизни, (вертикальные коммуникации, санузлы, кухня, общее пространство, спальни), а также изменяемая часть здания – это подвижные элементы, адекватно реагирующие на меняющиеся процессы жизнедеятельности (рис. 3).



Рисунок 3 – Структура жилой ячейки и классификация жилых пространств

Пространственные характеристики “каркаса” формируются на основе так называемых **наследственных признаков**, к ним относятся природно-климатические условия, региональные традиции, потребности в пище, сне, отдыхе. **Изменяемой частью здания** – являются подвижные элементы, адекватно реагирующие на меняющиеся процессы жизнедеятельности. В их основу закладываются **изменчивые признаки**, такие как структура семьи, потребность в самовыражении и реализации собственных возможностей, профессиональные потребности и т.д. Такой принцип позволяет изначально заложить элементы развития, которые в определенных условиях позволят использовать скрытые доселе возможности роста, расширения и изменения, а, следовательно, комфорта проживания в жилой ячейке. “Каркас” и “ткань” формируют несколько типов гибких пространств, каждое из которых отвечает особому роду изменений:

**Изменения функции**, вызванные ростом семьи, сменой работы, образа жизни. В данном случае внутреннее пространство ячейки может быть переоборудовано следующим образом: с помощью разборной конструкции пола можно создать двухсветное пространство гостиной, если нет необходимости в дополнительных пространствах третьего уровня; объединив таким же образом пространства первого и второго уровня можно оборудовать просторную мастерскую или офис; конструкция пола типа “infra+” в пространстве кухни с заложенными в ней инженерными сетями позволяет расположить кухонное оборудование в любой точке этого пространства (рис. 4).



Рисунок 4 – Переоборудование жилой ячейки при смене функции пространств

**Расширение** жилой ячейки и увеличение площадей помещений по вертикали и горизонтали, вызванное ростом семьи, сменой образа жизни и появлением новых потребностей. В данном случае здание рассчитано на дальнейшее достраивание следующим образом: автостоянку в первом уровне можно переоборудовать в закрытый гараж, мастерскую или оранжерею; пространство двора имеет дополнительный фундамент и инженерные сети для возможного пристраивания дополнительных пространств, которыми могут быть закрытая терраса, мастерская, а также и жилые помещения; модульные проемы в размер двери могут использоваться как оконные, так и дверные, а при необходимости закрываться полностью (рис. 5).



Рисунок 5 – Развитие жилой ячейки по вертикали и горизонтали

**Цикличные изменения процессов**, таких как питание, отдых, сон, работа, в зависимости от времени суток, сезонов. Пространство разграничено лёгкой мобильной мебелью и трансформирующимися перегородками, при желании в течение дня конфигурация пространства может быть изменена. Различные инженерные решения обеспечивают контроль за энерго-ресурсопотреблением (рис. 6).



Рисунок 6 – Трансформация внутреннего пространства в течение суток

Интегрируя различные формы гибкости можно добиться соответствия архитектурной формы всему спектру изменений жизненных процессов (рис. 7).

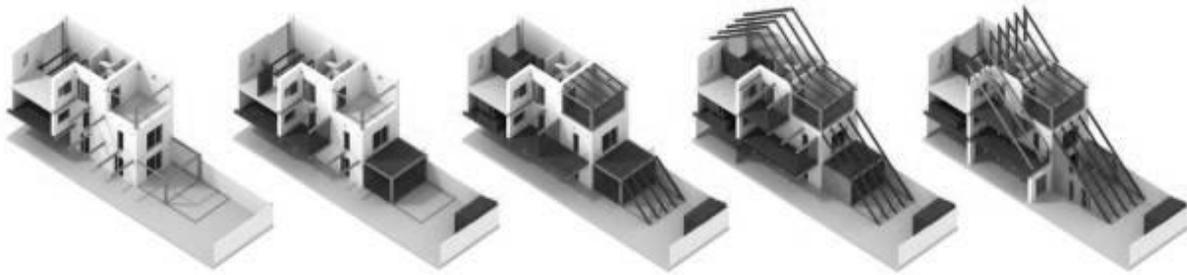


Рисунок 7 – Сценарии развития жилой ячейки в течение всего срока эксплуатации

Данная модель индивидуальной жилой ячейки, в условиях современного экономического развития российского общества, позволяет решить следующие проблемы в проектировании и строительстве жилья:

- **создание оптимального уровня комфорта проживания**, то есть соответствие пространственных возможностей жилой ячейки изменяющимся потребностям обитателя (индивидуальный образ жизни, демографические изменения, социально – экономические изменения, потребность в самореализации);

- **обеспечение экономической доступности жилья**. За счёт поэтапного возведения индивидуальной жилой ячейки, можно избежать единовременного вложения в строительство значительных средств, с учётом удовлетворения новых потребностей семьи, возникающих как по причине изменения её численного или демографического состава, так и в связи с новыми техническими возможностями, изменяющими наш быт;

- **экономия и эффективное использование пространственных, территориальных и энергоресурсов**. Возможность использования экономичных и доступных тепло-эффективных материалов (бетон, керамзитобетон, пенобетон, дерево и др.), трансформирующихся элементов конструкций, позволяет переоборудовать пространство, изменяя его функцию, например: при необходимости свободно интегрировать функцию работы в жилище. Такой вариант интеграции можно рассматривать, как попытку разгрузить транспортную инфраструктуру крупных городов.

### Литература

1. Основополагающие принципы устойчивого пространственного развития Европейского континента: док. подгот. ком. рук. евр. конф. министров регион. планир. (СЕМАТ), Ганновер, 7-8 сентября 2000 / НИиПИ градостроительства. – М., 2002. – 20 с.

**Анисимов Л.Ю.**

Московский архитектурный институт, г. Москва

Аспирант

Тел. +7(926)8589478

E-mail: nas@marhi.ru; ljova@yandex.ru

УДК 625.85

Р.М. ЧЕРСКОВ

## **СВОЙСТВА АСФАЛЬТОБЕТОНОВ МОДИФИЦИРОВАННЫХ ПОЛИМЕРНЫМ МОДИФИКАТОРОМ НА ОСНОВЕ ВТОРИЧНОГО ПОЛИЭТИЛЕНА И ПОЛИБУТАДИЕНОVOГО КАУЧУКА**

*Разработан каучуко-полиолефиновый модификатор (КПМ) для увеличения сдвиго- и трещиностойкости асфальтобетонов различных структурных типов. Помимо стандартных испытаний асфальтобетонов предложена методика оценки трещиностойкости по пределу прочности при динамическом изгибе и температуре перехода в хрупкое состояние, а сдвигоустойчивости – по вязкости при 60<sup>0</sup>С в условии ограничения бокового расширения. Введение КПМ обеспечивает получение асфальтобетона с повышенной стойкостью к образованию трещин и пластических деформаций.*

*The rubber-polyolefin modifier (RPM) for increase of resistance to shear and formation of cracks asphalt concretes various structural types is developed. Besides standard tests asphalt concretes the technique of an estimation resistance to formation of cracks is offered on strength at a dynamic bending and temperature of transition in a fragile condition, and resistance to shear - on shear viscosity at 60<sup>0</sup>С in a condition of restriction of side expansion. Introduction RPM provides reception asphalt concretes with the increased resistance formation of cracks and plastic deformations.*

Основным путем продления срока службы асфальтобетонных покрытий как у нас в стране, так и за рубежом стало применение различных полимерных модификаторов. Хотя опыт их применения насчитывает несколько десятилетий, однако, разработка эффективного отечественного модификатора для условий нашей страны остается важным направлением исследований. Анализ существующего опыта применения различных полимеров как в зарубежной, так и в отечественной практике позволил выделить среди широкой гаммы полимеров наиболее приемлемые по эффективности и по стоимости. Результатом исследований стала разработка каучуко-полиолефинового модификатора (КПМ) на основе вторичного полиэтилена и полибутадиенового каучука, объединенных в промышленных условиях с пластификатором – нефтяным гудроном, что позволило произвести гранулы для непосредственной подачи в асфальтосмеситель при производстве смеси. Технология получения асфальтобетона, модифицированного комплексной добавкой КПМ, отличается от обычной тем, что на разогретый каменный материал одновременно с битумом подается гранулированная добавка КПМ и перемешиваются до требуемой однородности.

Действие добавки основано на создании в объеме вяжущего полиолефинового каркаса, связанного через эластичные молекулы полибутадиенового каучука с активными компонентами битума (асфальтенами и близкими к ним по строению смолами) путем взаимодействия локализованных электронов последних с  $\pi$ -электронами двойных связей молекул каучука с образованием сопряженного полимерно-асфальтенового каркаса.

Для выбора оптимального соотношения компонентов модификатора на лабораторном экструдере была произведена добавка КПМ трех составов, в каждом из которых менялось только соотношение каучука и полиэтилена при постоянном содержании гудрона, что связано с технологическими причинами производства добавки и ее последующего растворения в битуме. Первый состав: 15% каучука, 55% полиэтилена и 30% гудрона; второй состав: 25% каучука, 45% полиэтилена и 30% гудрона; третий состав: 35% каучука, 35% полиэтилена и 30% гудрона.

Испытания приготовленных в лабораторных условиях вяжущих трех вариантов (вариант №1 – с первым составом КПМ, вариант №2 – со вторым составом и вариант №3 – с третьим составом) при заранее подобранной температуре 150<sup>0</sup>С, времени перемешивания при этой

температуре в течение 30 минут и содержания добавки КПМ в количествах 2,4,6 и 8% с использованием битума БНД 60/90 показали следующее (рис. 1, 2):

- увеличение количества каучука (или уменьшение количества полиэтилена) в составе КПМ способствует улучшению низкотемпературных свойств вяжущего (температуры хрупкости, пенетрации и растяжения при 0<sup>0</sup>C), в то время как увеличение количества полиэтилена способствует увеличению высокотемпературных свойств (температуры размягчения, вязкости);
- увеличение количества КПМ в составе битума во всех вариантах сопровождается снижением растяжимости и пенетрации при 25<sup>0</sup>C при одновременном их повышении при 0<sup>0</sup>C (значительно (до 280%) повышается растяжимости при 0<sup>0</sup>C, что говорит о проявлении полученным вяжущим более высоких деформативных свойств в самый неблагоприятный весенний период ослабления грунта земляного полотна, когда они особенно необходимы), повышением температуры размягчения при одновременном снижении температуры хрупкости, повышением адгезии к кислым каменным материалам, появлением высокоэластичных свойств.

