

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.

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.

Редакколлегия:

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 редакколлегии серии:

302020, Россия, г. Орел,
Наугорское шоссе, 29.
Редакколлегия 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-
щания 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

<i>Горшенин В.П. Методика обоснования проектного решения системы централизованного теплоснабжения (СЦТ).....</i>	2
<i>Колчунов В.И., Сафонов А.Г. Построение расчета железобетонных конструкций на кручение с изгибом.....</i>	7
<i>Леденёв В.В., Струлёв В.М., Азама Нилас. Осадка и несущая способность песчаного основания рамных фундаментов.....</i>	14
<i>Меркулов С.И., Дворников В.М., Татаренков А.И. Расчет усиленных внецентренно сжатых железобетонных конструкций с учетом специфических особенностей их работы.....</i>	18
<i>Поветкин С.В. Циклическая долговечность сортовой клееной древесины при изгибе.....</i>	24
<i>Скляднев А.И., Рогатовских Т.М. Совершенствование метода расчёта сжато-изогнутых перфорированных стержней с учётом пластических свойств стали. Сливец К.В. Экспериментальные и теоретические исследования работы гибкой подпорной стенки.....</i>	28
<i>Струлёв В.М., Черкашин А.Б. Несущая способность и осадка моделей фундаментов на армированном основании.....</i>	32
<i>Трецев А.А., Корнеев А.В. Модель деформирования титановых сплавов в процессе насыщения водородом.....</i>	39
<i>Турков А.В. Оценка степени податливости заделки балок по результатам динамических испытаний.....</i>	42
<i>Черныш А.С., Калачук Т.Г., Ашихмин П.С. Исследование работы сваи-инъектора в армированном геомассиве.....</i>	46
	49

Безопасность зданий и сооружений

<i>Кодыш Э.Н. Сохранение работоспособности каркасных многоэтажных зданий при запроектных воздействиях.....</i>	54
<i>Тур В.В., Марковский Д.М. Планирование количества испытаний при оценке надежности железобетонных конструкций.....</i>	57

Архитектура и градостроительство

<i>Михайленко Т.Г. О безопасности типовой застройки Курска начала XIX века.....</i>	66
---	----

Строительные технологии и материалы

<i>Ерофеев В.Т., Леснов В.В., Асташов М.А. Дисперсно-армированные каркасные бетоны.....</i>	70
<i>Кольцов П.М., Киселева О.А. О технологическом режиме модификации ламината..</i>	75

Автомобили, строительные машины, сервис и ремонт

<i>Анисимов П.В., Мевлидинов З.А., Егорин А.В. Особенности водного режима земляного полотна автомобильных дорог на деформированных участках дорожных одежд.....</i>	78
<i>Углова Е.В., Николенко Д.А., Коноров А.С. Методика оценки динамических перегрузок.....</i>	82

УДК 697.34: 697.4.003.1

В.П. ГОРШЕНИН

МЕТОДИКА ОБОСНОВАНИЯ ПРОЕКТНОГО РЕШЕНИЯ СИСТЕМЫ ЦЕНТРАЛИЗОВАННОГО ТЕПЛОСНАБЖЕНИЯ (СЦТ)

Показано, что процедура обоснования проектного решения СЦТ по своей сути сводится к анализу его экономической и энергетической эффективности. Предложена совокупность операций, позволяющая обосновать проектное решение СЦТ. Проанализированы показатели для оценки экономической и энергетической эффективности проектного решения СЦТ и ее отдельных элементов.

Задача обоснования проектного решения системы централизованного теплоснабжения (СЦТ) рассматривается нами как задача системного анализа и решается в рамках системного подхода [1]. В рамках данного подхода СЦТ рассматривается в виде системы, состоящей из двух основных циркуляционных колец и совокупности сопутствующих и промежуточных циркуляционных колец.

Первое основное циркуляционное кольцо представляет собой совокупность газопроводов котельной установки и замыкается на окружающую среду. Второе основное циркуляционное кольцо представляет собой расчетный контур тепловой сети.

Сопутствующие циркуляционные кольца представляют собой расчетный контур систем отопления, подсоединенных к тепловой сети по независимой схеме (через теплообменник).

Промежуточные (рядовые) циркуляционные кольца выделяются в рамках второго основного кольца, и в них замыкающими элементами являются зависимо подсоединенные системы отопления и теплообменники независимо подсоединенных систем отопления.

Обоснование проектного решения СЦТ проводится в рамках анализа его энергетической и экономической эффективности.

Повышение энергетической эффективности отдельных элементов СЦТ (котлов, тепловой сети, теплообменников, систем водяного отопления, зданий) направлено на снижение потребления и потерь ими энергетических ресурсов: топлива, тепловой и электрической энергии.

Снижение расхода энергетических ресурсов в СЦТ осуществляется за счет увеличения уровня теплосащиты зданий и теплопроводов тепловой сети, уменьшения конечного значения температуры и значения скорости движения теплоносителей и сопровождается ростом затрат материальных ресурсов (строительных и теплоизоляционных материалов, металла).

Минимизация суммарных затрат энергетических и материальных ресурсов на поддержание требуемого теплового состояния внутренней среды зданий и сооружений обеспечивается в рамках метода технико-экономической оптимизации путем решения соответствующих частных оптимизационных задач [2-5]. В результате решения этих задач определяются оптимальные значения сопротивлений теплопередачи R_{oi} непрозрачных участков наружных ограждений зданий и слоя изоляции теплопроводов тепловой сети, а также оптимальные значения перепада энтальпии ΔI_k и скорости движения v_k теплоносителей в циркуляционных кольцах системы теплоснабжения (k – номер циркуляционного кольца). Оптимизация мощности СЦТ обеспечивает экономически целесообразные размеры тепловой сети, что позволяет улучшить условия ее эксплуатации и качество ее ремонтов.

Поэтому оценка экономической эффективности проектного решения СЦТ должна проводиться при условии, что оно является оптимальным.

Обоснование проектного решения СЦТ осуществляется в четыре этапа:

- технико-экономическая оптимизация значений уровня теплозащиты зданий и теплопроводов тепловой сети, параметров состояния теплоносителей, циркулирующих в ее кольцах, а также значения ее мощности;
- оценка экономической эффективности проектного решения СЦТ в целом и ее отдельных элементов;
- оценка энергетической эффективности отдельных элементов и в целом СЦТ;
- оценка коммерческой привлекательности проекта с использованием дисконтированных экономических величин.

В качестве критерия оптимальности в задачах по определению оптимальных значений уровня теплозащиты зданий и теплопроводов тепловой сети, параметров состояния теплоносителей, циркулирующих в кольцах СЦТ, находит применение минимум такой величины как полные затраты π [6]:

$$\pi = K + T_3 C \text{ (руб.)}, \quad (1)$$

где K – капитальные вложения (единовременные затраты), представляющие собой стоимость основных фондов (зданий, котлов, теплообменного оборудования, трубопроводов и пр.), руб.; T_3 – срок службы (эксплуатации) системы теплоснабжения (ее отдельных элементов), год; C – средние за срок службы системы ежегодные эксплуатационные (текущие) затраты, руб./год; $C = (\sum C_k) / T_3$; C_k – ежегодные эксплуатационные (текущие) затраты за k -тый год, руб./год.

Определение оптимального значения мощности СЦТ проводится с использованием минимума такой величины как удельные полные затраты $\pi_{y\partial}$ [5]:

$$\pi_{y\partial} = S + E_3 K_q, \text{ руб. / (кВт}\cdot\text{ч)}, \quad (2)$$

где S – средняя за срок службы системы себестоимость тепловой энергии, руб./ (кВт ч); $S = (\sum S_k) / T_3$; S_k – себестоимость тепловой энергии за k -тый год, руб./ (кВт ч); $E_3 = 1 / T_3$; T_3 – то же, что и в выражении (1); K_q – удельные капитальные вложения, руб./ (кВт ч).

При анализе экономической эффективности проектного решения СЦТ в качестве «конечного результата» рассматриваются такие величины как сумма реализации R_Σ тепловой энергии, прибыль m_Σ и полный доход D_π за её срок службы T_3 [6, 7]:

$$R_\Sigma = \sum R_k, \text{ руб.}; m_\Sigma = R_\Sigma - C_\Sigma, \text{ руб.}; D_\pi = T_3 R - \pi = T_3 (R - C) - K = T_3 m - K = m_\Sigma - K, \text{ руб.}, \quad (3)-(5)$$

где R_k – сумма реализации тепловой энергии в k -том году, руб./год; $C_\Sigma = \sum C_k$; π , K , T_3 , C , C_k – то же, что и в выражении (1); R – средняя за срок службы системы годовая сумма реализации тепловой энергии, $R = (\sum R_k) / T_3$; m – средняя за срок службы системы годовая прибыль, руб./год; $m = (\sum m_k) / T_3$; m_k – прибыль за k -тый год, руб./год.

Оценка экономической эффективности проектного решения СЦТ и её элементов проводится с позиций двух разных подходов.

Учитывая, что СЦТ в целом является источником прибыли, то оценка эффективности её проектного решения осуществляется с использованием абсолютных экономических показателей. К этим показателям относятся [6, 7]:

- абсолютный срок окупаемости капитальных вложений за счет прибыли:

$$T_a = K / m; \quad (6)$$

- рентабельность капитальных вложений:

$$r_k = m / K = 1 / T_a; \quad (7)$$

- приведенный доход:

$$D = T_{n(a)} m - K, \text{ руб.} (D^* = m - r_n K, \text{ руб./год}); \quad (8)$$

- индекс приведенной доходности:

$$ИД = T_{n(a)} m / K = T_{n(a)} r_k = r_k / r_n = T_{n(a)} / T_a, \quad (9)$$

где m , K – то же, что и в выражении (5); $T_{n(a)}$ – нормативный абсолютный (общий) срок окупаемости капиталовложений, год; r_n – нормативная рентабельность капиталовложений; $r_n = 1 / T_{n(a)}$.

Экономическая эффективность проектного решения СЦТ (капитальных вложений в СЦТ) определяется с использованием соотношений [6, 7]:

$$T_a \leq T_{n(a)}; r_k \geq r_n; D \geq 0 (D^* \geq 0); ИД \geq 1. \quad (10)-(13)$$

В связи с тем, что отдельные элементы СЦТ сами по себе не являются источниками прибыли, то экономическая эффективность их проектных решений устанавливается на осно-

ве сравнительного анализа. В этом случае выбирается базовое (эталонное) решение исследуемого элемента, с которым сравнивается предлагаемое проектное решение.

Предварительное сопоставление решений объекта проводится с использованием таких известных экономических величин как полные затраты π и экономический эффект \mathcal{E}_π по полным затратам [6] на основе соотношений:

$$\pi_2 \leq \pi_1; \quad (14)$$

$$\mathcal{E}_\pi = (\pi_1 - \pi_2) = T_3 \Delta C - \Delta K \geq 0, \quad (15)$$

где π , T_3 – то же, что и в формуле (1); ΔK – дополнительные капиталовложения в предлагаемое решение объекта; ΔC – экономия текущих затрат; индексы «1» и «2» относятся, соответственно, к базовому и предлагаемому (проектному) решениям элемента (объекта).

Для оценки экономической эффективности дополнительных капитальных вложений в предлагаемое решение рассматриваемого элемента СЦТ находят применение известные величины [7]:

– сравнительный срок окупаемости дополнительных капитальных вложений:

$$T_o = \Delta K / \Delta C; \quad (16)$$

– приведенные затраты:

$$P = K + T_n C, \text{ руб.}, \quad (17)$$

где ΔK , ΔC – то же, что и в формуле (15); K , C – то же, что и в формуле (1); T_n – нормативный срок окупаемости дополнительных капиталовложений, год.

Экономическая эффективность дополнительных капитальных вложений в предлагаемое решение рассматриваемого элемента СЦТ выявляется на основе известных соотношений [7]:

$$T_o \leq T_n; \quad (18)$$

$$P_2 \leq P_1, \quad (19)$$

где T_n – то же, что и в выражении (17).

Применительно к СЦТ для выявления наиболее эффективного варианта её решения из двух рассматриваемых вариантов (наряду с неравенствами (18) и (19)) может быть использовано также следующее соотношение [6]:

$$D_1 \leq D_2, \quad (20)$$

где D – то же, что и по выражению (8).

Оценка энергетической эффективности котлов осуществляется с использованием коэффициента полезного действия (КПД):

$$\eta_k = Q_{ис1} / Q_{рп1}, \quad (21)$$

где $Q_{ис1}$ – полезно использованный тепловой поток, т.е. тепловой поток, затраченный на нагрев воды в котле, Вт; $Q_{рп1}$ – располагаемый тепловой поток топлива, т.е. тепловой поток, выделившийся при сгорании топлива в топке котла, Вт.

Для оценки энергетической эффективности процесса транспортирования теплоносителя находят применение коэффициент эффективного функционирования тепловой сети (КЭФ) [8]:

$$\eta_{тс} = Q_n / Q_{рп2} = (1 - \beta_{0y})(1 - \beta_{0т}), \quad (22)$$

где Q_n – тепловой поток, подводимый к инженерным системам (индивидуальным тепловым пунктам) зданий и ими потребляемый, Вт; $Q_{рп2}$ – располагаемый тепловой поток, т.е. тепловой поток, отпущенный котельной в тепловую сеть, Вт; β_{0y} – доля теплоносителя, теряемого в тепловой сети; по определению $\beta_{0y} = G_c / G_2$; $\beta_{0т}$ – доля теплоты, теряемой тепловой сетью путем теплопередачи; по определению $\beta_{0т} = (\Delta t_r + \Delta t_o) / (t_r^* - t_o^*)$; G_c – количество теплоносителя, теряемого в тепловой сети, кг/с; G_2 – расход теплоносителя, поступающего из котельной в подающую магистраль тепловой сети, кг/с; t_r^* , t_o^* – значения температуры теплоносителя, соответственно, на входе в подающую магистраль и на выходе из обратной магистрали тепловой сети, °С; Δt_r , Δt_o – перепады температуры теплоносителя, соответственно, в подающей и обратной магистралях, °С.