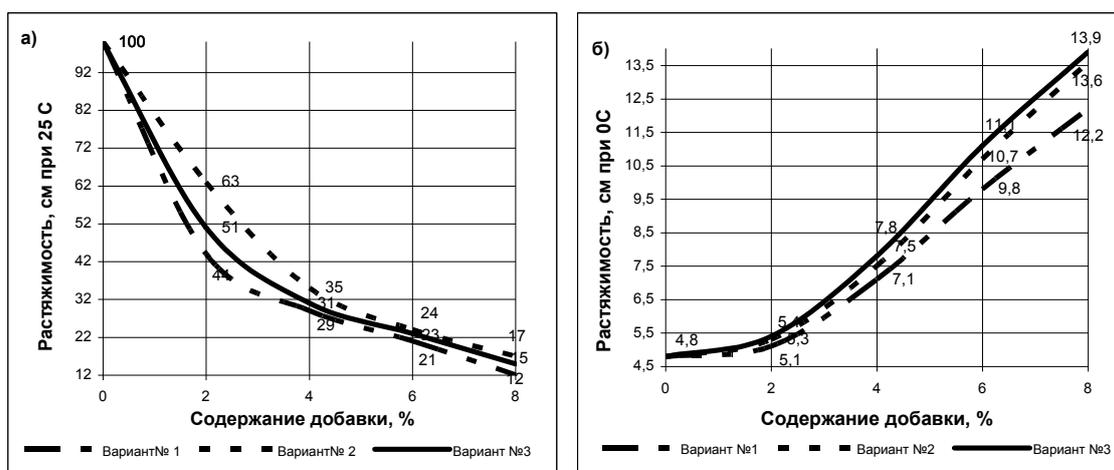


Рисунок 1 – Влияние состава и количества КПМ на растяжимость вяжущего: а – при 25<sup>0</sup>C; б – при 0<sup>0</sup>C

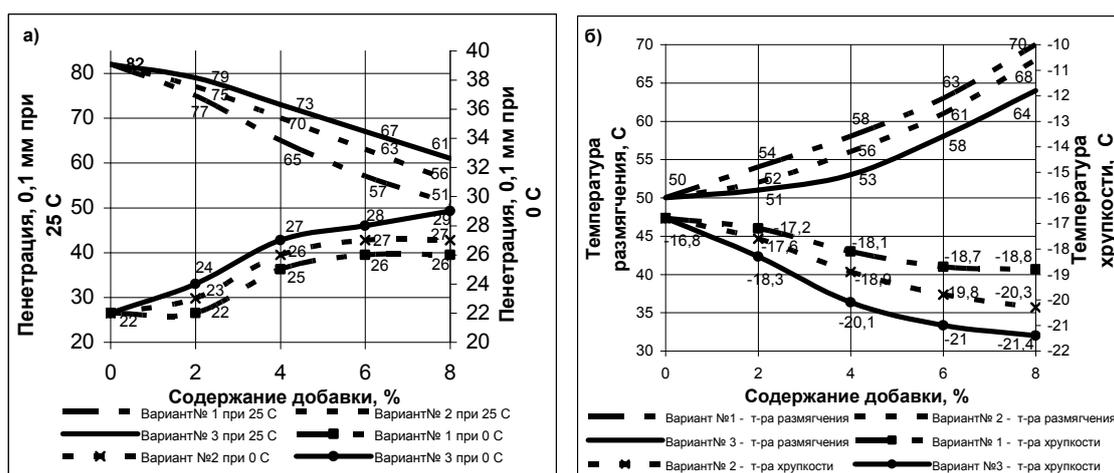


Рисунок 2 – Влияние состава и количества КПМ на: а – пенетрацию при 0 и 25<sup>0</sup>C, б – температуры размягчения и хрупкости вяжущего

Для дальнейших исследований нами был выбран второй состав КПМ, содержащий 25% каучука, поскольку он позволяет создать в битуме структуру, оптимально сочетающую в себе высоко- и низкотемпературные свойства

Немаловажно отметить улучшение адгезионных свойств вяжущего к кислым каменным материалам, что в дальнейшем сказывается на улучшении водостойкости асфальтобетона. Определение качества сцепления битумного вяжущего с поверхностью гранитного щебня по ГОСТ 12801-98 показали, что введение 6% добавки КПМ позволяет повысить оценку качества сцепления с двух до четырех баллов за счет создания более толстой и прочной пленки, тяжело отслаиваемой водой.

Оптимальное количество добавки составило 6% от количества битума, поскольку дальнейшее увеличение ее количества ведет к существенному повышению вязкости при высоких температурах, что требует усложнения технологических режимов укладки и уплотнения.

Исследование влияния добавки на свойства асфальтобетона производились с оптимально подобранным содержанием добавки на горячих плотных мелкозернистых асфальтобетонных смесях типов А, Б и В, приготовленных с использованием гранитного щебня. Стандартные испытания показали, что модификатор способствует значительному улучшению свойств всех исследуемых типов асфальтобетонов. Повышаются все показатели, связанные с вязкостью, адгезией и деформативностью используемого вяжущего: увеличивается на 50% предел прочности при 50<sup>0</sup>С и когезионное сцепление при одновременном снижении на 5-10% предела прочности при 0<sup>0</sup>С, в лучшую сторону изменяется коэффициент водостойкости.

Сравнительный анализ стандартных свойств асфальтобетонов типа Б I марки, приготовленных на основе модификаторов КПМ и ДСТ 30-01 показал (см. табл. 1), что введение ДСТ 30-01 способствует большему снижению предела прочности на сжатие и на растяжение при 0<sup>0</sup>С и не влияя на коэффициент угла внутреннего трения, практически не изменяет предела прочности при 20 и 50<sup>0</sup>С, сцепление при сдвиге, что согласуется с высокой пенетрацией вяжущего с ДСТ 30-01 при 25<sup>0</sup>С, и оказывает отрицательное влияние на водостойкость смесей. Таким образом, полученные данные показывают, что разработанный модификатор КПМ менее чем ДСТ, воздействуя на улучшение низкотемпературных свойств асфальтобетонов, оказывает больший эффект в сторону улучшения высокотемпературных свойств.

Таблица 1 – Физико-механические свойства асфальтобетона типа Б I марки на основе различных модификаторов (с применением кислых минеральных материалов), содержащего 5,5% вяжущего

№ п/п	Наименование показателей	Требования ГОСТ 9128-97 для типа Б I марки (III ДКЗ)	Используемое вяжущее		
			Битум БНД 60/90	Битум БНД 60/90+6% КПМ	Битум БНД 60/90+3,5% ДСТ 30-01 (7% масла)
1	Плотность, г/см <sup>3</sup>	-	2,395	2,395	2,393
2	Водонасыщение, % объема, не более	1,5 – 4,0	2,38	2,07	2,12
3	Прочность при 0 <sup>0</sup> С, МПа, не менее	11	9,27	8,43	7,42
4	Прочность при 20 <sup>0</sup> С, МПа, не менее	2,5	4,59	5,09	4,32
5	Прочность при 50 <sup>0</sup> С, МПа, не менее	1,2	1,46	2,12	1,43
6	Коэффициент водостойкости, не менее	0,90	0,88	0,99	0,85
7	Коэффициент длительной водостойкости, не менее	0,85	0,75	0,89	0,73
8	Коэффициент внутреннего трения ( $tg \varphi$ ), не менее	0,81	0,856	0,857	0,861
9	Сцепление при сдвиге, МПа, не менее	0,37	0,36	0,51	0,35
10	Трещиностойкость по пределу прочности на растяжение при расколе при температуре 0 <sup>0</sup> С	3,5-6,0	4,82	4,79	3,52

Однако хочется отметить, что стандартные испытания, предназначенные для обычных асфальтобетонов, не позволяют достаточно оценить влияние полимерных добавок и мало связаны с реальным воздействием транспорта и погодных факторов в условиях эксплуатации. Для условий разрушения асфальтобетонных покрытий от растягивающих напряжений стандартный режим определения прочности асфальтобетонов при сжатии не является характерным. Подвергается критике предел прочности при одноосном сжатии при температурах  $0^{\circ}\text{C}$  и  $50^{\circ}\text{C}$ , которые, как утверждает Ю.Е. Никольский [1], абсолютно не отражают работу асфальтобетона в реальном покрытии. Данные утверждения небезосновательны, поскольку менее прочный при одноосном сжатии асфальтобетон типа А по сравнению с типами Б и В оказывается более долговечным в условиях эксплуатации.

Важнейшими критериями обеспечения долговечности асфальтобетонов являются их стойкость к трещино- и колеобразованию. Среди существующих многочисленных методик оценки трещиностойкости асфальтобетона более обоснована методика испытания образцов-балочек на изгиб. В качестве обоснования этой методики приводятся соображения об изгибе покрытия при воздействии транспортных нагрузок и о расчете дорожных одежд по предельно допустимому прогибу [2, 3].

Как при сжатии, так и при растяжении прочность асфальтобетона в значительной степени зависит от температуры и скорости деформирования. Однако характер зависимостей, получаемых при испытаниях на растяжение при расколе и при изгибе, существенно отличается от аналогичных зависимостей, полученных при сжатии [2, 3]. Падение прочности асфальтобетона в условиях растяжения при пониженных температурах связано с появлением хрупкости. Эта важная особенность в поведении асфальтобетонных покрытий совершенно теряется при стандартных испытаниях образцов на сжатие. Поэтому в качестве метода оценки трещиностойкости нами выбрано испытание образцов-балочек на динамический изгиб со скоростью 50 мм/мин. Полученные и обработанные в программе STATISTICA 6.0 с построением изолиний результаты для типов А, Б и В (см. рис. 3-5) позволяют сделать вывод, что асфальтобетон на модифицированном вяжущем обладает более высокой прочностью при изгибе, большей деформативностью при низких температурах и граница его перехода в хрупкое состояние отодвигается на  $10\text{-}15^{\circ}\text{C}$  в область более низких температур. Такое поведение асфальтобетона связано с влиянием эластичного полимерного каркаса. Полимерный материал способен проявлять достаточную деформативность даже в застеклованном состоянии, что связано с подвижностью отдельных сегментов высокомолекулярных полимерных цепей и качественно отличает его от низкомолекулярных стекол [4].