Оценку энергетической эффективности теплообменников и систем водяного отопления представляется возможным проводить с помощью коэффициента полезного использования тепловой энергии (КПИ) [8]:

$$\eta_{то} = Q_{ис} \eta / Q_{пд} = (1 - ((t_{2r} - t_s) / (t_{1r} - t_s))) \eta, \quad (23)$$

где $Q_{ис}$ – полезно использованный тепловой поток, т.е. тепловой поток, переданный греющим теплоносителем нагреваемому, Вт; $Q_{ис}=Q_{пл}-Q_{ов}$; $Q_{пл}$, $Q_{ов}$ – тепловые потоки, соответственно, подведенный и отведенный, Вт; $t_{1г}$, $t_{2г}$ – соответственно, начальные и конечные значения температур греющих теплоносителей, циркулирующих через теплообменники и системы водяного отопления, °C; t_s – значение температуры, принимаемой за «ноль отсчета»; применительно к теплообменнику с движением теплоносителя по схеме «прямоток» t_s – это конечное значение температуры нагреваемого (холодного) теплоносителя ($t_s=t_{2г}$); применительно к теплообменнику с движением теплоносителя по схеме «противоток» t_s – это начальное значение температуры нагреваемого (холодного) теплоносителя ($t_{sk}=t_{1г}$); применительно к системе водяного отопления t_s – это значение температуры внутреннего воздуха в помещениях здания ($t_s=t_{в}$); η – коэффициент, учитывающий теплотери теплообменного аппарата в окружающую среду; применительно к системе водяного отопления $\eta=1$.

Формула (23) применительно к котлу принимает вид [8]:

$$\eta_k = (1 - ((I_{yx} - I_B) / (I_{1г} - I_B))) \eta^* \quad (24)$$

где η_k – то же, что и по выражению (21); $I_{1г}$, I_{yx} , I_B – энтальпия, соответственно, продуктов сгорания в факеле уходящих продуктов сгорания и наружного воздуха, Дж/кг; η^* – коэффициент, учитывающий теплотери котла; $\eta^* = 1 - (q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$; q_3 , q_4 , q_5 , q_6 – доли потерь теплоты, соответственно, с химическим и механическим недожогами от наружного охлаждения корпуса котла с удаляемыми шлаками.

Оценка энергетической эффективности зданий и сооружений, как потребителей тепловой энергии, осуществляется с использованием такого известного показателя как удельный годовой расход теплоты на отопление (q_o , Вт·ч/(м³·год)) и проводится в рамках сравнительного анализа.

Для оценки эффективности использования теплоты в отдельном здании принимается такой показатель как коэффициент эффективного использования теплоты в здании $\eta_{зд}$ (КИТ) [8]:

$$\eta_{зд} = Q_o / Q_o^* = (1 - \beta_{и}) / (1 - \beta_i) \quad \text{или} \quad \eta_{зд} = Q_o / Q_o^* = (t_{в} - t_{н}) / (t_{в}^* - t_{н}), \quad (25)-(26)$$

где Q_o , Q_o^* – значения теплового потока, подаваемого системой отопления в объем здания, соответственно, расчетное и текущее (завышенное), Вт; $\beta_{и}$ – доля расхода теплоносителя, избыточного по сравнению с расчетным расходом; по определению $\beta_{и} = G_{и} / G_s$; G_s , G_p , $G_{и}$ – расход теплоносителя, соответственно, текущий (общий), расчетный и избыточный, кг/с; $G_s = G_p + G_{и}$; $\beta_i = \Delta t / (t_{1г} - t_{2г})$; Δt – добавка, учитывающая повышение конечного значения температуры теплоносителя в результате увеличения его расхода в системе отопления, °C; $t_{1г}$, $t_{2г}$ – соответственно, начальное и конечное значения температуры теплоносителя в системе водяного отопления, °C; $t_{в}$, $t_{в}^*$ – соответственно, нормативное и наблюдаемое (завышенное) значение температуры внутреннего воздуха, °C; $t_{н}$ – температура наружного воздуха в рассматриваемый период времени, °C.

Для оценки энергетической эффективности СЦТ в целом находит применение коэффициент эффективного функционирования системы теплоснабжения (КЭФ) [8]:

$$\eta_{тсн} = Q_{рч} / Q_{рп2} = (1 - \beta_{0у} - \beta_{0г}) (1 - \beta_{0и}), \quad (27)$$

где $Q_{рч}$ – тепловой поток, необходимый для подачи потребителям в соответствии с расчетом, Вт; $Q_{рп2}$, $\beta_{0у}$, $\beta_{0г}$ – то же, что и в выражении (22); $\beta_{0и}$ – доля теплоносителя, избыточного в тепловой сети; по определению $\beta_{0и} = G_{из} / G_2$; $G_{из}$ – избыточный расход теплоносителя в системе теплоснабжения, кг/с; G_2 – то же, что и применительно к выражению (22).

Необходимым условием сопоставимости вариантов решения СЦТ является требование их разработки для одной и той же обслуживаемой территории.

Отдельные варианты решения того или иного элемента СЦТ должны сопоставляться при условии, что они одинаковой тепловой мощности.

Рекомендуемое к внедрению решение СЦТ оценивается затем с точки зрения его коммерческой привлекательности. В условиях рыночной экономики оценка коммерческой привлекательности проекта осуществляется с использованием таких известных показателей как чистый дисконтированный доход (ЧДД), индекс доходности (ИД), внутренняя норма до-

ходности (ВНД), срок окупаемости ($T_{a(d)}$) [9]. Отмеченные показатели могут быть записаны следующим образом [6]:

$$- \text{чистый дисконтированный доход: ЧДД} = m_d - K_d; \quad (28)$$

$$- \text{индекс доходности: ИД} = m_d / K_d; \quad (29)$$

- внутренняя норма доходности, определяемая как положительный корень уравнения (принимая, что $p = p_{вн}$): $m_d - K_d = 0$; (30)

- дисконтированный абсолютный срок окупаемости $T_{a(d)}$ капиталовложений за счет прибыли, определяемый в результате решения уравнения: $\sum_{k=1}^{k=x} m_{k(d)} - K_d = 0$, (31)

где $m_d = \sum_{k=m}^{k=n} (m_k q_k)$; $K_d = \sum_{k=1}^{k=m} (K_k q_k)$; $q_k = (1+p)^{-k}$; m_d – дисконтированная суммарная прибыль, т.е. при-

быль за весь срок службы T_3 объекта, приведенная к году ввода и освоения объекта, руб.; K_d – дисконтированные суммарные капиталовложения (инвестиции), т.е. суммарные капиталовложения, приведенные к началу инвестиционного периода, руб.; K_k – капиталовложения (инвестиции) в k -том году, руб./год; m_k – то же, что и в выражении (5); $m_{k(d)}$ – дисконтированная прибыль за k -тый год, руб./год; $m_{k(d)} = m_k q_k$; k – порядковый номер года инвестиционного периода; $k=1, 2, \dots, m, \dots, n$; m – год ввода и освоения объекта; n – последний год службы объекта (инвестиционного проекта); $n-m=T_3$; $x \equiv T_{a(d)}$; q_k – дисконтирующий множитель; p – норма дисконта, представляющая собой приемлемую для инвестора норму денежного дохода на капитал и принимается равной банковской процентной ставке по вкладам [7]; $p_{вн}$ – внутренняя норма доходности (неизвестная банковская процентная ставка, при которой поток наличности равен нулю).

Литература

1. Блауберг, И.В. Становление и сущность системного подхода [Текст] / И.В. Блауберг, Э.Г. Юдин. – М.: Наука, 1973. – 270 с.
2. Горшенин, В.П. Совершенствование метода оптимизации толщины непрозрачных элементов ограждения зданий и сооружений [Текст] / В.П. Горшенин // Строительные материалы, 2003. – №11. – С. 52-54.
3. Горшенин, В.П. Оптимизация теплового режима зданий и сооружений [Текст] / В.П. Горшенин // Известия вузов. Строительство, 2005. – №3. – С. 71-73.
4. Горшенин, В.П. Оптимизация параметров состояния теплоносителя в тепловых сетях [Текст] / В.П. Горшенин // Энерго- и ресурсосбережение – XXI век: Материалы четвертой международной научно-практической интернет-конференции. – Орел: ОрелГТУ, 2006. – С. 40-44.
5. Горшенин, В.П. Оптимизация мощности системы централизованного теплоснабжения [Текст] / В.П. Горшенин // Энерго- и ресурсосбережение – XXI век: Материалы четвертой международной научно-практической интернет-конференции. – Орел: ОрелГТУ, 2006. – С. 38-40.
6. Горшенин, В.П. Техничко-экономическое обоснование проектного решения системы централизованного теплоснабжения // Известия вузов. Строительство, 2006. – №5. – С. 51-55.
7. Экономика предприятий энергетического комплекса: Учебник для вузов / В.С. Самсонов, М.А. Вяткин. – М.: Высшая школа, 2001. – 416 с.
8. Горшенин, В.П. Обоснование показателей оценки энергетической эффективности элементов системы теплоснабжения [Текст] / В.П. Горшенин // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт», 2008 (январь – март). – №1/17 (542). – С. 7–12.
9. Методические рекомендации по оценке эффективности инвестиционных проектов: Вторая редакция / Под ред. В.В. Косова, В.Н. Лившица, А.Г. Шахназарова. – М.: ОАО «НПО», изд-во «Экономика», 2000. – 421 с.

Горшенин В.П.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Кандидат технических наук, старший научный сотрудник
Тел. 8 (4862) 43-26-30
E-mail: gorchnin@list.ru

ПОСТРОЕНИЕ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА КРУЧЕНИЕ С ИЗГИБОМ

При действии крутящих моментов в железобетонном элементе образуется спиральная трещина, которая в пределах трех граней элемента вместе с замыкающей ее сжатой зоной по четвертой грани образует пространственное сечение. При этом возможны три схемы расположения сжатой зоны: у верхней грани элемента, сжатой от изгиба (схема I), у боковой грани элемента, параллельной плоскости изгиба (схема III), у нижней грани элемента, растянутой от изгиба (схема II, рисунок 1).

Неудачно составленные уравнения равновесия моментов всех внутренних и внешних сил применительно к плоскости, параллельной к линии, ограничивающей сжатую зону пространственного сечения, относительно оси перпендикулярной этой плоскости, привели к весьма громоздким формулам в действующих нормах [1]. Несмотря на это нормы не учитывают влияния сложного напряжённого состояния на величину предельных напряжений в сжатом бетоне – R_b . В результате была утеряна не только инженерная обозримость решения, но и его необходимая точность.

В статье [2] сделан заметный шаг вперёд – уравнение равновесия для рассматриваемой задачи записывается применительно к поперечной и продольной вертикальным плоскостям, что значительно упрощает расчетные формулы по сравнению с нормативными; учитываются осевые усилия в поперечной арматуре, расположенной у боковых граней элемента (в нормах же учитываются только усилия в арматуре, расположенной у грани, противоположной той, у которой находится сжатая зона). Однако используемые здесь уравнения деформирования пространственного сечения и замена этого сечения упрощённым диагональным не находят подтверждения в целом ряде экспериментов. Принятие продольных напряжений в бетоне сжатой зоны, равных R_b , не имеет соответствующего обоснования для сложного напряженного состояния этой зоны и т.п.

Ниже приводится способ расчета, лишенный отмеченных недостатков.

Расчётные предпосылки:

– образование пространственной трещины на нижней грани железобетонного элемента происходит перпендикулярно к направлению главных деформаций удлинения бетона, а расположение конца фронта пространственной трещины у сжатой грани железобетонного элемента совпадает с направлением главных деформаций укорочения бетона. Таким образом, пространственная трещина имеет спиралеобразную форму с тремя возможными схемами расположения сжатой зоны (см. рис. 1);

– в качестве расчетной принимается схема, состоящая из приопорного блока (образуемого пространственной трещиной и вертикальным сечением, проходящим через конец фронта этой трещины в сжатом бетоне) и второго блока, образуемого вертикальным сечением, проходящим перпендикулярно продольной оси железобетонного элемента по краю пространственной трещины (рис. 2);

– в качестве расчетных усилий в пространственном сечении учитываются: нормальные и касательные усилия в бетоне сжатой зоны; осевые и “нагельные” усилия в арматуре, расположенной у грани, противоположной той, у которой находится сжатая зона; осевые и “нагельные” усилия в поперечной арматуре, расположенной у боковых граней железобетонного элемента;

– для средних фибровых деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры в сечении I-I считается справедливой гипотеза их пропорциональности высотам сжатой и растянутой зон сечения;

– связь между интенсивностью деформаций ε_i и интенсивностью напряжений σ_i бетона принимается в виде криволинейной диаграммы (для практических расчетов криволинейная эпюра сжимающих напряжений заменяется на прямоугольную над пространственной трещиной и треугольную под ней);

– исчерпание несущей способности над опасной пространственной трещиной происходит из-за достижения интенсивностью деформаций укорочения бетона своих предельных значений $\varepsilon_{i,u}$.