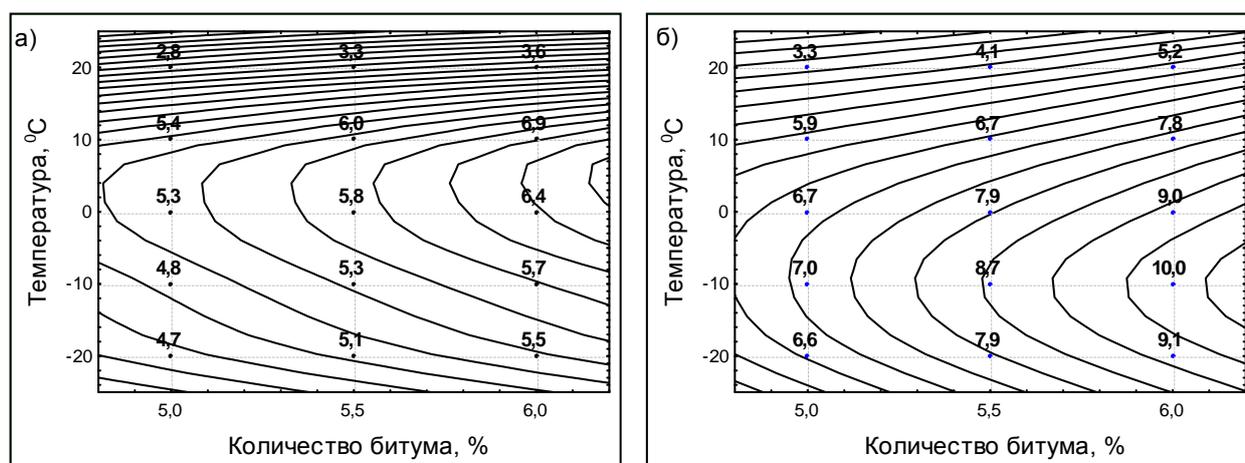


Рисунок 3 – Влияние количества битума и температуры на прочность при динамическом изгибе (МПа) для типа А: а – без добавок; б – с 6% КПМ от массы битума

Методы оценки сдвигоустойчивости асфальтобетона, принятые в настоящее время, позволяют определить внутреннее трение и сцепление на последнем этапе его деформирования, т.е. при разрушении. Однако пластическое течение наступает при напряжениях гораздо меньше критических. Следовательно, используемые методы не дают представления о работе асфальтобетона в безопасной зоне, а полученные результаты не позволяют правильно оценить способность исследуемых асфальтобетонов сопротивляться воздействию сдвигающих усилий [5].

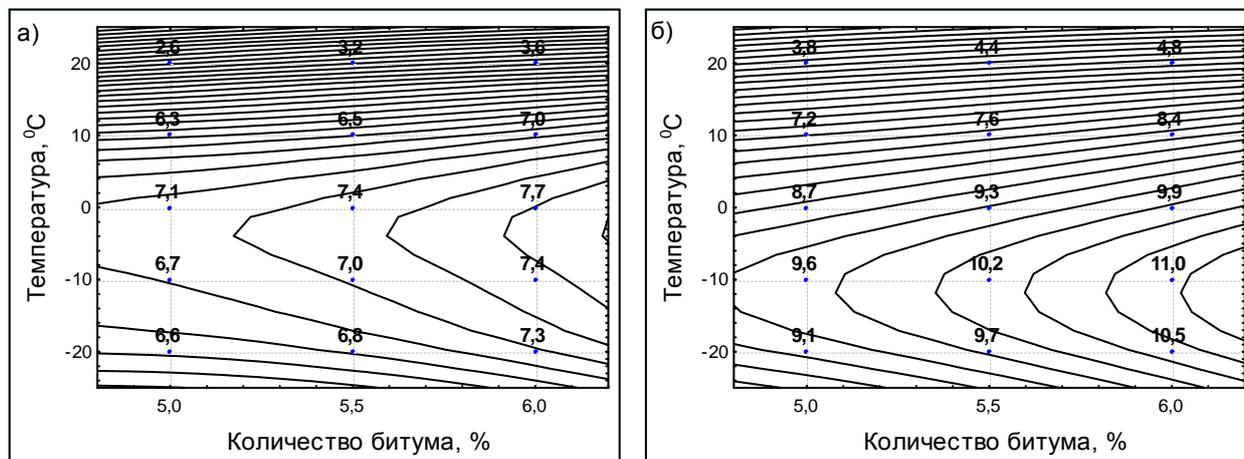


Рисунок 4 – Влияние количества битума и температуры на прочность при динамическом изгибе (МПа) для типа Б: а – без добавок; б – с 6 % КПМ от массы битума

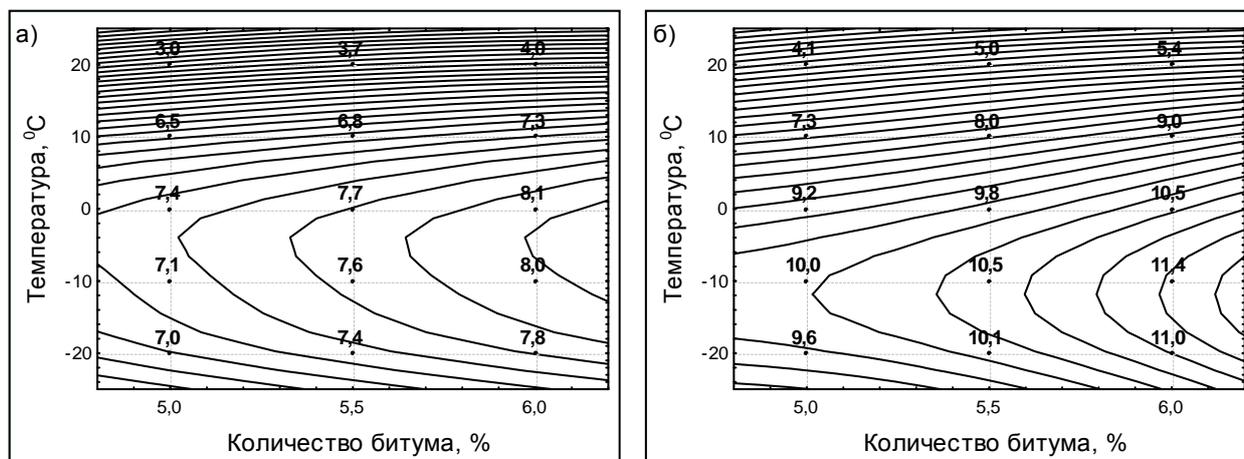


Рисунок 5 – Влияние количества битума и температуры на прочность при динамическом изгибе (МПа) для типа В: а – без добавок; б – с 6 % КПМ от массы битума

Для решения этой проблемы в ДорТрансНИИ РГСУ на основе анализа существующих методов испытания асфальтобетонов на сдвиг разработан метод определения вязкости асфальтобетона при постоянном сдвигающем напряжении 0,307 МПа (соответствующее суммарному сдвигающему напряжению для участка с транзитным движением от вертикальной и горизонтальной нагрузок, определяемые на расчетной глубине асфальтобетонного слоя [6]) и ограничении бокового расширения при температуре 60<sup>0</sup>С. Вязкость определялась по скорости деформации на прямолинейных участках кривых ползучести при сдвиге, отвечающих установившемуся, стационарному процессу пластического необратимого течения при постоян-

ном значении высокоэластической деформации [4]. По этому прямолинейному участку и определялась скорость деформации сдвига.

В качестве испытательного оборудования использовался прибор для определения глубины вдавливания штампа диаметром 25,2 мм (площадью 5 см<sup>2</sup>) (см. рис. 6). Вязкость асфальтобетона определялась по формуле  $\eta = \frac{\tau}{d\varepsilon/dt}$ , где  $\tau = \frac{P}{S}$ , Па;  $P$  – нагрузка, Н;  $S$  –

площадь поверхности нагружения, м<sup>2</sup>, которая, как показали многочисленные эксперименты, с большой долей вероятности может быть принята равной площади боковой поверхности усеченного конуса ABCD, диаметр основания которого в нашем случае равен среднеарифметическому значению между диаметром штампа и кольца CD=(25,2+59)/2=42,1 мм;  $\frac{d\varepsilon}{dt}$  – отно-

сительная скорость деформации сдвига, условно принимаемая равной скорости перемещения двух плоскопараллельных пластин с площадью поверхности  $S$ , между которыми находится испытываемый материал толщиной равной отрезку МК, проходящему через середины отрезков ВС и ВL и равному  $CL/2$ :  $\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{v}{MK}$ , где  $v$  – проекция скорости деформации сдвига на линию ВС, м/с (рис. 7).

Полученные данные показывают, что в условиях ограничения бокового расширения, характерного состоянию асфальтобетона в покрытии, значительный вклад в показатель вязкости вносит образование щебеночного каркаса. При этом нужно отметить значительное преимущество асфальтобетона модифицированного добавкой КПМ. Причем наибольший эффект модифицирования достигается на асфальтобетоне типа А, в котором сопротивление сдвигу щебеночного каркаса подкрепляется высокой вязкостью межзерновых пленок вяжущего.

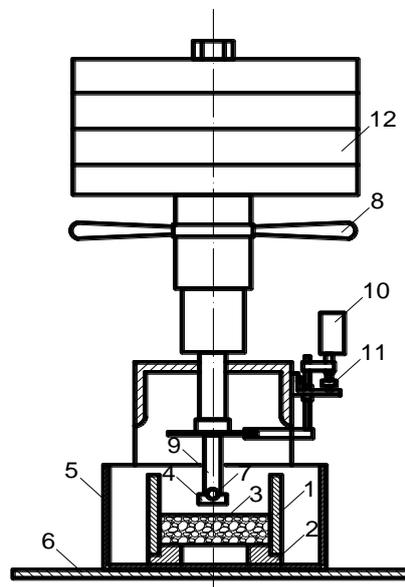


Рисунок 6 – Прибор для определения вязкости асфальтобетона при сдвиге в условиях ограничения бокового расширения: 1 – форма; 2 – упорное кольцо; 3 – испытуемый образец; 4 – нагрузочный штамп; 5 – емкость для выдерживания образца; 6 – стол прибора; 7 – шарик; 8 – рукоятка; 9 – шток; 10 – индикатор часового типа; 11 – опорный столик; 12 – грузы

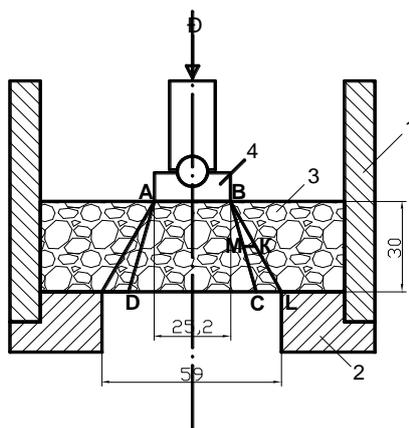


Рисунок 7 – Схема нагружения асфальтобетонных образцов при испытании на определение вязкости асфальтобетона: 1- форма; 2- упорное кольцо; 3- испытуемый образец; 4- нагрузочный штамп; AD и BC – образующие поверхности сдвига

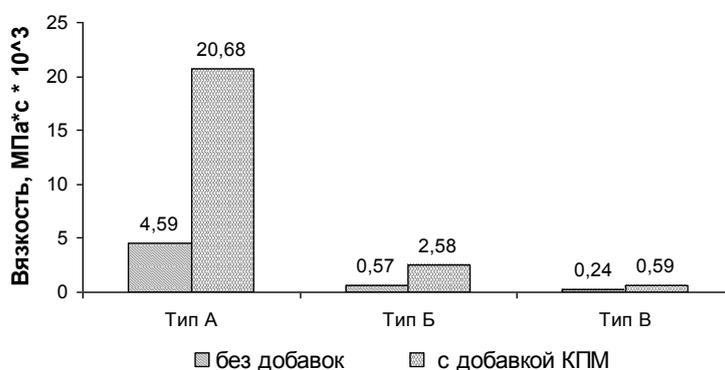


Рисунок 8 – Влияние добавки КПМ и типа смеси на вязкость асфальтобетона при сдвиге

Таким образом, введение разработанной добавки КПМ позволяет получить асфальтобетоны различных типов с повышенной стойкостью к трещинообразованию и образованию пластических деформаций.