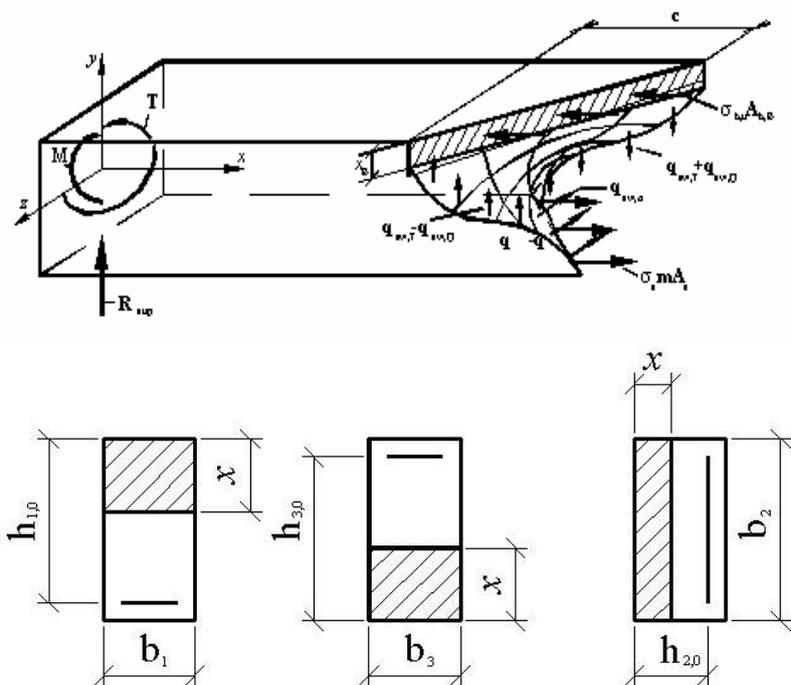


Рисунок 1 – Усилия в пространственном сечении (а) и схемы (I, III, II) расположения сжатой зоны (б-з) в железобетонном элементе при изгибе с кручением

При решении прямой инженерной задачи (определения несущей способности железобетонного элемента между внешними воздействиями) всегда задано их соотношение ($Q:M:T$). Таким образом, определив одно из них, например, опорную реакцию R_{sup} , легко отыскиваются остальные воздействия, например, M и T . Здесь не следует упускать из виду то, что если какое-то из внешних воздействий явно превосходит остальные, то именно оно должно приниматься в качестве неизвестного. В противном случае может оказаться, что из заданного соотношения это усилие будет больше чем предельно допустимое для обеспечения равновесия с внутренними усилиями. Отмеченное становится особенно актуальным при переходе от первой схемы разрушения ко второй – для второй схемы вместо R_{sup} в качестве неизвестного следует принимать T_u .

Из условий равновесия в сечении I-I и в пространственном сечении отыскиваются следующие расчетные параметры (рис. 2 а): предельная опорная реакция R_{sup} ; высота сжатой зоны x в сечении I-I; напряжения в продольной арматуре σ_s в месте пересечения её пространственной трещиной; высота сжатой зоны бетона x_b в вертикальной плоскости, проходящей через конец фронта пространственной трещины; погонное усилие в поперечной арматуре, расположенной у боковых граней пространственного сечения $q_{sw,Q}$, вызываемое поперечной силой; погонное усилие в поперечной арматуре, расположенной у боковых граней пространственного сечения $q_{sw,T}$, вызываемое крутящим моментом; погонное усилие в поперечной арматуре, расположенной у нижней грани пространственного сечения $q_{sw,\sigma}$, вызываемое крутящим моментом.

Для построения расчётных уравнений отделим от железобетонного элемента с помощью метода сечений два блока (см. рис. 2 а). Первый блок отделяем поперечным сечением I-

I, проходящим в конце пространственной трещины. Этот блок находится в равновесии под действием внешних усилий, приложенных к блоку со стороны опоры, и внутренних усилий, возникающих в месте проведения сечения.

Тогда из уравнения равновесия моментов внутренних и внешних сил в этом сечении относительно оси z , проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне ($\sum M_b=0$), получим:

$$\sigma_{s,I} m A_{s,I} [h_0 - \varphi_y(x_b, x) \chi x] - M - R_{sup} a = 0. \quad (1)$$

Здесь φ_y, x_b, x – статико-геометрический параметр, учитывающий расположение центра тяжести сжатой зоны бетона в сечении I-I (на участке x_b эпюра сжимающих напряжений прямоугольная, на участке $x-x_b$ – треугольная); R_{sup} – опорная реакция в первом блоке (см. рис. 2) в момент исчерпания несущей способности железобетонного элемента; a – расстояние по горизонтали от опоры до сечения I-I.

Из этого уравнения отыскивается неизвестное R_{sup} .

Из уравнения равновесия проекций всех сил, действующих в сечении I-I на ось x , находим высоту сжатой зоны бетона x в этом сечении ($\sum X=0$):

$$\sigma_{b,u} \chi \varphi_{np}(\sigma_i, \varepsilon_i) \chi \varphi_\alpha(c) \chi \varphi_{y,I}(x_b, x) \chi b \chi x - \sigma_{s,I} m A_{s,I} = 0. \quad (2)$$

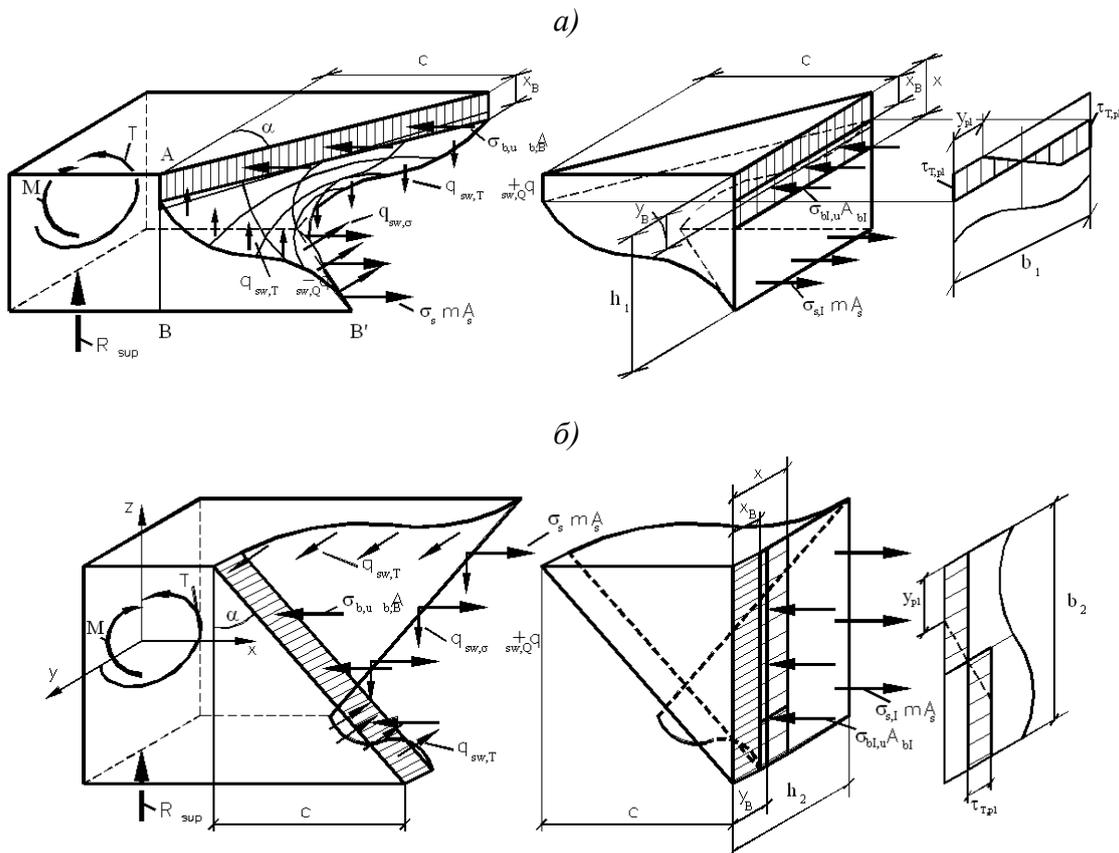


Рисунок 2 – К построению расчётной схемы железобетонного элемента при совместном действии изгибающего момента, крутящего момента и поперечной силы: а – схема 1; б – схема 2

Здесь $\varphi_{np} \sigma_i, \varepsilon_i$ – параметр, учитывающий проецирование диаграммы $\sigma_i-\varepsilon_i$ на направление перпендикулярное плоскости k ; φ_α – параметр, учитывающий проецирование составляющих напряжений в плоскости k на плоскость I-I перпендикулярную продольной оси железобетонного элемента; $\varphi_{y,I} x_b, x$ – параметр, равный с точностью до числового коэффициента параметру $\varphi_y x_b, x$.

Из уравнения равновесия моментов внутренних и внешних сил, действующих в сечении I-I относительно оси, перпендикулярной к этому сечению и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне ($T_b=0$), получим:

$$2\chi 0,5\tau_{T,u} \chi \frac{b}{2} \chi \frac{2}{3} \chi \frac{b}{2} \chi x - T = 0. \quad (3)$$

Здесь $\tau_{T,u}$ – касательное напряжение кручения в сжатом бетоне, определяемое проецированием диаграммы $\sigma_i-\varepsilon_i$ на плоскость $\tau-\gamma$ и на плоскость I-I и распределяемое пропорционально отношению $Q:T$.

Из этого уравнения определяем неизвестное T_u , а если T_u задано через соотношение $R_{sup}:T$ или при рассмотрении второй группы предельных состояний, то уравнение используется для определения τ_T . При этом проверяется условие:

$$\tau_{T,u} \leq \tau_{T,pl}. \quad (4)$$

Здесь $\tau_{T,pl}$ – касательное напряжение кручения в сжатом бетоне (с учетом отношения $Q:T$), соответствующее максимальному на диаграмме $\sigma_i-\varepsilon_i$.

Если условие (4) не выполняется, тогда $\tau_{T,u}$ полагается равным $\tau_{T,pl}$, а из преобразованного уравнения (3) отыскивается параметр y_{pl} (рис. 2 а):

$$2\chi [\tau_{T,pl} \chi y_{pl} \ b/2 - 0.5y_{pl} \ + 0,5\tau_{T,pl}(b/2 - y_{pl})2/3 \ b/2 - y_{pl} \] \chi x - T = 0. \quad (5)$$

Из гипотезы пропорциональности продольных деформаций находим:

$$\sigma_{s,I} = \frac{\sigma_{b,u} \chi E_s(\lambda)}{E_b(\lambda)} \chi \frac{h_0 - x}{x}. \quad (6)$$

При этом необходима проверка условия:

$$\sigma_{s,I} \leq R_s. \quad (7)$$

Если условие (7) не выполняется, то $\sigma_{s,i}$ полагается равным R_s , а условие (6) используется для проверки случая разрушения от разрыва продольной арматуры. При этом $\varepsilon_{s,u}$ полагается равным равномерному удлинению арматуры, т.е. не более 1...2%.

Второй пропорный блок отделяем от железобетонного элемента пространственным сечением, образуемым спиралеобразной трещиной и вертикальным сечением, проходящим по сжатой зоне бетона через конец фронта пространственной трещины.

Равновесие этого блока обеспечивается выполнением следующих условий.

Сумма моментов всех внутренних и внешних сил, действующих в вертикальной продольной плоскости относительно оси z , проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне, равна нулю ($\sum M_b=0$, блок II):

$$\sigma_s m A_s (h_0 - 0,5x_b) - M - R_{sup} \chi a_m = 0. \quad (8)$$

Здесь a_m – расстояние по горизонтали от опоры до центра тяжести сжатой зоны бетона в сечении k .

Следует заметить, что в этом уравнении моменты $q_{sw,T} \frac{c^2}{8}$, возникающие на боковых гранях от продольных усилий в поперечной арматуре, взаимно уравновешиваются относительно точки B . Это же следует отнести к моментам, вызываемым ”нагельными” составляющими в продольной арматуре.

Из уравнения (8) определяется неизвестное σ_s .

Сумма проекций всех сил, действующих в пространственном сечении на ось x , равна нулю ($\sum X=0$, блок II):

$$\sigma_{b,u} \varphi_{np}(\sigma_i, \varepsilon_i) \chi \varphi_\alpha(c) \chi x_b \chi \sqrt{c^2 + b^2} - \sigma_s m A_s - 2q_{2sw} \chi \sqrt{(h_0 - x_b)^2 + c^2} = 0. \quad (9)$$

Здесь φ_α c – параметр, равный с точностью до числового коэффициента параметру φ_α ; q_{2sw} – погонное ”нагельное” усилие в хомутах, возникающее на боковых гранях железобетонного элемента (на рис. 2 а условно не показано).

Из уравнения (9) отыскивается неизвестное x_b .

Сумма проекций всех сил, действующих в пространственном сечении на ось y равна нулю ($\sum Y=0$, блок II):

$$-\tau_{Q,u} \chi \sqrt{b^2 + c^2} \chi x_b - 2q_{sw,Q} \chi \sqrt{(h_0 - x_b)^2 + c^2} - Q_s + R_{sup} = 0. \quad (10)$$

Здесь $\tau_{Q,u}$ – касательное напряжение в сжатом бетоне, определяемое проецированием диаграммы σ_ϵ на плоскость $\tau - \gamma$ (с учетом распределения пропорционально отношению $Q:T$) и проецированием составляющих напряжений плоскости k на плоскость, перпендикулярную продольной оси железобетонного элемента; $q_{sw,Q}$ – погонное усилие в хомутах, возникающее на боковых гранях железобетонного элемента от поперечной силы Q (рис. 2 а); Q_s – ”нагельные” усилия в продольной арматуре (на рис. 2 а условно не показано).

Из уравнения (10) отыскивается неизвестное $q_{sw,Q}$.

Сумма моментов всех внутренних и внешних сил в вертикальной поперечной плоскости относительно оси x , проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне, равна нулю ($\sum T_b=0$, блок II):

$$q_{sw,\sigma} \sqrt{c^2 + b^2} \chi (h_0 - 0,5x_b) - 2q_{sw,T} \chi b/2 \chi \sqrt{(h_0 - x_b)^2 + c^2} - 2\tau_{T,u} \omega \chi b/2 \chi x_b - T = 0. \quad (11)$$

Здесь $\tau_{T,u}$ – касательное напряжение, вызванное кручением в сжатом бетоне, определяемое проецированием диаграммы σ_ϵ на плоскость $\tau - \gamma$ (с учетом распределения пропорционально отношению $Q:T$) и проецированием составляющих напряжений плоскости k на плоскость, перпендикулярную продольной оси железобетонного элемента; ω – коэффициент наполнения эпюры касательных напряжений кручения в сжатом бетоне; $q_{sw,T}$ – погонное усилие в хомутах, возникающее на боковых гранях железобетонного элемента от крутящего момента T ; $q_{sw,\sigma}$ – погонное усилие в хомутах, возникающее на нижней грани железобетонного элемента от крутящего момента T (рис. 2 а).

Из уравнения (11) отыскивается неизвестное $q_{sw,T}$.

Сумма проекций всех сил, действующих в пространственном сечении на ось z , равна нулю ($\sum Z=0$, блок II):

$$q_{sw,\sigma} \chi \sqrt{c^2 + b^2} + \sigma_{b,u} \chi \varphi_{np}(\sigma_\epsilon, \epsilon_\epsilon) \chi \varphi_{\alpha I}(c) \chi x_b \chi \sqrt{c^2 + b^2} - \tau_{T,u} \chi x_b (\sqrt{c^2 + b^2}) = 0. \quad (12)$$

Здесь $\varphi_{\alpha I}$ – параметр, учитывающий проецирование составляющих напряжений в плоскости k на плоскость, параллельную продольной оси железобетонного элемента, и равный с точностью до числового коэффициента параметру φ_α .

Из уравнения (12) отыскивается неизвестное $q_{sw,\sigma}$.

Вторая схема реализуется при сопротивлении железобетонных элементов, подверженных совместному воздействию крутящих моментов и поперечных сил.

Из уравнения равновесия проекций всех сил, действующих в сечении I-I на ось x , находим высоту сжатой зоны бетона x в этом сечении. Уравнение принимает вид (2), в которое вместо $\varphi_{y,I} x_b, x$ следует вставить $\varphi_{y,2} x_b, x$, которое с точностью до числового коэффициента совпадает с $\varphi_{y,I} x_b, x$.

Из уравнения равновесия моментов внутренних и внешних сил, действующих в сечении I-I относительно оси, перпендикулярной к этому сечению и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне, определяем неизвестное T_u , а если T_u задано через соотношение $R_{sup}:T$ или при рассмотрении второй группы предельных состояний, то уравнение используется для определения τ_T . Уравнение совпадает с уравнением (3). При этом проверяется условие (4). Если условие (4) не выполняется, тогда $\tau_{T,u}$ полагается равным $\tau_{T,pl}$, а

из преобразованного уравнения (3) отыскивается параметр y_{pl} (см. уравнение (5) и рис. 2 б). Следует заметить, что для схемы II эпюра $\tau_{T,u}$, как правило, близка к прямоугольной.

Из гипотезы пропорциональности продольных деформаций (уравнение аналогично (6)) находим $\sigma_{s,I}$. При этом необходима проверка условия (7). Если условие (7) не выполняется, то $\sigma_{s,I}$ полагается равным R_s , а условие (6) используется для проверки случая разрушения от разрыва продольной арматуры. При этом $\varepsilon_{s,u}$ полагается равным равномерному удлинению арматуры, т.е. не более 1...2%.

Равновесие второго приопорного блока, отделённого от железобетонного элемента пространственным сечением, обеспечивается выполнением следующих условий.

Сумма моментов всех внутренних и внешних сил, действующих в вертикальной продольной плоскости относительно оси z , проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне равна нулю ($\sum M_b=0$, блок II). Уравнение совпадает с уравнением (8). Следует заметить, что в этом уравнении моменты $q_{sw,T} \frac{c^2}{8}$, возникающие на боковых гранях от продольных усилий в поперечной арматуре, взаимно уравновешиваются относительно точки B . Это же следует отнести и к моментам, вызываемым "нагельными" составляющими в продольной арматуре. Из уравнения (8) определяется неизвестное σ_s .

Сумма проекций всех сил, действующих в пространственном сечении на ось x равна нулю ($\sum X=0$, блок II). Уравнение совпадает с уравнением (9). Из этого уравнения отыскивается неизвестное x_b .

Сумма моментов всех внутренних и внешних сил в вертикальной поперечной плоскости относительно оси x , проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне, равна нулю ($\sum T_b=0$, блок II):

$$q_{sw,\sigma} + q_{sw,Q} \sqrt{c^2 + b^2} \varphi(h_0 - 0,5 \varphi x_b) - 2q_{sw,T} \sqrt{(h_0 - x_b)^2 + c^2} - 2\tau_{T,u} \omega \varphi x_b - T = 0. \quad (13)$$

Из уравнения (13) отыскивается неизвестное $q_{sw,T}$.

Сумма проекций всех сил, действующих в пространственном сечении на ось z равна нулю ($\sum Z=0$, блок II):

$$q_{sw,\sigma} + q_{sw,Q} \varphi \sqrt{c^2 + b^2} + \sigma_{b,u} \varphi \varphi_{np}(\sigma_i, \varepsilon_i) \varphi \varphi_{\alpha_1}(c) \varphi x_b \varphi \sqrt{c^2 + b^2} - \tau_{T,u} x_b (\sqrt{c^2 + b^2}) = 0. \quad (14)$$

Из уравнения (14) отыскивается неизвестное $q_{sw,Q}$.

Неизвестное $q_{sw,\sigma}$ отыскивается из следующих соображений. Это погонное усилие возникает на боковой грани от действия $T + R_{sup} e_Q$ также, как и погонное усилие $q_{sw,T}$, возникающее на верхней и нижней гранях, поэтому отличие его от последнего будет состоять в том, чтобы учесть соотношение $b_2:h_2$ и характеристики используемой арматуры. Тогда:

$$\frac{q_{sw,\sigma}}{q_{sw,Q}} = \frac{h_2}{b_2} \frac{R_{sw,\sigma} A_{sw,\sigma}}{R_{sw,T} A_{sw,T}} = n_T. \quad (15)$$

Отсюда следует, что

$$q_{sw,\sigma} = q_{sw,T} n_T. \quad (16)$$

"Нагельные усилия" в продольной Q_s и поперечной арматуре $q_{sw,2}$ определяются из специальной модели "нагельного эффекта", рассмотренной в работе [3].

Остальные расчетные параметры (напряжение в сжатой зоне $\sigma_{b,I}$ в сечении I-I; касательные напряжения $\tau_{Q,T}$ в сечении I-I, вызванные поперечной силой; касательные напряжения $\tau_{T,I}$ в сечении I-I, вызванные крутящим моментом; напряжение в сжатой зоне бетона $\sigma_{b,u}$ в вертикальном сечении над концом фронта пространственной трещины; касательное напряжение в сжатой зоне бетона в вертикальном сечении, проходящем через конец фронта пространственной трещины τ_Q , вызванной действием поперечной силы; касательное напряжение в сжатой зоне бетона в вертикальном сечении, проходящем через конец фронта пространственной трещины τ_T , вызванной действием крутящего момента) определяются из диаграммы

связи $\sigma_i - \varepsilon_i$, путем ее проецирования на соответствующие плоскости с учетом ориентации вертикального сечения, проходящего через конец фронта пространственной трещины [4].

Следует заметить, что для выполнения инженерных расчетов, чтобы каждый раз не решать задачи теории пластичности для сжатой зоны, могут быть разработаны специальные таблицы или графики для определения угла β аналогично тому, как это, например, сделано для зоны над опасной наклонной трещиной [5].

Выводы

1. При действии крутящих моментов в железобетонном элементе образуется спиральная трещина, которая в пределах трех граней элемента вместе с замыкающей ее сжатой зоной по четвертой грани образует пространственное сечение. При этом возможны три схемы расположения сжатой зоны элемента.

2. Предложены разрешающие уравнения для расчета железобетонных конструкций на кручение с изгибом, сохраняющие физическую суть и инженерную обозримость решения, учитывающие осевые и нагельные усилия в арматуре, пересекаемой пространственной трещиной и сложное напряженно-деформированное состояния сжатой зоны бетона.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. Нормы проектирования. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 88 с.

2. Залесов, А.С. Деформационная расчетная модель железобетонных элементов при действии крутящих моментов [Текст] / А.С. Залесов // Сборник научных статей Международной конференции по бетону и железобетону “Инженерные проблемы современного железобетона”. Иванковский ИСИ, 1995. – С. 105-112.

3. Колчунов, В.И. Расчетная модель "нагельного эффекта" в железобетонном элементе [Текст] / В.И. Колчунов, Э.И.Заздравных // Известия вузов. Сер. Строительство. – 1996. – №10. – С. 25-29.

4. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: Монография [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: Издательство АСВ, 2004. – 74 с.

5. Гольшев А.Б. Проектирование железобетонных конструкций[Текст]: Справочное пособие / А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук, А.В. Харченко, И.В. Руденко; Под редакцией А.В. Гольшева. 2-е изд., перераб. и доп. – К., Будивельнык, 1990. – 544 с.

Колчунов В.И.

Национальный авиационный университет, Украина
Доктор технических наук, профессор

Сафонов А.Г.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Аспирант

В.В. ЛЕДЕНЁВ, В.М. СТРУЛЁВ, АЗАМА НИЛАС

ОСАДКА И НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ПЕСЧАНОГО ОСНОВАНИЯ РАМНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Данная работа посвящена исследованию несущей способности и осадки песчаного основания рамных фундаментов при различных условиях передачи нагрузок и форм очертания подошвы.

The present work deals with the study of the sand base's bearing capacity and settling of framed machine foundations under various conditions of loads transmission and different foundation bed shapes.

На фундаменты зданий и сооружений часто передаются значительные по величине наклонные нагрузки. Для их восприятия требуются массивные конструкции фундаментов с наклонной подошвой или рамные фундаменты, состоящие из плиты, стойки и подкоса.

Плитная часть рамных фундаментов может быть постоянной или переменной толщины со скосами к краям, с общей наклонной подошвой, с наклонной подошвой под подкос или с отдельными сборными подушками под стойку и подкос. В данной работе проведены результаты экспериментальных исследований рамного фундамента с подошвой постоянной площади – 200 см² с гладкой контактной поверхностью, со стойкой длиной 290 мм и подкосом длиной 306 мм. Угол наклона подкоса составлял 19° (рис. 1). Модель была заглублена на 45 мм в грунт.

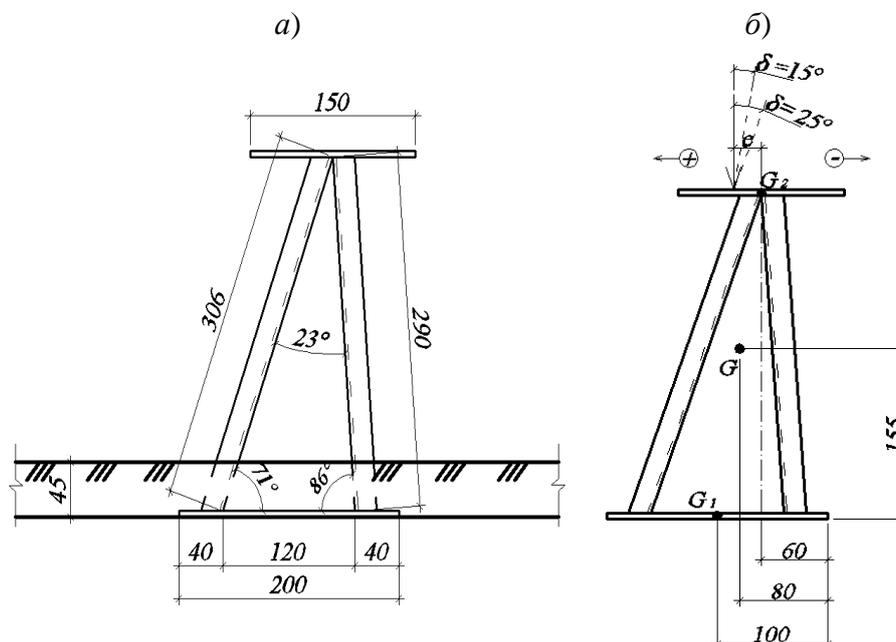


Рисунок 1 – Модель металлического рамного фундамента с плоской подошвой: геометрические размеры (а) и схема загрузки с указанием общего центра тяжести “ G ”, центра тяжести подошвы “ G_1 ” и верхней части модели “ G_2 ” (б)

Опыты проводили в плоском металлическом лотке размерами 1700×950×800 мм, заполненном грунтом и оснащённом рычажной системой. Нагрузку создавали с помощью сис-

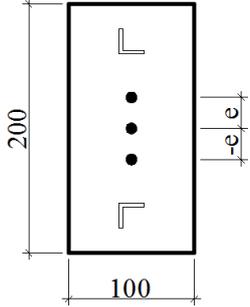
темы грузов, укладываемых на подвеску рычага с передаточным числом 1:10, с интервалом 20 минут до стабилизации показателей индикаторов.

Основанием являлся песок влажностью $\omega=4-5\%$, послойно уплотненный до $\rho \approx 1,8 \text{ г/см}^3$. Каждый слой уплотняли одинаковым количеством ударов трамбовки по одному следу. Величину плотности грунта контролировали методом режущего кольца. После каждого эксперимента грунт убирали на глубину “2 высот” модели и укладывали заново.