#### Литература

1. Никольский, Ю.Е. О совершенствовании нормативной базы на дорожный асфальтобетон [Текст] / Ю.Е. Никольский // Каталог-справочник «Материалы и конструкции для транспортного строительства. Дорожная техник», 2004. – №4 – С. 40-44.
2. Руденский, А.В. Дорожные асфальтобетонные покрытия [Текст] / А.В. Руденский. – М.: Транспорт, 1992. – 255 с.
3. Кирюхин, Г.Н. Проектирование состава асфальтобетона и методы его испытаний [Текст] / Г.Н. Кирюхин // Автомоб. дороги и мосты: Обзорн. информ / ФГУП «ИНФОРМАВТОДОР»; Вып.6. – М., 2005. – 96 с.
4. Гуль, В.Е. Структура и механические свойства полимеров [Текст] / В.Е. Гуль, В.Н. Кулезнев. – М. «Высшая школа». 1966. – 311 с.
5. Золотарев, В.А. Отчет по научно-исследовательской работе на тему: «Разработка методов и методикоценки реологических свойств битумов и асфальтового бетона» [Текст] // Копия отчета о НИР. – М. Всесоюзный научно-технический информационный центр, 1980. – 90 с.
6. Методические рекомендации по оценке сдвигоустойчивости асфальтобетона [Текст] / Введены в действие распоряжением Росавтодора от 04.02.2002 № ИС-42-р.

**Черсков Р.М.**

Ростовский государственный строительный университет, г. Ростов-на-Дону  
Аспирант  
Тел. 8 (863) 263-77-76

УДК 625.717

В.В. ВОЛКОВ, В.А. КОЧЕТКОВ

## **ЭКСПЕРТИЗА ОСНОВАНИЙ АЭРОДРОМОВ НА СТАДИИ ИХ СТРОИТЕЛЬСТВА ПО ГЕОРАДАРНЫМ ДАННЫМ**

*Основания аэродромов воспринимают основные нагрузки от массивных летательных аппаратов, и от качества строительства их зависит долговременная надежность аэродромных покрытий. Контроль качества строительства оснований строящихся или реконструируемых аэродромов является актуальной задачей. Используя приведенную методику получения георадарных данных о состоянии покрытия, можно проводить экспертизу оснований аэродромов на стадии их строительства.*

*The bases of aerodromes perceive the basic loads from large aircrafts and long-time reliability of airfield coverages depends on quality of their building. Quality control of building of the bases of under construction or redesigned aerodromes is an actual problem. Using a reduced procedure of deriving of georadar status data a coverage it is possible to make expertise of the bases of aerodromes at a building stage.*

За последние десятилетия количество транспортных операций, связанное с применением летательных аппаратов возросло в 1,7 раза. Одновременно с возросшей интенсивностью возросли и весовые характеристики летательных аппаратов, используемых в транспортных операциях. Максимальный взлетный вес вырос до 560 тонн.

При строительстве, а также реконструкции аэродромов используются нормативные документы, в которых применяется коэффициент постели, определяющий прочностные характеристики основания.

В то же время опыт эксплуатации аэродромов показывает, что при использовании покрытий из асфальтобетона может возникнуть ситуация образования дефектов на покрытии в условиях интенсивной нагрузки. Анализ данных инструментальной диагностики, включая георадарный мониторинг, показывает, что в основных документах, регламентирующих основные требования к основаниям, нет учета факторов, которые ухудшают несущие свойства в процессе длительной эксплуатации. В целях выявления влияния начальных условий при строительстве были произведены исследования.

На участке аэродромного покрытия, на котором наблюдалась просадка, были произведены работы по ремонту. В процессе выполнения ремонтных работ на площади 20 м<sup>2</sup> в грунтовое основание на глубину до 1 м внесены дипольные отражатели, представляющие собой нарезку из медного эмалированного провода сечением 0,4 мм, длиной 2,5; 5; 10 и 20 мм. Количество внесенных диполей показано в таблице 1.

Таблица 1 – Количество диполей различной длины, внесенных в объем основания на ремонтируемом участке

Длина диполей, мм	2,5	5	10	20
Количество, шт.	48000	24000	12000	6000

При выполнении каждой технологической операции от засыпки грунтом ремонтируемого участка при послойном уплотнении и последующем восстановлении ремонтируемого покрытия производилось измерение при помощи георадара сигнала, отраженного от массива грунта с внесенными диполями.

На рисунке 1 показано изменение распределения амплитуды отраженного сигнала по толщине исследуемой конструкции аэродромной одежды. Из амплитуды спектральных характеристик видно, что по мере уплотнения грунтового основания происходит смещение спектрального максимума, характерного для диполей меньшего размера, что свидетельствует о консолидации грунта и смещении мелких частиц вниз по отношению к крупным диполям. Пособойное распределение грунта с последующим уплотнением привело к появлению своих максимумов в спектре распределения на временных интервалах, характеризующихся временем распространения через конструкцию дорожной одежды до слоя максимального уплотнения.

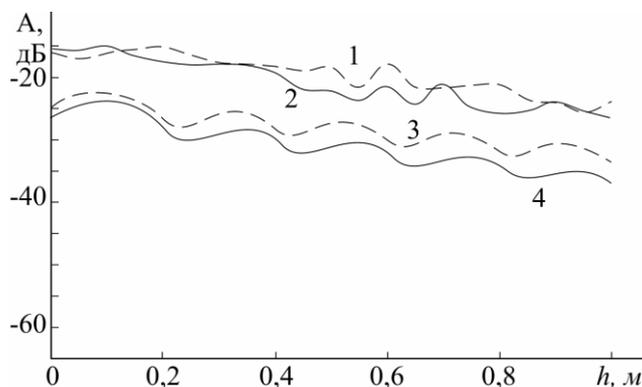


Рисунок 1 – Изменение распределения амплитуды отраженного сигнала по толщине исследуемой конструкции аэродромной одежды: 1 – для начального распределения до уплотнения в массиве грунта дипольных элементов размером 5 мм; 2 – то же 20 мм; 3 – после уплотнения слоями по 20 см для дипольных элементов размером 5 мм; 4 – то же 20 мм

Таким образом, исследуя изменение распределения спектральной плотности радиолокационного сигнала, можно узнать как о плотности грунта или грунтового основания, так и о распределении частиц при его уплотнении.

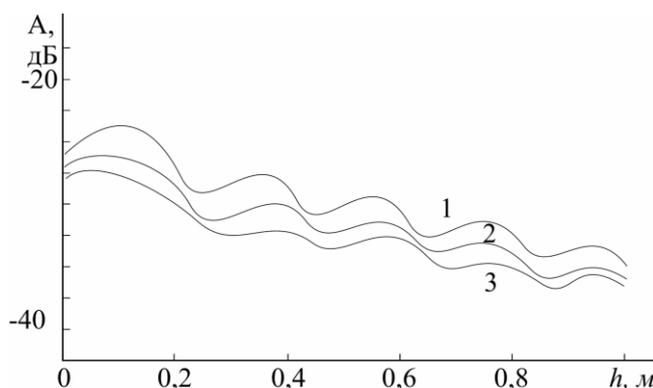


Рисунок 2 – Изменение амплитуды отраженного сигнала по толщине исследуемой конструкции: 1 – при начальном внесении дипольных элементов; 2 – через один год; 3 – через два года

В процессе эксплуатации под воздействием климатических факторов, грунтовых вод и нагрузки от транспортных средств может возникнуть процесс разрушения грунта или искусственного основания. Для его выявления на опытном участке в течение двух лет в разное время года проводились замеры при помощи георадара. Из анализа полученных данных видно, что по мере эксплуатации происходит перемещение дипольных элементов внутри грунта, что свидетельствует о наличии деструктивного процесса, приводящего к изменению средней плотности диполей в единице объема грунта, причем максимальное смещение

наблюдается в весенний период с размытием четких границ уплотненных слоев.

По длине исследуемого участка также было неодинаковое смещение элементов, закладываемых в массиве грунта, достигавшее своего максимума в месте предыдущего разрушения грунтового основания, что свидетельствует о дальнейшем разрушении низлежащего массива грунта.

Использование георадарного мониторинга в процессе строительства и в дальнейшем при эксплуатации позволяет выявить некоторые особенности, не указываемые в нормативной и справочной литературе. Нет указания на точную связь между количеством взлетных операций с приведенным взлетным весом и остаточными деформациями, включая необратимые, в покрытии, подверженном воздействию многократных нагрузжений в условиях тепло-влажностного режима, характерного для эксплуатации данного аэродрома.

На рисунке 3 показана зависимость изменения среднестатистического отклика радиолокационного сигнала при распределении частиц определенного размера по глубине в основании от приложенной нагрузки при деформации покрытия.

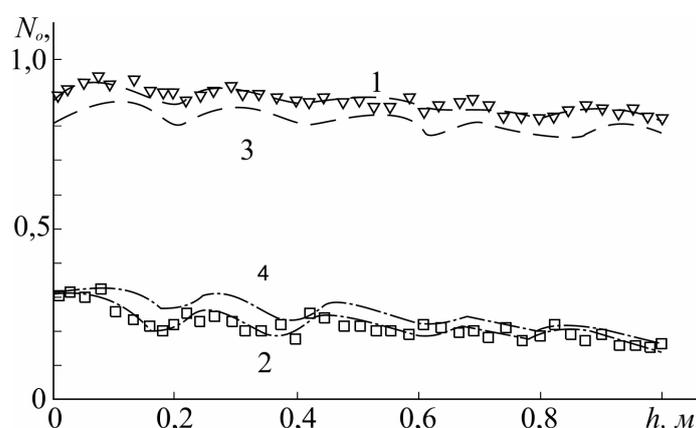


Рисунок 3 – Зависимость изменения среднестатистического отклика радиолокационного сигнала при распределении частиц определенного размера по глубине: 1 – концентрация элементов длиной 5 мм в отсутствии нагрузки; 2 – концентрация элементов длиной 20 мм в отсутствии нагрузки; 3 – концентрация элементов длиной 5 мм при приложении нагрузки  $200000 \text{ Н/м}^2$ ; 4 – концентрация элементов длиной 20 мм при приложении нагрузки  $200000 \text{ Н/м}^2$

Рассматривая полученную зависимость, можно обратить внимание на возникновение деструктивных изменений в основании при возникновении приложенной нагрузки, характерной для неоптимальных режимов работы основания, т.е. при данном нагружении возникают деформации.

В то же время наблюдается такое перераспределение внесенных элементов, которое характерно при сдвиговом воздействии на исследуемые грунты. Это приводит при укатке материалов, используемых в качестве основных в основании к «растаскиванию» в верхнем слое.

На рисунке 4 показано изменение среднестатистической плотности дипольных элементов после уплотнения при различных влажностях. Данный эффект возникает несколько раньше, чем будет достигнута оптимальная влажность, при которой наблюдается максимальное вертикальное смещение элементов.

Можно обратить внимание на несимметричность относительно оптимальной влажности процессов смещения элементов основания, содержащего диполи. При недостаточной влажности наблюдается горизонтальное смещение частиц основания, при избыточной влажности наблюдается процесс перемешивания низлежащих и верхлежащих слоев с одновременным выдавливанием на величину объема погружения катка.

Таким образом, используя георадарный мониторинг, можно судить не только о толщине и количестве слоев основания, но и технологии его уплотнения в процессе строительства или реконструкции.

В результате процессов, изменяющих свойства грунта и искусственного основания: суффозия грунтов, унос частиц грунтовыми и поверхностными водами, выдавливание материала основания в процессе эксплуатации, наблюдаются структурные изменения, нехарактерные для конструкции аэродромных одежд, работающих в нормальных условиях [1]. Это выражается в различном характере смещения дипольных элементов, дающих радиолокационный отклик при георадарном мониторинге.

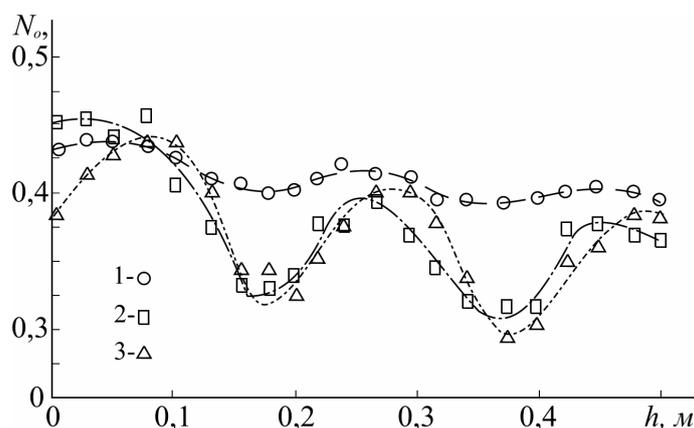


Рисунок 4 – Изменение среднестатистической плотности дипольных элементов после уплотнения при различных влажностях: 1 – недостаточная влажность; 2 – оптимальная влажность; 3 – переувлажнение

Имея георадарный профиль, полученный в результате мониторинга аэродромной конструкции на начальном этапе эксплуатации и последующее обследование, можно с уверенностью отметить те места основания под искусственным покрытием, в которых наблюдается изменение структуры.

Таким образом, исследовав изменение структуры основания, вызванное воздействием летательных аппаратов на покрытие, а также при последующих обследованиях, можно на продолжительный интервал времени, характерный для эксплуатации данной аэродромной конструкции, спрогнозировать изменения свойств основания.

#### Литература

1. Черкасов, И.И. Механические свойства грунтов в дорожном строительстве [Текст] / И.И. Черкасов. – М.: «Транспорт», 1976. – С. 80-107.

**Волков В.В.**

Воронежский военный авиационный инженерный университет, г. Воронеж  
Кандидат физико-математических наук, доцент

**Кочетков В.А.**

Воронежский военный авиационный инженерный университет, г. Воронеж  
Преподаватель  
Тел. 8 910 240-25-87, 8 910 746-70-25  
E-mail: kotlac@yandex.ru

УДК 625.731.7

В.Д. КАЗАРНОВСКИЙ, С.И. СОЛОДОВНИКОВ

## УСИЛЕНИЕ НЕОДНОРОДНОГО ОСНОВАНИЯ ЖЕСТКОЙ ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ С ШАРНИРОМ

Рассмотрены изменения напряженного состояния конструкции жесткой одежды в виде отдельной плиты и при наличии в ней шарнирного узла. Плита покоится на многослойном, в т.ч. слабосжимаемом полупространстве. Кроме того, рассматривались два способа усиления основания с помощью полос из цементогрунта, а также с помощью прокладок под углами и торцами плит (рис. 1). Вариант модели, когда на небольшой глубине залегает несжимаемая толща, т.е. абсолютно жесткое полупространство, является по сути дела моделью слоя конечной мощности, поэтому в дальнейшем использована эта терминология.

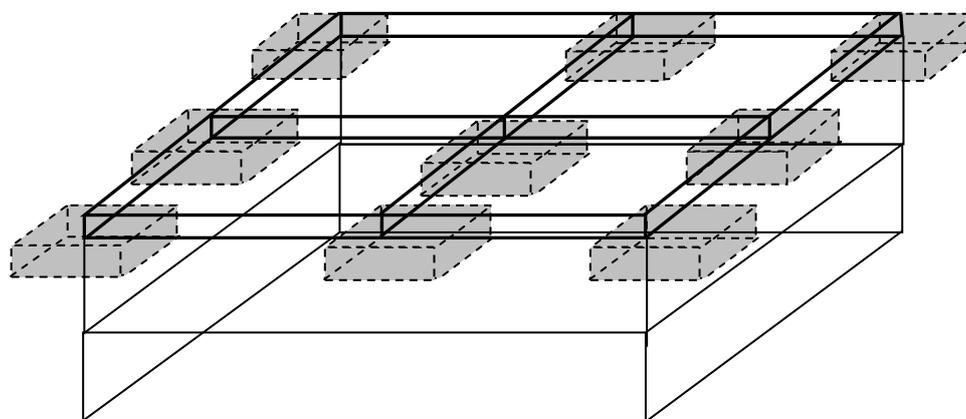


Рисунок 1 – Конструкция дорожной одежды с прокладками под углами и торцами плит

Расчетные конструкции имели параметры соответствующие проведенному отдельно физическому эксперименту на модели с такими же параметрами. Численные расчеты проводились на ПЭВМ по программе “Шарнир”, предназначенной для расчета конструкции дорожной одежды жесткого типа методом конечного элемента [1-3]. Она ориентирована на применение ПЭВМ, работающей под управлением операционной системы WINDOWS. Алгоритм программного комплекса не накладывает жесткие ограничения на основные характеристики ПЭВМ. Результаты тестирования показали высокую эффективность программы. Автором просчитано более 100 рассматриваемых конструкций при изменении деформационных характеристик.

Рассмотрим влияние усиления конструкции основания на его напряженно-деформированное состояние [2].

На рисунках 2-3 приведены эпюры напряжений  $\bar{\sigma}_z$  и  $\bar{\sigma}_x$  в слое конечной мощности при  $x = 0$  и  $y = 0$ : под сплошной плитой – 1; под шарнирно-соединенными плитами, лежащими на грунтовом основании – 2; под полосами усиления из цементогрунта – 3; под прокладками под углами и торцами плит – 4. Горизонтальной штриховой линией показана глубина усиления грунтового основания. Картина НДС в подкладках рассматривается нами отдельно.

Как следует из построенных эпюр, при шарнирном соединении плит наблюдается значительное увеличение напряжений на одной и той же глубине, чем при сплошной плите. Кроме того, с увеличением размера штампа, передающего нагрузку (или, что равнозначно, уменьшением толщины рассматриваемого сжимаемого слоя), медленнее происходит затухание напряжений по глубине.

Усиление основания двумя рассмотренными способами ослабляет его напряженно деформированное состояние на 50%. Различия в результатах для двух случаев усиления конструкции практически не наблюдается.

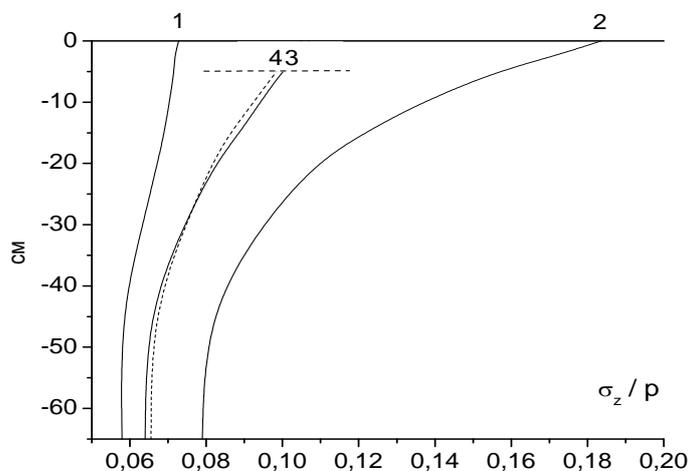


Рисунок 2 – Эпюра  $\tilde{\sigma}_z$  (при  $x=y=0$ )

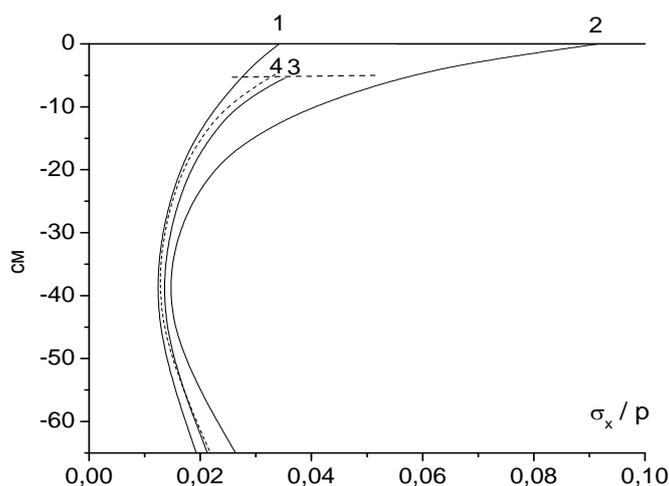


Рисунок 3 – Эпюра  $\tilde{\sigma}_x$  (при  $x=y=0$ ).

По результатам проведенного численного анализа на основе предложенной математической модели можно сделать следующие выводы.

1. Наличие шарнирного соединения в плитах покрытия существенно меняет картину напряженного состояния подстилающих слоев конструкции.

2. Под пересечением шарниров наблюдается значительное на 40–60% увеличение нормальных вертикальных напряжений  $\sigma_z$  в слое на одной и той же глубине, чем при сплошной плите, что в целом подтверждается исследованиями других авторов по другим моделям.

3. Величина коэффициента поперечной деформации подстилающего плиту сжимаемого слоя в пределах от 0,1 – 0,4 практически не влияет на распределение в нем вертикальных нормальных напряжений  $\sigma_z$ .