Для проведения экспериментов угол наклона нагрузки к вертикали составлял 0,15 и 25 градусов, эксцентриситеты относительно центра тяжести верхней части модели были равны 0, $\pm 15 \text{ мм}$ и $\pm 25 \text{ мм}$ (рис. 1, б).

В таблице 1 представлены результаты экспериментов.

Таблица 1 – Несущая способность грунта и перемещения верхней части модели в зависимости от эксцентриситета и угла наклона нагрузки к вертикали

Форма подошвы	Эксцентриситет e , мм	Угол наклона нагрузки к вертикали δ , (град)	Суммарное смещение верхней части модели (мм)	Несущая способность основания (кН)	Суммарное смещение на единицу силы нагружения верхней части модели (мм/кН)
	0	0	3,09	2,75	1,12
		15±2	3,26	4,71	0,692
		25	3,12	3,14	0,994
	15	0	3,03	1,96	1,55
		15±2	5,75	6,28	0,916
		25	\	0,39	\
	25	0	9,85	9,02	1,09
		15±2	5,04	2,35	2,14
		25	\	0,78	\
	-15	0	\	0,39	\
		15±2	5,933	6,67	0,89
		25	\	0,39	\
	-25	0	\	0,39	\
		15±2	4,324	5,49	0,79
		25	\	0,39	\

Анализ экспериментальных данных показывает, что наибольшая несущая способность основания рамных фундаментов (9,02 кН) получается при действии вертикальной нагрузки ($\delta=0$), приложенной на расстояние равном +25 мм (относительное значение эксцентриситета $2e/h=2,25/200=0,25$). Если за эффективность применения рамных фундаментов принять относительное приращение суммарной осадки на единицу максимальной силы, то минимальное значение данного показателя получается при угле наклона нагрузки равным 15° в широком диапазоне эксцентриситетов.

Для многих экспериментов не удалось определить разрушающую нагрузку основания, т.к. на первой ступени нагружения происходило опрокидывание рамного фундамента.

Для оценки влияния способа передачи нагрузки (шарнирное и с частичным защемлением) были проведены исследования несущей способности, и перемещения верхней части рамного фундамента при фиксированном значении угла наклона нагрузки ($\delta=15^\circ$) к вертикали, приложенной центрально ($e=0$).

Частичное защемление создавалось соединением рычага с моделью типа “шип-паз”, где поворот возможен только на начальной стадии загрузки за счет зазора в соединении.

На рисунке 3 представлены вертикальные и горизонтальные перемещения для модели с плоской подошвой в зависимости от условий передачи нагрузки (по средним значениям показателей индикаторов).

При передаче нагрузки через шарнир несущая способность основания составила 4,71 кН. Максимальные перемещения: горизонтальные – 2,8 мм, вертикальные – 1,66 мм (рис. 2); суммарное смещение верхней части модели составило 3,26 мм. Относительные перемещения равны: горизонтальные – 0,594 мм/кН, вертикальные – 0,352 мм/кН. Суммарное смещение относительно максимальной нагрузки равно 0,692 мм/кН.

При передаче нагрузки при условии частичного защемления несущая способность составила 7,45 кН. При этом горизонтальные перемещения составили 4,53 мм, вертикальные – 1,44 мм (см. рис. 2); суммарное смещение верхней части модели равно – 4,75 мм. Относительные перемещения равны: горизонтальные – 0,608 мм/кН, вертикальные – 0,193 мм/кН. Суммарное смещение на единицу силы равно 0,638 мм/кН.

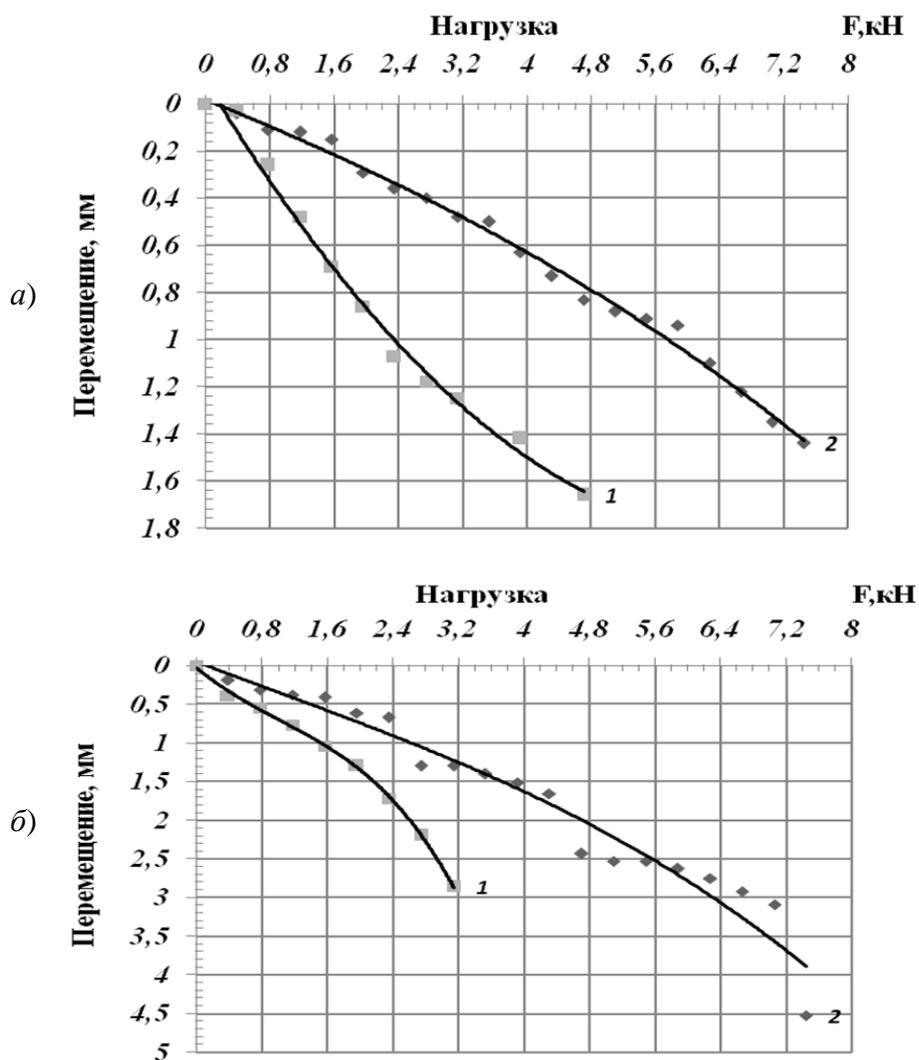


Рисунок 2 – Зависимости вертикальных (а) и горизонтальных (б) перемещений фундамента с плоской подошвой при передаче нагрузок через шарнир (1) и при частичном защемлении (2)

Применение жесткого соединения фундамента с верхней частью строения позволяет увеличить несущую способность основания в 2,4 раза, при снижении относительного сум-

марного смещения на 7,8%, относительного вертикального перемещения на 180% и при практически равном значении относительного горизонтального перемещения.

Литература

1. Леденев, В.В. Прочность и деформативность оснований заглубленных фундаментов [Текст] / В.В. Леденев. – Воронеж: Изд-во ВГУ, 1990. – 224 с.
2. Леденев, В.В. Влияние подошвы рамных фундаментов на осадки песчаного основания [Текст] / В.В. Леденев, В.М. Струлев, Азама Нилас // Эффективные конструкции, материалы и технологии в строительстве и архитектуре. Сборник статей международной научно-практической конференции. – Липецк: ЛГТУ, 2007. – 291 с.

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

Азама Нилас

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

С.И. МЕРКУЛОВ, В.М. ДВОРНИКОВ, А.И. ТАТАРЕНКОВ

РАСЧЕТ УСИЛЕННЫХ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ СПЕЦИФИЧЕСКИХ ОСОБЕННОСТЕЙ ИХ РАБОТЫ

Усиление железобетонных конструкций является сложной задачей. На основании выполненных численных и экспериментальных исследований работы усиленных железобетонных конструкций с различными уровнями предварительной нагрузки представлен инженерный метод расчета, позволяющий учесть дефекты и повреждения усиливаемых элементов, историю их работы и длительность приложения нагрузки.

Железобетонные конструкции с длительными сроками эксплуатации составляют значительную часть конструктивных систем зданий и сооружений. Современная тенденция в инвестиционной политике направлена на техническое перевооружение и переориентацию действующих производств, что значительно увеличило объемы реконструкции объектов промышленности, жилищного и коммунального хозяйства. В результате природных, техногенных аварий и катастроф обозначилась проблема восстановления эксплуатационных параметров поврежденных железобетонных конструкций, а так же железобетонных конструкций незавершенных объектов со значительным сроком климатических воздействий. Такого рода перепрофилирование и восстановление объектов, как правило, сопровождается изменением величины и характера воздействия полезной нагрузки на строительные конструкции.

Усиление и восстановление железобетонных конструкций достаточно сложная инженерная задача, при решении которой нередко используются как широко известные, так и нетрадиционные методы.

На основе проведенных ранее исследований в настоящей работе предложена теоретическая методика оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов до и после усиления с изменением и без изменения конструктивной системы.

При составлении системы разрешающих уравнений в качестве гипотез приняты уравнения равновесия, уравнения равенства линейных деформаций бетона и арматуры, уравнений равенства кривизн осей компонентов усиленной конструкции. Алгоритм решения системы уравнений реализуется итерационным методом в соответствии с принятыми положениями и предпосылками:

– уравнение полных силовых деформаций:

$$\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_m(t) + \varepsilon_p(t, t_0), \quad (1)$$

где $\varepsilon_m(t)$ – частная силовая мгновенная относительная деформация; $\varepsilon_p(t, t_0)$ – частная силовая запаздывающая относительная деформация.

– уравнение силового сопротивления бетона в нелинейной постановке:

$$\varepsilon(t, t_0) = S_m^0(t) \frac{\sigma_b(t)}{E_m^0(t)} - \int_{t_0}^t \sigma_{bn}(\tau) S_n^0(\eta) \frac{\partial}{\partial \tau} C^*(\tau, t) d\tau, \quad (2)$$

где S_m^0 – нелинейная функция аффиноподобия для мгновенных деформаций; $S_n^0(\eta)$ – функция нелинейной ползучести.

$$S_m^0 = 1 + V_m \cdot \eta^{m_m}, \quad S_n^0 = 1 + V_n \cdot \eta^{m_n}, \quad (3)$$

где V, m – параметры нелинейности деформирования.

– аппроксимация диаграммы "σ-ε" с нисходящей ветвью с возможностью оценки влияния режимов нагружения изучены В.М. Бондаренко [1, 2], которым предложена зависимость:

$$\varepsilon(t) \Psi \left[\varepsilon, t \right] = \sigma, t \Psi \left[\frac{I}{E_m^0 t} + A, t, t_0 \right], \quad (4)$$

где $\varepsilon(t) \Psi \dot{\varepsilon} [\varepsilon t] = \kappa \Psi e^{m t \varepsilon t}$, откуда:

$$\sigma t = \frac{\kappa \Psi \varepsilon t \Psi e^{m t \varepsilon t}}{\frac{I}{E_M^0(t)} + A(t_0, t)}. \quad (5)$$

В соответствии с (5) секущий временный модуль деформаций:

$$E_{ep} t = \frac{\sigma t}{\varepsilon t} = \frac{\kappa \Psi e^{m t \varepsilon t}}{\frac{I}{E_M^0(t)} + A(t_0, t)}, \quad (6)$$

где $A(t_0, t) = - \int_{t_0}^t \frac{\sigma(\tau)}{\sigma(t)} \Psi \frac{\partial}{\partial \tau} C^*(t, \tau) d\tau$.

Выражение (5) позволяет с единых методологических позиций описать диаграмму σ - ε при всех режимах нагружения.

– изменение деформаций по высоте сечения с учетом деформации:

$$\varepsilon = z/x^{n_\varepsilon} \Psi \varepsilon_\phi. \quad (7)$$

где ε_ϕ – деформация фибрового волокна; z – расстояние от нейтральной оси сечения до рассматриваемой точки; x – высота сжатой зоны; n_ε – коэффициент деформации сечения.

При $n_\varepsilon=1$ зависимость (7) отражает гипотезу плоских сечений:

$$\varepsilon = z/x \Psi \varepsilon_\phi. \quad (8)$$

Особенностью эпюр напряжений и деформаций является наличие скачков на границе основного и усиленного сечений. Эти скачки вызваны работой под нагрузкой при усилении бетона основного элемента и различием в механических свойствах двух бетонов.