4. При наличии на небольшой глубине жесткого донника имеющего большой модуль упругости напряжения  $\sigma_z$  по всей глубине сжимаемого слоя конечной мощности на 5–10% больше чем при однородном полупространстве, причем эта разница тем существеннее, чем меньше  $H/R$ . В то же время прогибы плиты на слое конечной мощности значительно меньше, чем на однородном полупространстве.

5. Изменение модуля упругости подстилающего сжимаемый слой упругого полупространства в пределах от 3000 до 5000 МПа оказывает незначительное влияние на изменение напряжений  $\sigma_z$  в вышележащем слое. Увеличение модуля упругости жесткого полупространства выше 5000 МПа практически не влияет на напряженное состояние сжимаемого слоя.

6. Изменение коэффициента поперечной деформации несжимаемого полупространства в пределах от 0 до 0,5 практически не вызывает изменений напряжений  $\sigma_z$  и  $\sigma_x$  в выше лежащем слое.

7. При уменьшении толщины сжимаемого слоя (или увеличении размера штампа передающего нагрузку) напряжения  $\sigma_z$  затухают медленнее, а при  $H/R \leq 1,0$  практически не затухают совсем.

8. В инженерных расчетах с достаточной для практики точностью (до  $\epsilon=0,0001$ ) можно принять, что при  $H/R \geq 10$  значения  $\sigma_x$ , вычисленные с учетом слоя конечной мощности и однородного полупространства практически совпадают.

9. С увеличением размера штампа передающего нагрузку или уменьшением толщины сжимаемого слоя, напряжения  $\sigma_z$  и  $\sigma_x$  увеличиваются.

10. Максимальные активные напряжения сдвига под шарнирно-соединенными плитами больше, чем под сплошной плитой.

11. Наличие жесткого полупространства приводит к уменьшению активных напряжений сдвига в сжимаемом слое до глубины примерно  $1/3H$  и к увеличению их ниже этого уровня по сравнению с однородным полупространством.

12. Усиление основания с помощью полос из цементогрунта или с помощью прокладок под углами и торцами плит способно ослабить его напряженно деформированное состояние на 50%.

**Выводы.** Таким образом, в результате работ по анализу математическому моделированию дорожных сооружений для прогноза построена методика расчета и отражающая её программа для РС-ЭВМ. Методика расчета и реализующая её программа позволяет рассчитывать варианты устройства дорожного полотна. Кроме того, эта программа является также инструментом для получения оптимальных проектов. Выявленные особенности распределения НДС в системе “узел шарнирного соединения – основание” позволяют строить рациональные дорожные конструкции с жесткими одеждами.

### Литература

1. Солодовников, С.И. Расчет жестких дорожных методом конечных элементов [Текст] / С.И. Солодовников, М.М. Дубина, К.В. Панин // Труды СоюздорНИИ, Вып. 205. – М.: ФГУП «СоюздорНИИ», 2004. – С. 113-120.

2. Солодовников, С.И. Напряженное состояние многослойного упругого основания под шарнирно соединенными плитами [Текст] / С.И. Солодовников, М.М. Дубина, К.В. Панин // Труды СоюздорНИИ, Вып. 205. – М.: ФГУП «СоюздорНИИ», 2004. – С. 21-129.

3. Солодовников, С.И. Нагружение шарнирно соединенных плит на многослойном упругом основании [Текст] / С.И. Солодовников, К.В. Панин // Сборник трудов кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов ТюмГАСА. – Тюмень, 2005. – С. 165-167.

**Казарновский В.Д.**

ОАО «СоюздорНИИ»

Доктор технических наук, профессор

**Солодовников С.И.**

ЗАО «Аэродромдорстрой»

Инженер

А.Н. КАНИЩЕВ, В.В. ВОЛКОВ, Ф.В. МАТВИЕНКО

## ИССЛЕДОВАНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ ОСТАТОЧНОЙ ДЕФОРМАЦИИ АСФАЛЬТОБЕТОННОГО ПОКРЫТИЯ В УСЛОВИЯХ ИНТЕНСИВНОГО ТРАНСПОРТНОГО ПОТОКА

*Данные об износе, пластической деформации колеи и просадке основания необходимы при оценке эксплуатационного состояния дорожной конструкции под воздействием интенсивности транспортного потока, для этого сконструирована экспериментальная установка и разработана методика проведения измерений, опирающаяся на физические принципы возникновения напряжений, перемещений и объемных деформаций.*

*Data about deterioration, and a base procorf are necessary for a plastic deformation of a rut at an estimation of an operation state of a road construction under the influence of intensity of a traffic stream, the observational installation is for this purpose designed and the procedure of holding of the measurings, leaning against physical principles of origin of stresses, conveyances and volume strains is developed.*

Автомобильные дороги с асфальтобетонными покрытиями являются самыми распространенными в транспортной сети РФ. Дорожные конструкции подвержены воздействию природно-климатических факторов, а также различной транспортной нагрузке с изменяющимися характеристиками в виде силы приложения, времени и частоты воздействия.

В процессе эксплуатации под воздействием колесной нагрузки дорожная конструкция изнашивается и накапливает необратимые пластические деформации. Степень воздействия колесной нагрузки на дорожное покрытие прямо пропорциональна массе автомобиля, и чем выше масса транспортного средства, тем больше прогиб дорожной конструкции. В тоже время величина прогиба зависит от конструкции и физико-механических свойств самой дорожной одежды. Разнообразие конструктивных особенностей дорожных конструкций и использованных в них строительных материалов для устройства слоев приводит к различному распределению напряжений, образующихся в результате воздействия одной и тоже нагрузки. Исследования воздействий нагрузки на дорожную конструкцию проводились зарубежными и отечественными учеными и показали наличие корреляции между статическим и динамическим воздействием нагрузки на величину упругой деформации. Анализ состояния автомобильных дорог показал, что одним из распространенных дефектов на нежестких дорожных одеждах является колея. Отмечено, что в местах с повышенной интенсивностью транспортных средств существует зависимость между необратимыми деформациями асфальтобетонного покрытия и характеристиками транспортного потока, приводящими к образованию колеи. Геометрические параметры колеи (глубина и ширина) могут существенно варьироваться в зависимости от транспортного воздействия. В современной научной и нормативной литературе при проектировании и реконструкции дорог не в полной мере учитывается возможное воздействие транспортного потока, приводящее к образованию колеи.

При анализе причин, приводящих к появлению дефекта асфальтобетонного покрытия в виде колеи, отмечается наличие нескольких факторов, влияющих на величину ее образования [1]. Для определения величины влияния каждого из факторов, приводящих к образованию колеи, проведена серия экспериментальных исследований, позволивших с достаточной достоверностью разделить их влияние на образование колеи.

Для проведения эксперимента по определению параметров колеи, а так же их изменения под воздействием интенсивности транспортного потока была сконструирована экспериментальная установка, отвечающая требованиям проведения экспериментальных исследований в течение длительного периода времени, в различных климатических условиях на асфальтобетонных покрытиях различной конструкции. Созданная установка служит для полу-

чения данных о параметрах колеи в виде пластической деформации, износе, а также необратимой деформации верхнего слоя основания. В состав установки входит стандартное устройство – рейка универсальная дорожная длиной 3000 мм и маркеры, заложенные в покрытие. Маркеры устанавливаются в асфальтобетонное покрытие в предварительно просверленные отверстия диаметром 8 мм с расстоянием между ними 10 см (рис. 1).

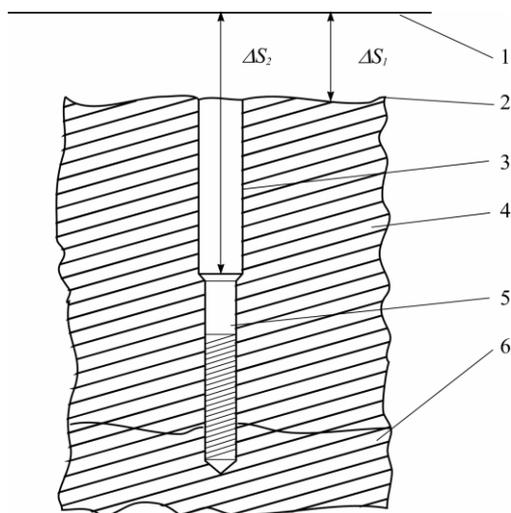


Рисунок 1 – Устройство маркера: 1 – нижняя грань трехметровой рейки; 2 – деформированная поверхность асфальтобетонного покрытия; 3 – канал; 4 – верхний слой асфальтобетонного покрытия; 5 – опорный маркер; 6 – нижний слой асфальтобетонного покрытия

Маркеры устанавливаются через шаблон, который представляет собой деревянный брус с предварительно просверленными отверстиями, через которые производится сверление отверстий под маркеры. Брус одновременно выполняет функцию фиксатора вертикального положения сверла, для обеспечения вертикальности создаваемых отверстий. Фиксированная глубина заложения маркеров достигается высотой шаблона. На рисунке 2 показана схема установки маркеров в асфальтобетонном покрытии.

После удаления частиц асфальтобетона, образующихся в результате сверления, отверстия продуваются сжатым воздухом. Грань полученного отверстия смазывается полимерным клеем и посредством шестигранного ключа маркер вкручивается на глубину до 30мм. Для обеспечения защиты маркера и канала от пыли, грязи и воды, в котором устроен маркер, производится его заделка с помощью эластичного полимера, вводимого на всю глубину и удаляемого при проведении измерений.

Для получения данных об износе покрытия, пластической деформации колеи и просадки основания дорожной конструкции разработана методика проведения измерений, опирающаяся на физические принципы возникновения объемных деформаций. Для этого производятся замеры с точностью 0,01 мм от поверхности асфальтобетонного покрытия до нижней грани трехметровой рейки  $\Delta S_1$  и до верхнего торца опорного маркера –  $\Delta S_2$ . Первичное измерение данных величин производится при устройстве всех маркеров и заносится в таблицу, данные значения являются опорными. Для наблюдения за изменением деформированного состояния покрытия проводятся измерения величин  $\Delta S_1$  и  $\Delta S_2$ . Полученные данные обрабатываются методами математической статистики. Величина  $\Delta S_1$  содержит в себе как величину пластической деформации, так и величину износа. Для замера просветов между нижней гранью трехметровой рейки и поверхностью асфальтобетонного покрытия используется промерник, позволяющий производить замеры от 0 до 150 мм. Измерение от нижней грани трехметровой рейки до верхнего торца маркера производится штангельциркулем.

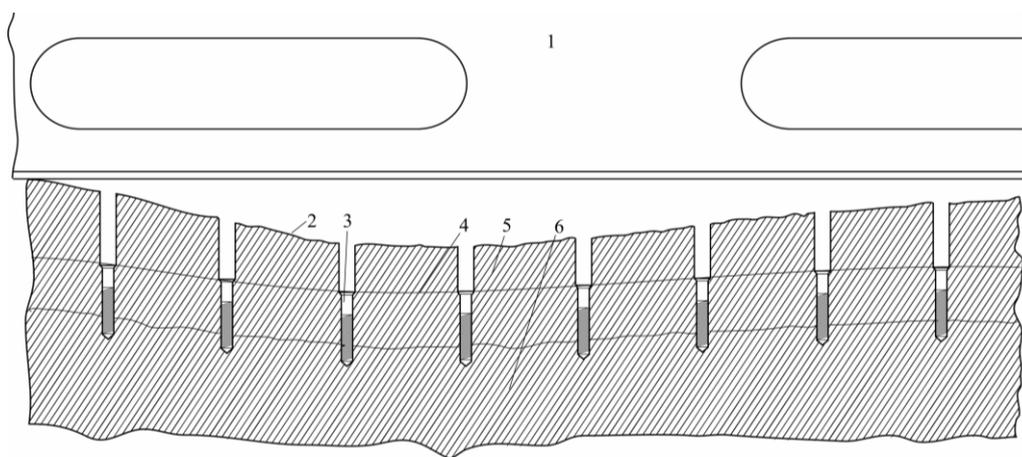


Рисунок 2 – Схема установки маркеров в дорожном покрытии: 1 – трехметровая рейка; 2 – деформированная поверхность асфальтобетонного покрытия; 3 – опорный маркер; 4 – линия уровня, показывающая положение вершин маркеров; 5 – верхний слой асфальтобетонного покрытия; 6 – нижний слой асфальтобетонного покрытия

По формуле (1) можем определить площадь сечения асфальтобетона от верха покрытия до линии уровня соседних маркеров (рисунок 2).

$$S = a \frac{1}{2} \sum_{I=1}^N \left( (\Delta S_{2i} + \Delta S_{2(i+1)}) - (\Delta S_{1i} + \Delta S_{1(i+1)}) \right), \quad (1)$$

где  $a$  – расстояние между соседними маркерами.

Среднюю величину износа  $\delta$  в исследуемом сечении за любой период эксплуатации дороги можно определить по уравнению

$$\delta = \frac{1}{a} \left( a \frac{1}{2} \sum_{I=1}^N \left( (\Delta S_{2i} + \Delta S_{2(i+1)}) - (\Delta S_{1i} + \Delta S_{1(i+1)}) \right) \right)^{\zeta} - \left( \left( a \frac{1}{2} \sum_{I=1}^N \left( (\Delta S_{2i} + \Delta S_{2(i+1)}) - (\Delta S_{1i} + \Delta S_{1(i+1)}) \right) \right)^2 \right), \quad (2)$$

где первая часть уравнения, обозначенная одним штрихом, начальная площадь сечения и вторая часть, обозначенная двумя штрихами, площадь, вычисленная в последующий период проведения замера. Данная установка позволяет получить данные об износе, пластической деформации асфальтобетона, величине колеи и просадке основания под воздействием транспортной нагрузке за любой расчетный период эксплуатации дорожной конструкции.

Для анализа причин, приводящих образованию колеи, была проведена серия экспериментальных исследований в различные периоды эксплуатации дороги. На рисунке 3 показаны значения параметров колеи в виде пластической деформации, износа и необратимой деформации основания исследуемого участка на 1 году эксплуатации. Образование колеи при интенсивной транспортной нагрузке происходит непрерывно, при этом основной вклад в образование колеи вносит пластическая деформация, которая составляет 70 % от измеренной амплитуды от верха выпора до дна колеи. Наблюдаемая остаточная деформация основания составляет 5-7%, а величина износа 23-25%. Вместе с тем, деформация основания не наблюдается в местах выпоров, что является следствием уменьшенного воздействия от транспортных средств. По всей исследуемой ширине дорожного покрытия наблюдается износ с максимальными величинами в местах колеи. Износ вызван выкрашиванием дорожного покрытия при многоцикловых нагрузках от колес транспортных средств.

В процессе последующей эксплуатации автомобильной дороги производились замеры параметров колеи. На рисунке 4 показаны значения параметров колеи в виде пластической деформации, износа и необратимой деформации основания исследуемого участка на 3 году эксплуатации.

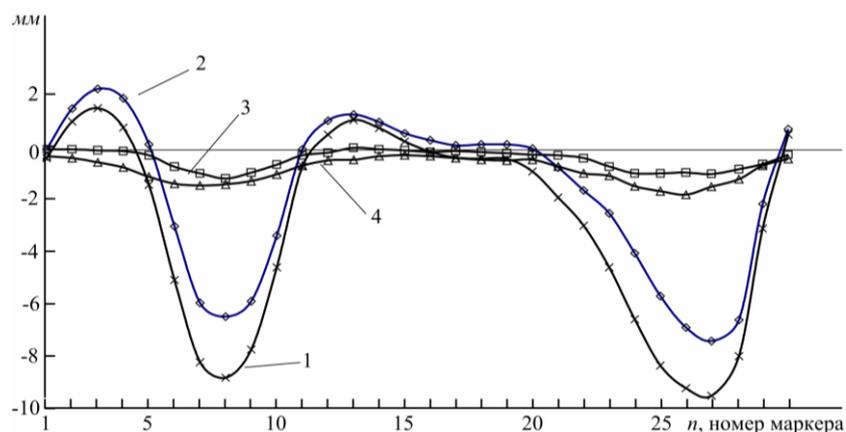


Рисунок 3 – Значения параметров исследуемой колеи 1-го года эксплуатации: 1 – измеренная глубина колеи; 2 – величина необратимой деформации асфальтобетона; 3 – величина необратимой деформации основания; 4 – величина износа покрытия

Одновременно наблюдается интенсивное увеличение остаточной деформации основания вызванной уменьшением несущей способности покрытия и составляющей 17-20% от измеренной амплитуды от верха выпора до дна колеи.

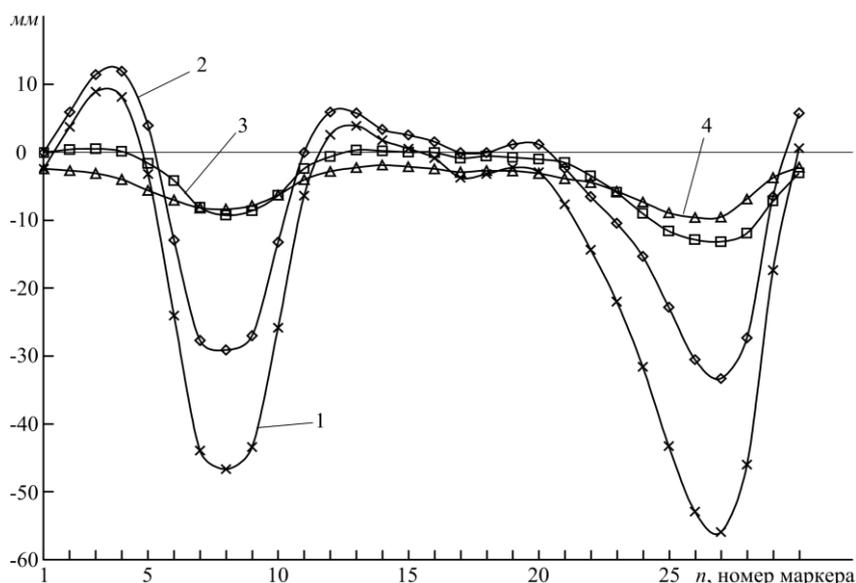


Рисунок 4 – Значения параметров исследуемой колеи 3-го года эксплуатации: 1 – измеренная глубина колеи; 2 – величина необратимой деформации асфальтобетона; 3 – величина необратимой деформации основания; 4 – величина износа покрытия

Наряду с этим пластическая деформация асфальтобетона уменьшилась, что свидетельствует о нелинейном характере циклического воздействия транспортного потока на дорожное покрытие в процессе длительной эксплуатации.

Представленная выше методика позволяет определять параметры дорожного покрытия и на основании полученных данных выявлять причины, приводящие к образованию колеи, и исследовать образование остаточной деформации асфальтобетонного покрытия в условиях интенсивного транспортного потока.

Литература

1. Котлярский, Э.В. Долговечность дорожных асфальтобетонных покрытий и факторы, способствующие разрушению структуры асфальтобетона в процессе эксплуатации [Текст] / Э.В. Котлярский, О.А. Воейко. – М.: Техполиграфцентр, 2007. – С. 71-75.

**Канищев А.Н.**

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, г. Воронеж  
Доктор технических наук, профессор

**Волков В.В.**

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, г. Воронеж  
Кандидат физико-математических наук, доцент

**Матвиенко Ф.В.**

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, г. Воронеж  
Ассистент

Тел.: 8-910-240-25-87, 8-901-993-91-15

E-mail: kotlac@yandex.ru, dortransnii@mail.ru

## Уважаемые коллеги!

В Орловском государственном техническом университете с 2004 г. ежеквартально издается научный журнал «Известия ОрелГТУ». Серия «Строительство. Транспорт», в котором Вы можете опубликовать свои статьи по широкому спектру проблем в следующих областях:

### Строительство

- эффективные архитектурно-конструктивные решения зданий и сооружений;
- энергосберегающие технологии в строительном комплексе;
- развитие теории расчета сооружений и элементов строительных конструкций, оснований и фундамента;
- вопросы безопасности зданий и сооружений.

### Транспорт

- современные технологии и технологическое оборудование, используемые для технического обслуживания, ремонта автомобилей и реновации их деталей;
- системный анализ, управление и обработка информации в транспортном комплексе;
- повышение эффективности эксплуатации автомобильного транспорта;
- проблемы качества энерго- и ресурсосбережения на автомобильном транспорте;
- экологическая безопасность транспортного комплекса.

Журнал открыт для рекламы, оплата – на договорной основе.

Объем статьи, как правило, не должен превышать 7 стр., рекламного объявления – не более 1 стр. Материал принимается в файловом виде: по электронной почте, на дискетах 3,5 дюйма или на CD-диске, выполненный в любом из текстовых редакторов Word, с приложением распечатки.

### ОБЯЗАТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ОФОРМЛЕНИЮ СТАТЬИ:

- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется страницами текста на листах формата А4 и содержит от 3 до 7 страниц (заполнение последней страницы – не менее 75 процентов; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию. Объем рекламного объявления не должен превышать 1 страницу).
- Статья предоставляется в 1 экземпляре на бумажном носителе и в электронном виде (по электронной почте или на любом электронном носителе).
- В одном сборнике может быть опубликована только **одна** статья **одного** автора, включая соавторство.
- Статьи должны быть набраны шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу иверху – 2 см.
- Название статьи, а также фамилии и инициалы авторов обязательно дублируются на английском языке.
- К статье прилагается перечень ключевых слов на русском и английском языке.
- В тексте статьи желательно:
  - не применять обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
  - не применять для одного и того же понятия различные научно-технические термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
  - не применять произвольные словообразования;
  - не применять сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими государственными стандартами.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

### ПОСТРОЕНИЕ СТАТЬИ

- УДК (сверху слева) с абзацным отступом.
- С пропуском одной строки – выровненные по центру страницы и набранные прописными буквами светлым шрифтом прямого начертания инициалы и фамилии авторов (ИВАНОВ И.И.).
- С пропуском одной строки – название статьи, набранное без абзацного отступа прописными буквами полужирным шрифтом 14 pt и расположенное по центру страницы.
- С пропуском одной строки – краткая (не более 10 строк) аннотация, набранная с абзацного отступа курсивным шрифтом 10 pt на русском языке.