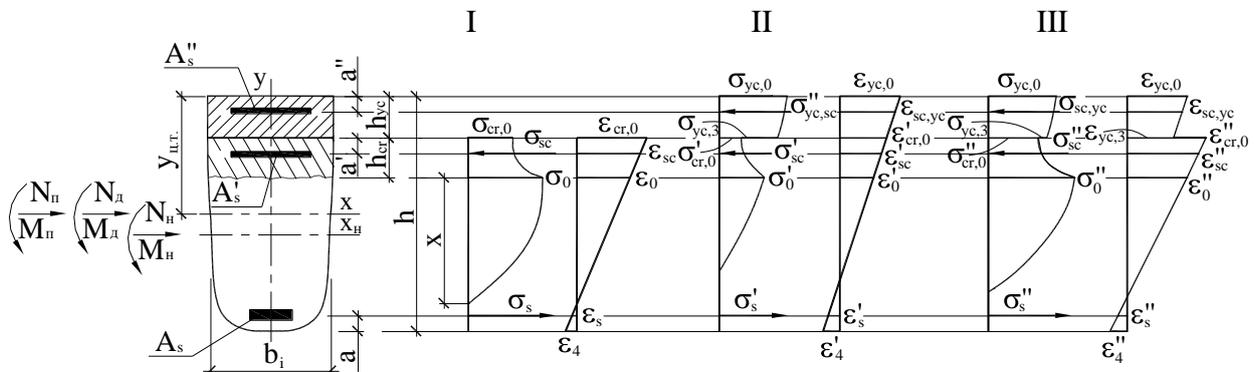


Рисунок 1 – Усиление внецентренно сжатого железобетонного стержня: I – напряженное состояние до усиления; II – напряженное состояние от дополнительно приложенной нагрузки после усиления; III – напряженное состояние усиленного элемента от полной нагрузки

Для рассматриваемого напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатого элемента главный вектор определяется выражением:

– для элемента, подлежащего усилению (рис. 1, напряженное состояние I):

$$N = \int_{F_b} \sigma_b(t_0, t) dF + \int_{F_{cr}} \sigma_{cr}(t_0, t) dF + \sum_{k=1}^i \sigma_{sc,i}(t_0, t) A_{sc,i} + \sum_{k=1}^i \sigma_{si}(t_0, t) A_{si}; \quad (9)$$

– для усиленного элемента (рис. 1, напряженное состояние III):

$$N' = \int_{F_b} \sigma_b(t_0, t) dF + \int_{F_{cr}} \sigma_{cr}(t_0, t) dF + \int_{F_{yc}} \sigma_{yc}(t_0, t) dF + \sum_{k=1}^i \sigma_{sc,i}(t_0, t) A_{sc,i} + \sum_{k=1}^i \sigma_{si}(t_0, t) A_{si} + \sum_{k=1}^i \sigma'_{sc,i}(t_0, t) A'_{sc,i}; \quad (10)$$

главный момент определяется выражением:

– для элемента, подлежащего усилению (рис. 1, напряженное состояние I):

$$M' = \int_{F_b} \sigma_b(t_0, t) (y_b) dF + \int_{F_{cr}} \sigma_{cr}(t_0, t) (y_{cr}) dF + \sum_{k=1}^i \sigma_{sc,i}(t_0, t) A_{sc,i} (y'_i) + \sum_{k=1}^i \sigma_{si}(t_0, t) A_{si} (y_i); \quad (11)$$

– для усиленного элемента (рис. 1, напряженное состояние III):

$$M' = \int_{F_b} \sigma_b(t_0, t) (y_b) dF + \int_{F_{cr}} \sigma_{cr}(t_0, t) (y_{cr}) dF + \int_{F_{yc}} \sigma_{yc}(t_0, t) (y_{yc}) dF + \sum_{k=1}^i \sigma_{sc,i}(t_0, t) A_{sc,i} (y'_i) + \sum_{k=1}^i \sigma_{si}(t_0, t) A_{si} (y_i) + \sum_{k=1}^i \sigma'_{sc,i}(t_0, t) A'_{sc,i} (y''_i). \quad (12)$$

Прогиб f_d определяется по формуле (рис. 1, напряженное состояние II):

$$f_d = \frac{l_0^2}{\pi^2} \frac{\varepsilon_{yc,0} + \varepsilon'_4}{h} \quad (13)$$

или по формуле (рис. 1, напряженное состояние III):

$$f_d = \frac{l_0^2}{\pi^2 (h - h_{yc})} \varepsilon''_{cr,0} - \varepsilon_{cr,0} + \varepsilon''_4 - \varepsilon_4. \quad (14)$$

Решение системы исходных уравнений позволяет определять при действии нагрузки любого уровня и для рассматриваемого периода времени значения деформаций, напряжений, усилий, кривизн, прогибов.

На основе полученных решений численных и экспериментальных исследований предложен инженерный метод расчета. Поверочные расчеты по проектированию усиления железобетонных конструкций при реконструкции зданий и сооружений можно выполнить, используя следующие предпосылки:

- связь между напряжениями и деформациями бетона и напряжениями и деформациями арматуры принимают в виде упрощенных диаграмм [3];
- в качестве расчетного принимают сечение со средней высотой сжатой зоны x , соответствующей средним деформациям;
- сопротивление расчетного сечения считают исчерпанным, если деформации крайних сжатых волокон бетона или растянутой арматуры достигают предельных значений;
- для средних деформаций бетона и арматуры считают справедливой гипотезу плоских сечений.

Процесс деформирования бетона в любой момент времени описывается уравнением:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E} \left[\sigma - \eta R (1 + j) k + \eta R (1 + j) \right] - \frac{\gamma}{E} \sigma(t) - \sigma, \quad (15)$$

где

$$\gamma = \frac{k_E \Psi j_t}{1 - \exp\left(-\frac{k_E \Psi j_t}{1 + k_E \Psi j_0}\right)}; \quad (16)$$

$\eta = \frac{R_{crc}^0}{R_b}$ – уровень напряжений, выше которого проявляются пластические деформации бетона при кратковременном сжатии и нелинейная ползучесть во времени; R_{crc}^0 – нижняя граница микротрещинообразования; φ_t – характеристика ползучести бетона; φ_0 – характеристика обратимости деформаций ползучести бетона; k_E – коэффициент, характеризующий увеличение деформаций вследствие микротрещинообразования.

При длительном действии постоянных нагрузок будем считать, что коэффициенты упругости и пластичности во времени не изменяются и зависят от величины действующих напряжений. В случае работы бетона в упруго-пластической стадии:

$$\frac{1}{v} = \frac{1}{1-\lambda} = k_E - \frac{\eta R_b}{\sigma_b} k_E - 1, \quad (17)$$

где

$$k_E = \frac{1-\eta v}{1-\eta}; \quad (18)$$

$$v_R = 1 - \lambda_R = \frac{R_b}{E_b \varepsilon_b}. \quad (19)$$

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние внецентренно сжатого усиленного элемента с разгруженным усиливаемым элементом (рис. 2). Будем считать, что бетон усиливаемой конструкции и бетон усиления работают как в упругой, так и в упруго-пластической стадиях (I случай). Усилия, возникающие в усиливаемом элементе (N_3, M_3), в бетоне усиления (N_{yc}, M_{yc}) и в арматуре (N_s, M_s) в момент приложения нагрузки, определим из следующих условий.

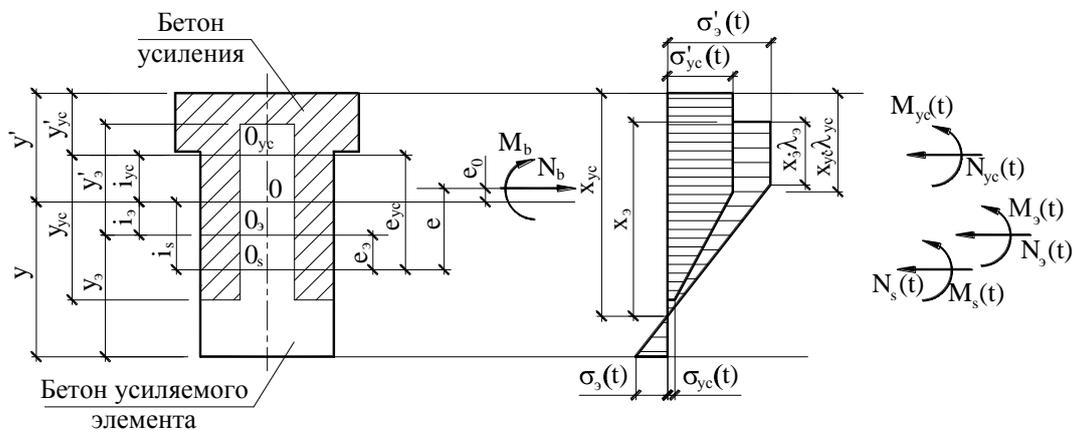


Рисунок 2 – Напряженное состояние усиленного элемента: O_{yc} и O_3 – центр тяжести сечения соответственно бетона усиления и усиливаемого элемента; O_s – центр тяжести приведенного сечения арматуры; O – центр тяжести приведенного сечения усиленного элемента

Сумма проекций на ось конструкции:

$$N_3 + N_{yc} + N_s = N. \quad (20)$$

Сумма моментов относительно центра тяжести арматуры:

$$M_3 + N_3 e_3 + M_{yc} + N_{yc} e_{yc} + M_s = M + N e. \quad (21)$$

Равенство кривизн бетонов и арматуры:

$$\frac{M_s}{E_s I_s} = \frac{M_{yc}}{E_{yc} (I_{yc} - I_{\lambda_{yc}})}; \quad (22)$$

$$\frac{M_s}{E_s I_s} = \frac{M_9}{E_9 (I_9 - I_{\lambda_9})} \quad (23)$$

Равенство продольных деформаций бетона и арматуры:

$$\frac{N_s}{E_s A_s} + \frac{M_s e_{yc}}{E_s I_s} = \frac{N_{yc}}{E_{yc} A_{yc}} + \frac{M_{yc}}{E_{yc} (I_{yc} - I_{\lambda_{yc}})} y_{\lambda_{yc}}; \quad (24)$$

$$\frac{N_s}{E_s A_s} + \frac{M_s e_9}{E_s I_s} = \frac{N_9}{E_9 A_9} + \frac{M_9}{E_9 (I_9 - I_{\lambda_9})} y_{\lambda_9}. \quad (25)$$

Из системы уравнений (20)-(25) определяются значения внутренних усилий:

$$N_s = N \frac{A_s}{A_{red}} - A_s \frac{M + Ne_0}{I_{red} - I_\lambda} (i_s - y_\lambda); \quad (26)$$

$$M = \frac{M + Ne}{I - I}; \quad (27)$$

$$N_{yc} = N \frac{a_{yc} A_{yc}}{A_{red}} - a_{yc} A_{yc} \frac{M + Ne_0}{I_{red} - I_\lambda} (i_s - y_\lambda - e_{yc} + y_{\lambda_{yc}}); \quad (28)$$

$$M_{yc} = a_{yc} \frac{M + Ne_0}{I_{red} - I_\lambda} (I_{yc} - I_{\lambda_{yc}}); \quad (29)$$

$$N_9 = N \frac{a_9 A_9}{A_{red}} - a_9 A_9 \frac{M + Ne_0}{I_{red} - I_\lambda} (i_s - y_\lambda - e_9 + y_{\lambda_9}); \quad (30)$$

$$M_9 = a_9 \frac{M + Ne_0}{I_{red} - I_\lambda} (I_9 - I_{\lambda_9}). \quad (31)$$

В формулах (26)-(31) приняты обозначения:

$$a_{yc} = \frac{E_{yc}}{E_s};$$

$$a_9 = \frac{E_9}{E_s}; I_{red} = I_s + a_9 I_9 + a_{yc} I_{yc} + a_9 A_9 i_9^2 + a_{yc} A_{yc} i_{yc}^2;$$

$$I_\lambda = a_9 I_{\lambda_9} + a_9 A_9 y_{\lambda_9} i_9 + a_{yc} I_{\lambda_{yc}} + a_{yc} A_{yc} y_{\lambda_{yc}} i_{yc};$$

$$A_{red} = A_s + a_9 A_9 + a_{yc} A_{yc};$$

$$A_{red} y_\lambda = a_9 A_9 y_{\lambda_9} + a_{yc} A_{yc} y_{\lambda_{yc}},$$

где I_9 и I_{yc} – собственные моменты инерции сечения усиливаемой конструкции и бетона усиления.

Если центр тяжести какого-либо из бетонов находится на большем удалении от наиболее сжатой грани сечения элемента, чем центр тяжести приведенного сечения арматуры, то соответствующее значение e принимается со знаком «-».

Начальная кривизна рассматриваемой конструкции:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_s}{E_s I_s} = \frac{M + Ne_0}{E_s (I_{red} - I_\lambda)}. \quad (32)$$

Продольные деформации на уровне центра тяжести приведенного сечения усиленного элемента:

$$\varepsilon = \frac{N}{EA} + \frac{M + Ne}{E(I - I)} y. \quad (33)$$

Таким образом, полученные зависимости точного и инженерного методов с данными результатов испытаний позволяют производить расчеты усиленных внецентренно сжатых железобетонных конструкций с учетом специфических особенностей: работа в составе конструкции бетонов с различными прочностными и деформативными свойствами, при наличии

силовых и средовых повреждений; наличие в усиливаемом элементе напряженно-деформированного состояния, обусловленного предысторией нагружения.

Литература

1. Бондаренко, В.М. Элементы теории реконструкции железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, А.В. Боровских, С.В. Марков, В.И. Римшин. – Н. Новгород: Нижегородск. гос. арх. ун-т, 2002. – 190 с.
2. Бондаренко, В.М. Износ, повреждения и безопасность железобетонных сооружений [Текст] / В.М. Бондаренко, А.В. Боровских. – М.: ИД Русанова, 2000. – 144 с.
3. Меркулов, С.И. Расчет железобетонных элементов на основе упрощенных диаграмм состояния бетона [Текст] / С.И. Меркулов, В.М. Дворников, А.И. Татаренков // Вестник отделения строительных наук РААСН, КурскГТУ, №11, 2007 – С. 142-144.

Меркулов С.И.

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

Дворников В.М.

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

Татаренков А.И.

Курский государственный технический университет, г. Курск
Кандидат технических наук, старший преподаватель
Тел. 8 (4712) 50-48-16

С.В. ПОВЕТКИН

ЦИКЛИЧЕСКАЯ ДОЛГОВЕЧНОСТЬ СОРТОВОЙ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ ПРИ ИЗГИБЕ

Работа посвящена исследованиям циклической долговечности сортовой клееной древесины при изгибе. Проведен анализ характера разрушения образцов, в результате чего выявлено влияние сортообразующих пороков на выносливость изгибаемых элементов. В результате расчета получены коэффициенты концентрации напряжений в месте расположения ребровых и пластевых сучков.