• Краткая (не более 10 строк) аннотация, набранная с абзацного отступа курсивным шрифтом 10 pt на английском языке, отделенная от предыдущей аннотации полуторным интервалом.

• **Основной текст статьи.** Заголовки подразделов набирают с абзацным отступом полужирным шрифтом прописными буквами (размер 12 pt), выравнивание по левому краю. Заголовки и подзаголовки отделяют от основного текста полуторным интервалом сверху.

---

## Пример оформления

УДК 539.4:620.179

МАЛИНИН В.Г., МАЛИНИН В.В.

# ДВУХУРОВНЕВЫЙ СТРУКТУРНО-МЕХАНИЧЕСКИЙ ГРАДИЕНТНЫЙ КРИТЕРИЙ РАЗРУШЕНИЯ

*На основе системного подхода структурно-аналитической мезомеханики формулируется двухуровневый структурно-механический, градиентный критерий разрушения, позволяющий развить методики оценки параметров трещиностойкости и учитывающий влияние зон структурных концентраторов на прочность в окрестности макроконцентратора напряжений.*

*On the basis of the system approach structural - analytical mezomechanic it is formed two-level structural - mechanical gradiental criterion of the destruction, allowing to develop techniques of an estimation of parameters crack of resistance and taking into account influence of zones of structural concentrators on durability in a vicinity of the macroconcentrator of stresses.*

## ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

Прочностное состояние нагруженного твердого тела находится между хрупким и вязким, различие между которыми в механическом аспекте зависит от вида напряженно-деформированного состояния, истории нагружения, эволюции дефектной структуры и определяется соотношением энергетических затрат на обратимые и необратимые явления деформирования. В связи с этим возникает необходимость рассмотрения прочностного состояния материала в изделиях с макроконцентраторами с учетом влияния структурного состояния на микро- и мезомасштабном уровнях и влияния неоднородности макронапряженного состояния на локальные механические характеристики материала. Поставленную задачу можно решать в рамках градиентного подхода оценки локальной прочности в зоне концентрации напряжений, рассматривая состояние материала по двум критериям с непрерывным переходом из одного в другой.

---

## Таблицы, рисунки, формулы

• Все таблицы, рисунки и основные формулы, приведенные в тексте статьи, должны быть пронумерованы.

• **Формулы** следует набирать в редакторе формул Microsoft Equation 3.0 с размерами: обычный шрифт – 12 pt, крупный индекс – 10 pt, мелкий индекс – 8 pt. **Формулы, внедренные как изображение, не допускаются!** Русские и греческие буквы, а также обозначения тригонометрических функций, набираются прямым шрифтом, латинские буквы – курсивом.

• Формулы располагают по центру страницы и нумеруют (только те, на которые приводят ссылки); порядковый номер формулы обозначается арабскими цифрами в круглых скобках около правого поля страницы.

• В формулах в качестве символов следует применять обозначения, установленные соответствующими государственными стандартами. Описание начинается со слова «где» без двоеточия, без абзачного отступа; пояснение каждого символа дается с новой строки в той последовательности, в которой символы приведены в формуле. Единицы измерения даются в соответствии с Международной системой единиц СИ.

• Переносить формулы на следующую строку допускается только на знаках выполняемых операций, причем знак в начале следующей строки повторяют.

### **Пример оформления формулы в тексте**

$$q_1 = (\alpha - 1)^2 \left(1 + \frac{1}{2\alpha}\right) / d, \quad (11)$$

где  $\alpha = 1 + 2a/b$  – коэффициент концентрации напряжений;  $d = 2a$  – размер эллиптического отверстия вдоль опасного сечения.

• **Рисунки** и другие иллюстрации (чертежи, графики, схемы, диаграммы, фотоснимки) следует располагать непосредственно после текста, в котором они упоминаются впервые.

• Если рисунок небольшого размера, желательно его обтекание текстом.

• Подписи к рисункам выравнивают по ширине страницы, в конце подписи точка не ставится:

Рисунок 1 – Текст подписи

• Пояснительные данные набираются шрифтом прямого начертания 12 pt и ставят после наименования рисунка.

### **Пример оформления рисунка в тексте**

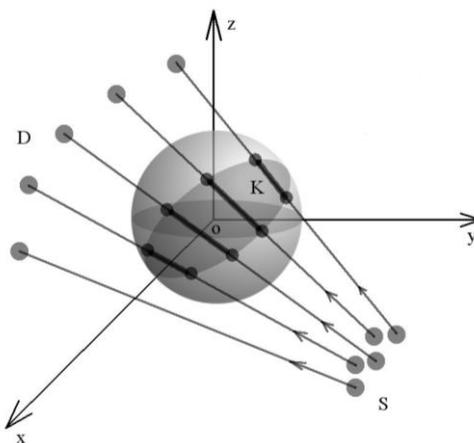


Рисунок 1 — Схема сканирования объекта:  $S$  – множество источников;  $D$  – множество детекторов;  $K$  – множество элементарных объемов тела, через которые прошел луч

• На все **таблицы** должны быть приведены ссылки в тексте, при ссылке следует писать слово «таблица» с указанием ее номера.

• Заголовки граф и строк таблицы пишутся с прописной буквы, а подзаголовки – со строчной, если они составляют одно предложение с заголовком, или с прописной буквы, если они имеют самостоятельное значение. В конце заголовков и подзаголовков таблиц точки не ставятся. Текст внутри таблицы в зависимости от объема размещаемого материала может быть набран шрифтом меньшего кегля, но не менее 10 pt. Текст в столбцах располагают от левого края либо центрируют.

- Слово «Таблица» размещается по левому краю, после него через тире располагается название таблицы:

Таблица 1 – Текст названия

- Если в конце страницы таблица прерывается и ее продолжение будет на следующей странице, нижнюю горизонтальную линию в первой части таблицы не проводят. При переносе части таблицы на другую страницу над ней пишут слово «Продолжение» и указывают номер таблицы: «Продолжение таблицы 1».

- Нумерация граф таблицы арабскими цифрами необходима только в тех случаях, когда в тексте документа имеются ссылки на них, при делении таблицы на части, а также при переносе части таблицы на следующую страницу.

### Примеры оформления таблиц в тексте

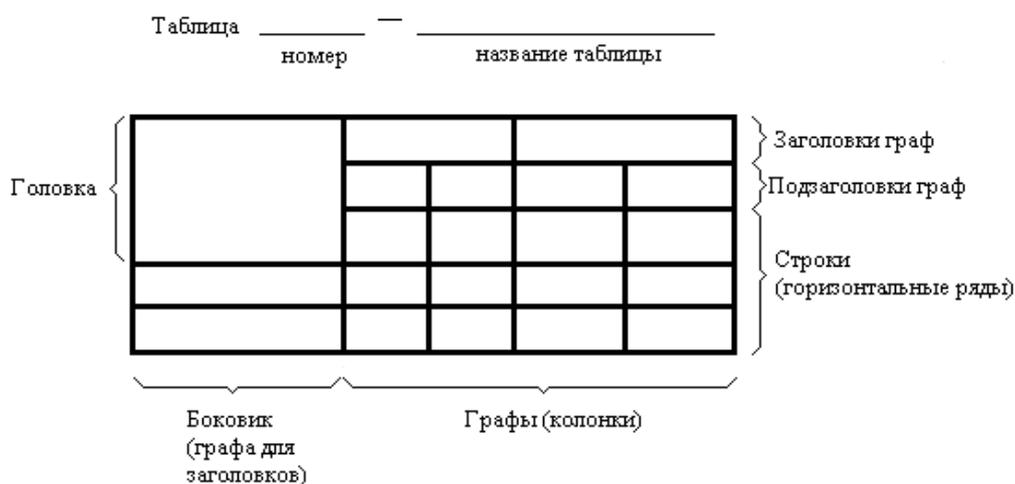


Таблица 1 – Название

Номинальный диаметр резьбы болта, винта, шпильки	Внутренний диаметр шайбы	Толщина шайбы					
		легкой		нормальной		тяжелой	
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>
2,0	2,1	0,5	0,8	0,5	0,5	-	-
2,5	2,6	0,6	0,8	0,6	0,6	-	-

### Список литературы

- Список литературы, набранный обычным шрифтом прямого начертания 12 pt, помещается в конце статьи. Заголовок «ЛИТЕРАТУРА» набирается полужирным шрифтом 12 pt прописными буквами с выравниванием по центру. Литературные ссылки оформляются по ГОСТ 7.1 2003.

### Пример оформления списка литературы

#### Литература

1. Валиев, Р.З. Наноструктурные материалы, полученные интенсивной пластической деформацией [Текст] / Р.З. Валиев, И.В. Александров. – М.: Логос, 2000. – 271с.

### **Сведения об авторах**

• В конце статьи приводятся набранные 10 pt сведения об авторах в такой последовательности: Фамилия, имя, отчество (полужирный шрифт); учреждение или организация, ученая степень, звание, должность, адрес, телефон, электронная почта (обычный шрифт).

### **Пример оформления сведений об авторах**

#### **Игорь Сергеевич Константинов**

Орловский государственный технический университет, г. Орел  
Доктор технических наук, зав. кафедрой «Информационные системы», профессор  
Тел. (4862) 40-96-14  
E-mail: konstantinov@ostu.ru

#### **Илья Валерьевич Бизин**

Орловский государственный технический университет, г. Орел  
Ассистент кафедры «Информационные системы»  
Тел. (4862) 43-26-19  
E-mail: bizin@yandex.ru

*Адрес редакции:*

Орловский государственный технический университет  
302020, г. Орел, Наугорское шоссе, 29  
8 (4862) 73-43-48  
[www.ostu.ru](http://www.ostu.ru)  
E-mail: [antc@ostu.ru](mailto:antc@ostu.ru)

Технический редактор С.В. Солопов  
Компьютерная верстка С.В. Солопов

Сдано в набор 01.09.2008 г.  
Подписано в печать 15.09.2008 г.  
Формат 60x88 1/8. Бумага офсетная. Печать офсетная.  
Усл. печ. л. 6,0.  
Тираж 500 экз.  
Заказ № \_\_\_\_\_

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической базе ОрелГТУ  
302030, г. Орел, ул. Московская, 65.