Разрушение твердых тел происходит в результате развития содержащихся в них реальных дефектов. При оценке прочности, трещиностойкости и выносливости необходим учет имеющихся в элементах конструкций микротрещин, концентраторов напряжений и дефектов строения. В начальный момент нагружения в конструктивном элементе уже задано некоторое конечное возмущение в виде начальных микротрещин и несовершенств структуры материала конструкции.

Напряжения, при которых микротрещины начинают скачкообразно увеличиваться и превращаются в макротрещины, больше, чем напряжения необходимые для роста макротрещин. Величина напряжений необходимых для распространения макротрещин уменьшается по мере их роста.

В реальных условиях процессы образования и развития макротрещин зависят от материала конструкции, характера приложения внешней нагрузки, скорости деформирования.

При действии циклических нагрузок процесс усталости материалов можно разделить на три этапа: появление местных пластических деформаций, зарождение микротрещин, их развитие и перерастание в макроразрушения [1]. В области малоциклового усталости пластические деформации развиваются спонтанно после нескольких циклов нагружения. Область ограниченной выносливости характеризуется активными изменениями в структуре материала конструкции, когда микротрещины начинают интенсивно развиваться. Рост микротрещин приводит к разрушению конструкции. При нагружении ниже предела выносливости в материале конструкции образуются изменения, не приводящие к макроскопическому разрушению.

На выносливость конструкций так же оказывают влияние различные факторы: уровень нагружения; коэффициент асимметрии цикла нагружения; частота приложения нагрузки; концентрация напряжений; температурно-влажностные условия испытаний. В зависимости от свойств материала конструкции те или иные факторы влияют по-разному. Существуют основные закономерности изменения выносливости конструкций при варьировании одного из таких факторов. Независимо от вида материала, выносливость конструкции будет повышаться при: уменьшении уровня нагружения, числа повторных нагружений, концентрации напряжений, температуры и влажности окружающей среды; увеличении коэффициента асимметрии и частоты нагружения.

Экспериментальные исследования изгибаемых деревянных клееных элементов цельного сечения с горизонтальным расположением слоев на действие статической и циклической нагрузок проведены при разных значениях характеристик циклов и продолжительности испытаний [2]. Опытные элементы имели размеры 120×120×2000 мм. Испытания проводили на пульсаторе с инерционным силовозбудителем эксцентрикового типа и регулируемой частотой нагружения по двухточечной схеме нагружения с приложением сосредоточенных нагрузок в 3/8 пролета от опор. Сопrotивляемость и трещиностойкость опытных элементов оценивалась по результатам испытаний на кратковременную и длительную статическую нагрузку и на длительную циклическую нагрузку. В процессе испытаний на выносливость нагрузка изменялась по закону близкому к синусоидальному. Длительная циклическая нагрузка соответствовала асимметрии циклов нагружения ($\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max}$) от 0,3 до 0,8 и уровням на-

гружения от 0,5 до 0,9 прочности опытных элементов при кратковременных статических испытаниях. Предел выносливости определяли по наиболее загруженной конструкции, в которой деформирование затухало и практически полностью прекращалось в процессе эксперимента. По результатам усталостных испытаний были построены кривые выносливости в полулогарифмических координатах [2]. Кривая выносливости, построенная в полулогарифмических координатах, позволяет легко определить временный предел выносливости для определённого количества циклов нагружений. Корреляционные уравнения для кривых выносливости в области ограниченной усталости получены в результате статистической обработки экспериментальных данных.

При действии на деревянные клееные конструкции переменной нагрузки в ней одновременно развиваются два процесса – разрушения и релаксация напряжений. От соотношения скоростей этих процессов зависит долговечность конструкции. Если скорость изменения напряжений выше скорости их релаксации, то в материале конструкции происходит накопление перенапряжений и в конечном итоге разрушение. Чем выше уровень действующих напряжений и меньше коэффициент асимметрии, тем больше скорость изменения напряжений и меньше возможность протекания релаксационных процессов. Это отражается на количестве циклов до разрушения.

При высоких уровнях нагружения наступало разрушение элемента в результате разрыва трёх-четырёх слоев в растянутой зоне изгибаемого образца. Чем выше был уровень нагружения, тем меньшее количество циклов выдерживал элемент до потери несущей способности. За критерий разрушения опытных образцов при испытаниях на выносливость было принято интенсивное появление и развитие макроповреждений с выходом из работы одного и более растянутых слоев, что сопровождалось резким приростом деформаций и изменением режима испытаний за счёт уменьшения жёсткости элемента. При средних уровнях нагружения разрушение происходило при числе циклов $10^4 \dots 10^6$. Процесс деформирования опытных элементов не прекращался до момента их разрушения. При низких уровнях нагружения, не превышающих предел выносливости, процесс деформирования образцов со временем полностью затухал и дальнейшее нагружение не приводило к разрушению.

В результате экспериментального исследования циклической долговечности изгибаемых деревянных клееных элементов, изготовленных из пиломатериалов разного сорта, получены зависимости между основными величинами, характеризующими процессы силового трещинообразования, и геометрическими размерами трещин, направлением и скоростью их роста в условиях длительного циклического нагружения [2].

Анализ характера разрушения клееных деревянных элементов при изгибе позволил определить основные закономерности трещинообразования и изменения напряженно-деформированного состояния при длительном нагружении [3]. В результате анализа характера разрушения клееных деревянных элементов при изгибе установлено:

- образование макротрещин в изгибаемых деревянных клееных элементах происходило в местах расположения сортообразующих пороков строения древесины и технологических дефектов, расположенных в наиболее нагруженных слоях;
- снижение сорта пиломатериалов приводит к уменьшению трещиностойкости и сопротивляемости наиболее напряженных слоев изгибаемых деревянных клееных конструкций;
- на процесс развития трещин наибольшее влияние оказывали природные пороки строения пиломатериалов (сучки, косослой), технологические дефекты (зубчатые соединения, непроклеи), слоистость конструкции, возможность рекомбинации усилий от скорости нагружения;
- с понижением сорта пиломатериалов в слоях клееных элементов увеличивается относительная выносливость и виброползучесть конструкций.

В процессе роста некоторые макротрещины прекращали своё развитие. На определенном этапе процесс роста трещин локализоваться: преимущественно растет несколько трещин, опередивших в своем развитии остальные в силу сосредоточения на данном участке концентраторов напряжений и дефектов строения материала. Дальнейшее развитие главных

трещин в конечном итоге приводит к разрушению конструкции в результате уменьшения её несущей способности.

Снижение сорта пиломатериалов приводит к увеличению долговечности конструкций за счет нескольких факторов:

- увеличение возможности перераспределения усилий за счет снижения общего уровня нагружения;
- препятствия на пути развития трещин в виде клеевых швов, природных пороков строения пиломатериалов и технологических дефектов, влияющие на динамику и направление роста макротрещин;
- уменьшение концентрации напряжений в местах расположения природных пороков и технологических дефектов за счет их размещения в средних слоях изгибаемых элементов;
- изменение интенсивности развития макротрещин в условиях разного влияния концентраторов напряжения на напряженно-деформированное состояние слоев конструкции.

Образование трещин в изгибаемых деревянных клееных элементах при наличии в них сортообразующих пороков строения древесины и технологических дефектов в подавляющем большинстве случаев происходило: по присучковому косослою в месте наибольшего искривления волокон древесины; по границе «сучок»-«присучковая зона»; по телу сучка, если в нём образовалась усадочная трещина при высушивании пиломатериалов и её направление перпендикулярно направлению действия усилий от внешней нагрузки.

Разрыв волокон в месте наибольшего их искривления объясняется сравнительно малой прочностью древесины растяжению поперек волокон. Наибольшее искривление волокон находится в середине присучковой зоны или смещено к границе «сучок»-«присучковый косослой».

Разрушение по границе «сучок»-«присучковая зона» происходит при выпадающих или частично сросшихся сучках, когда нет надёжной связи между телом сучка и древесиной. В этом случае сучок можно рассматривать как отверстие, на границе которого при отсутствии присучковой зоны или малых её размерах возникают напряжения, в несколько раз превышающие общий уровень нагружения за счёт концентрации внутренних усилий.

Третий вид разрушения наблюдался при наличии относительно крупных, здоровых, сросшихся сучков с усадочными трещинами достаточно больших размеров, особенно при выходе таких сучков на кромку крайнего растянутого слоя изгибаемого элемента.

Вышеизложенные виды разрушения изгибаемых элементов из сортовой клееной древесины не охватывают все возможные варианты характера разрушения, т.к. учесть всё многообразие сучков и их присучковых зон практически невозможно. Однако их можно охарактеризовать как наиболее часто встречающиеся при разрушении клееных деревянных элементов при изгибе.

Наибольшее снижение трещиностойкости и сопротивляемости клееных деревянных элементов при изгибе происходит когда:

- присучковая зона имеет относительно большие размеры (превышающие размеры сучка) и искривление волокон в ней составляет прямой угол с направлением максимального усилия от внешней нагрузки;
- присучковая зона отсутствует около выпадающего или частично сросшегося сучка.

В первом случае прочность элемента будет определяться сопротивлением древесины присучковой зоны растяжению поперек волокон.

При втором сочетании несущая способность элемента будет определяться сопротивлением древесины растяжению вдоль волокон с учётом концентрации напряжений на границе «сучок»-«древесина». Это сочетание можно представить с достаточной долей приближения в качестве модели для теоретического расчёта как отверстие в анизотропной среде.

В обоих случаях после образования макротрещины характер её развития будет зависеть от прочности слоев клееного элемента, жесткости клеевой прослойки и качества склеивания, наличия различных дефектов строения клееной древесины в объёме опытного образца.

Для учета влияния присучкового косослоя на характер распределения напряжений при растяжении вдоль волокон весь образец с сучком условно разделяли на три зоны механических свойств: сучковую, присучковую и периферийную.

В результате теоретического расчёта методом конечных элементов (МКЭ) были определены коэффициенты концентрации напряжений в месте расположения сучков, соответствующие отношению величины максимальных напряжений в месте их концентрации к уровню общего нагружения элемента и равные $2,0 \dots 2,2$.

Присучковая зона сглаживает концентрацию напряжений и одновременно снижает прочность древесины при растяжении вдоль волокон. При учёте присучкового наклона волокон максимальные напряжения смещаются от отверстия или включения, которые имитируют сучок, и наибольшая концентрация напряжений будет не на границе «сучок»-«присучковая зона», а на границе «присучковая зона»-«периферийная зона с прямоволокнистой древесиной».

В реальной работе слоев деревянных клееных элементов при изгибе, где пороки нормируются относительно величины ширины соответствующей грани пиломатериала по сортам, необходимо учитывать влияние конечных размеров ширины пластины при расчёте коэффициентов концентрации напряжений.

Поскольку в вычислительном комплексе библиотека конечных элементов не содержит ортотропный плоский треугольный элемент, была разработана методика определения коэффициентов жесткости треугольного элемента и для него выработан дополнительный модуль программы, учитывающий ортотропность.

Крайние растянутые волокна древесины изгибаемого элемента рассматривали как упругую ортотропную пластину прямоугольной формы, к двум противоположным граням которой приложены растягивающие усилия. Рассматриваемую область разбивали на ограниченное число конечных элементов треугольной формы, каждую вершину которых принимали за силовую точку. Для решения использовали вариационный принцип возможных перемещений.

В результате расчета были получены коэффициенты концентрации напряжений, установлены основные закономерности трещинообразования и изменения напряженно-деформированного состояния в месте расположения ребровых и пластевых сучков. Установлено, что концентрация напряжений в месте расположения сучков, выходящих на ребро слоя, в $3,0 \dots 3,2$ раза больше, чем в месте расположения пластевых сучков того же размера.

В целом концентрация напряжений у ребровых сучков значительно выше, чем у пластевых, что не находит подтверждения в существующих нормативных документах. Необходимо градация по сортам на пластевые и ребровые сучки, как наиболее часто встречающиеся природные пороки строения древесины.

Литература

1. Корчинский, И.Л. Прочность строительных материалов при динамических нагрузках [Текст]: пособие для проектировщиков / И.Л. Корчинский, Г.В. Беченева. – М.: Стройиздат, 1966. – 212 с.
2. Поветкин, С.В. Выносливость деревянных клееных элементов при изгибе [Текст]: дис. канд.техн.наук: защищена 22.04.1988 / Поветкин Сергей Владимирович. – Воронеж, 1988. – 156 с.
3. Поветкин, С.В. Влияние анизотропии на распределение напряжений в изгибаемых элементах [Текст] / С.В. Поветкин, А.Е. Колесников // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы Международных академических чтений 27-29 сентября 2007 года. – Курск, 2007. – С. 127-130.

Поветкин С.В.

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

А.И. СКЛЯДНЕВ, Т.М. РОГАТОВСКИХ

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДА РАСЧЁТА СЖАТО-ИЗОГНУТЫХ ПЕРФОРИРОВАННЫХ СТЕРЖНЕЙ С УЧЁТОМ ПЛАСТИЧЕСКИХ СВОЙСТВ СТАЛИ

Одной из причин, сдерживающей применение перфорированных элементов в строительстве, является недостаточное использование резервов несущей способности. Увеличение несущей способности за счёт использования пластических свойств материала могло бы существенно расширить область применения конструкций с перфорированной стенкой.

One of the reasons constraining application of punched elements in construction is insufficient use of reserves of carrying ability. The magnification of carrying ability at the expense of use of plastic properties of a material could essentially expand area of application of designs with the punched wall.

Стремление повысить эффективность использования прокатных двутавров привело исследователей еще в первые десятилетия XX в. к оригинальной идее, позволяющей расширить диапазон использования проката. Стенка прокатного двутавра (швеллера) разрезается по зигзагообразной линии с регулярным шагом, и затем обе половины разрезанной конструкции соединяются сваркой в совмещенных между собой выступах стенки. Конечный результат приводит к увеличению высоты балки и позволяет перераспределить материал сечения, концентрируя его ближе к периферийным волокнам (полкам) и существенно повышая такие геометрические характеристики сечения, как момент инерции и момент сопротивления. Эта своеобразная конструктивная форма получила название перфорированный элемент.

В строительстве перфорированные двутавры чаще используют в качестве балок, однако, в последнее время перфорированные стержни применяют как сжато-изгибаемые элементы: в верхних поясах стропильных конструкций, градириях, ригелях малоэтажных рам и многоэтажных зданий, мостах, путях подвесных кран-балок и т.д.

Расчёт в упругой стадии для перфорированных конструкций решается известными способами [1]. Но методы расчёта, базирующиеся на рассмотрении только упругой стадии работы материала, в большинстве случаев недоучитывают истинных запасов несущей способности реальных конструкций. Не считается с этим обстоятельством при проектировании в современных условиях нецелесообразно. В данной работе задача предельного состояния сжато-изогнутых перфорированных элементов в упруго-пластической стадии решается с использованием метода предельного равновесия. Под термином предельное равновесие понимается расчёт систем в предположении, что материал их имеет диаграмму работы с неограниченной площадкой текучести. Под термином предельное состояние понимается шарнир пластичности (пластические деформации стремятся к бесконечности: $\varepsilon \rightarrow \infty$).

Из теории пластичности известно, что построение во всём теле статического поля позволяет получить нижнюю границу несущей способности. При составлении уравнений равновесия рассматривалось три случая: нейтральная линия на границе полки со стенкой, нейтральная линия в полке, нейтральная линия в стенке. Теоретическая разрушающая нагрузка может быть определена для каждого варианта из уравнений равновесия внешних и внутренних сил для опасных сечений перфорированного двутавра:

$$\int_F \sigma dF = N; \quad (1)$$

$$\int_F \sigma z dF = M + M_{дон}; \quad (2)$$

$$\int_F \tau dF = Q, \quad (3)$$

где F – площадь поперечного сечения балки; σ – напряжение в волокне, расположенном на расстоянии z от нейтральной оси; N – продольная сила; M – момент внутренних сил, действующих в поперечном сечении балки (изгибающий момент); Q – поперечная сила. При составлении суммы моментов предполагалось, что в перфорированном стержне возникает дополнительный момент от поперечной силы $M_{дон}$.

Пример частного случая, когда нейтральная ось находится на границе полки со стенкой, приведён на рисунке 1. На этом рисунке обозначены: H – высота двутавра; h_t – высота тавра; t_w – толщина стенки; t_f – толщина полки; b_f – ширина полки; d – расстояние от края полки перфорированного двутавра до нейтральной линии (положение нейтральной линии); σ_t – предел текучести; σ_l – предельные нормальные напряжения при совместном действии нормальных и касательных напряжений; τ_{xy} – предельные касательные напряжения при совместном действии нормальных и касательных напряжений; h_1, h_2, h_3 – расстояние между центрами тяжести равнодействующих N_1 или N_2 (см. рисунок 1); v_1 – высота полки, которую занимают напряжения, создаваемые равнодействующей N_2 ; v_2 – высота стенки, которую занимают напряжения, создаваемые равнодействующей N_2 .

На рисунке 2 представлена предельная поверхность для поперечного сечения по отверстию перфорированного профиля.

Инженерная методика расчёта сжато-изогнутых перфорированных элементов в упруго-пластической стадии заключается в определении одной из координат плоскости по известным другим (см. формулы 4 и 5):

$$m = [1 + m_1 - 1 \text{ Ч} q] \text{ Ч} \left(1 - \frac{n}{n_1 - 1 \text{ Ч} q + 1} \right) \text{ Ч} \frac{R_y}{\sigma_t}; \quad (4)$$

$$n = [1 + n_1 - 1 \text{ Ч} q] \text{ Ч} \left(1 - \frac{m}{m_1 - 1 \text{ Ч} q + 1} \right) \text{ Ч} \frac{R_y}{\sigma_t}, \quad (5)$$

где $q = \frac{Q}{Q_{np}}$, $n = \frac{N}{N_{np}}$, $m = \frac{M}{M_{np}}$, $m_1 = \frac{M_1}{M_{np}}$, $n_1 = \frac{N_1}{N_{np}}$ – относительные координаты для предельной поверхности перфорированных элементов в пластической стадии (см. рисунок 2);

N_{np}, Q_{np}, M_{np} – предельные продольная сила, предельная поперечная сила, предельный изгибающий момент соответственно при их раздельном действии; R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести; M_1 – значение изгибающего момента при $q=1$ и $n=0$ ($Q=Q_{np}$ и $N=0$); N_1 – значение продольной силы при $q=1$ и $m=0$ ($Q=Q_{np}$ и $M=0$).

Как далее будет видно из уравнений, определяющих координаты плоскости, можно легко переходить от относительных координат к их абсолютным значениям M, Q, N и наоборот. Например:

$$M = m \text{ Ч} M_{np} \text{ Ч} \frac{R_y}{\sigma_t}; \quad (6)$$

Коэффициент R_y/σ_t требуется для сравнения с предельной поверхностью в упругой стадии.

Предельная поперечная сила (Q_{np}) находится как минимальное значение из предельной поперечной силы по условию устойчивости стенки – $Q_{np}^{устойч}$ и предельной поперечной силы по условию прочности – $Q_{np}^{проч}$:

$$Q_{np} = \min\{Q_{np}^{проч}, Q_{np}^{устойч}\}; \quad (7)$$

$$Q_{np}^{проч} = \frac{2 \text{ Ч} F_{wt} \text{ Ч} \sigma_t \text{ Ч} h_t + t_f}{\sqrt{12 \text{ Ч} h_t^2 + 24 \text{ Ч} h_t \text{ Ч} t_f + 12 \text{ Ч} t_f^2 + b^2}}; \quad (8)$$

$$Q_{np}^{устойч} = \frac{E \text{ Ч} t_w^3 \text{ Ч} b \text{ Ч} \pi^2 \text{ Ч} 16 \text{ Ч} S^4 + 8 \text{ Ч} S^2 \text{ Ч} H_{ef}^2 + 3 \text{ Ч} H_{ef}^4}{36 \text{ Ч} 1 - \mu^2 \text{ Ч} S^4 \text{ Ч} H_{ef}^2}, \quad (9)$$

где F_{wt} – площадь стенки тавра; E – модуль упругости; b – ширина горизонтальной части отверстия; S – шаг реза; μ – коэффициент Пуассона; H_{ef} – расчётная высота стенки ($H_{ef} = H - 2\chi t_f$); t_w' – толщина редуцированной стенки.

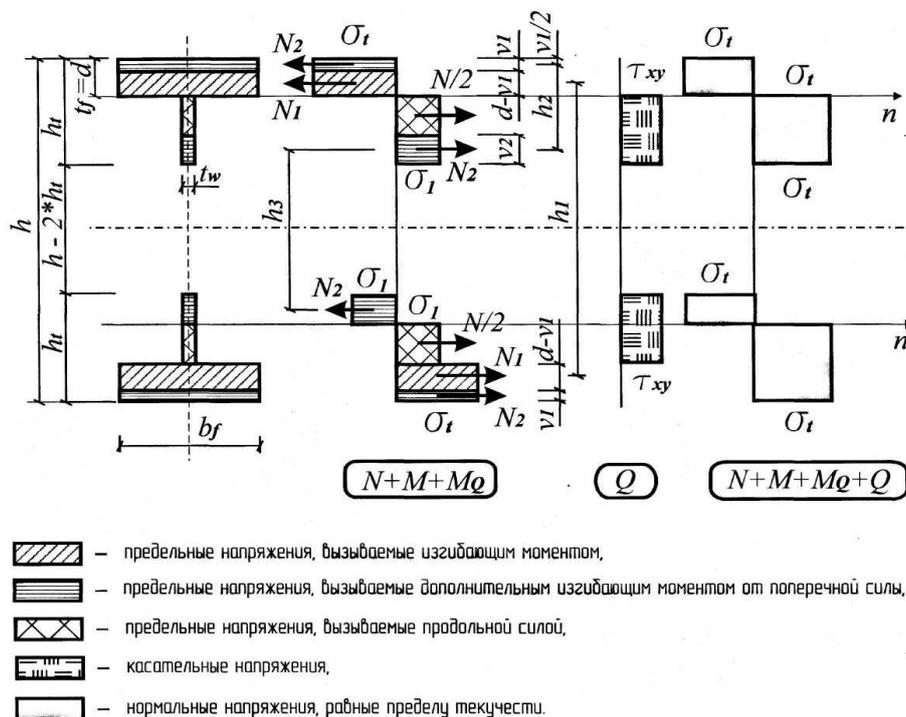


Рисунок 1 – Пластический шарнир в случае расположения нейтральной линии на границе полки со стенкой сжато-изогнутого перфорированного двутавра, частный случай

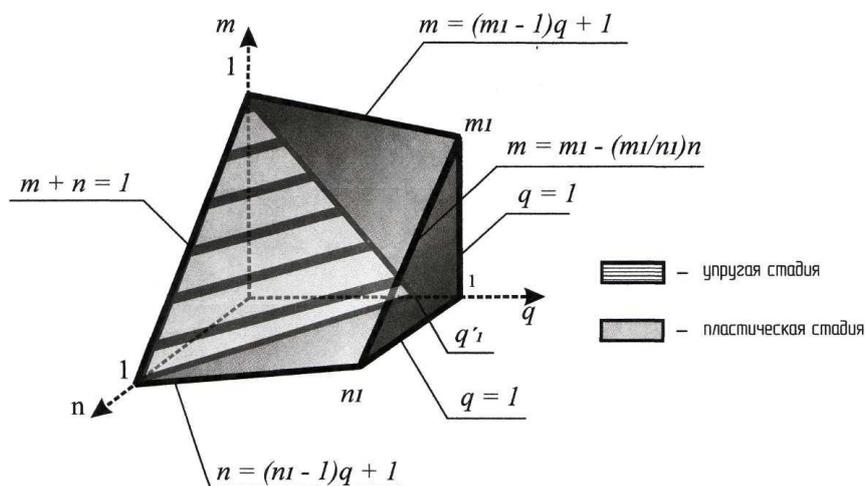


Рисунок 2 – Предельные поверхности для сжато-изогнутых перфорированных элементов в упругой и пластической стадиях

Предельные нормальные напряжения:

$$\sigma_1 = \sqrt{\sigma_t^2 - 3\chi \left(\frac{Q_{np}}{F_w} \right)^2}, \quad (10)$$

где F_w – площадь стенки перфорированного двутавра;

Предельный изгибающий момент:

$$M_{np} = F_t \psi h_c \psi \sigma_t, \quad (11)$$

где F_t – площадь сечения тавра, h_c – расстояние между центрами тяжести тавров в сечении 1-1.

$$M_1 = \left[\sigma_t \psi b_f \psi t_f + \sigma_1 \psi t_w \psi d - t_f \right] \psi h_1 - o_1 \psi t_w \psi h_t - d \psi h_3, \quad (12)$$

где h_1 и h_3 – см. рисунок 2.

$$d = \frac{1}{2 \psi t_w \psi \sigma_1} \sqrt{2 \psi t_w \psi \sigma_1 \psi 2 \psi t_w \psi \sigma_1 \psi h_t^2 + Q \psi b}. \quad (13)$$

Предельная поверхность для сжато-изогнутых перфорированных элементов в упругой стадии, построенная на основании [1], представлена на рисунке 3 и выражается формулой:

$$m' = 1 - n' - q', \quad (14)$$

где $q' = \frac{Q'}{Q'_{np}}$, $n' = \frac{N'}{N'_{np}}$, $m' = \frac{M'}{M'_{np}}$ – относительные координаты для предельной плоскости

перфорированных элементов (см. рисунок 2); N'_{np} , Q'_{np} , M'_{np} – предельная продольная сила, предельная поперечная сила, предельный изгибающий момент соответственно при их раздельном действии в упругой стадии; N' , Q' , M' – продольные сила, поперечная сила и изгибающий момент при их совместном действии.

Сравнивая форму поверхностей на рисунке 2, мы увидим, что предельные кривые в плоскости « $m-n$ » совпадают, а это значит, что при внецентренном сжатии без поперечной силы запас прочности равен разности предела текучести и расчётного сопротивления по пределу упругости: σ_t минус R_y . Если рассматривать плоскости « $m-q$ » и « $n-q$ » будет заметно, что запасы несущей способности на этих участках будут намного больше (до 30%), т.к. значение координаты $q_1' < 1$. При этом чем больше поперечная сила, тем больше увеличиваются резервы несущей способности перфорированного элемента в пластической стадии по сравнению с упругой.

В настоящее время применение перфорированных стержней ограничено, т.к. стоимость изготовления этих элементов лишь на 8-10% ниже стоимости сэкономленного металла. Предлагаемая инженерная методика расчёта при определённых сочетаниях нагрузок (см. рис. 2) и при соблюдении всех необходимых условий позволяет повысить экономический эффект от использования перфорированных конструкций до 30%.

Литература

1. СНиП II-23-81*. «Стальные конструкции», М.: Стройиздат, 2004. – 90 с.
2. Гвоздев, А.А. Расчёт несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. – М.: Стройиздат, 1949. – 280 с.

Складнев А.И.

Липецкий государственный технический университет, г. Липецк
Доктор технических наук

Рогатовских Т.М.

Липецкий государственный технический университет, г. Липецк
Аспирант

К.В. СЛИВЕЦ

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ГИБКОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ

В статье представлены результаты наблюдений, проведенных на опытной площадке. Численное моделирование разработки котлована было выполнено с использованием нелинейных упругопластических моделей, а так же с использованием идеально упругопластической модели с критерием прочности Кулона-Мора. Предложен метод определения параметров нелинейных упругопластических моделей. Данный метод базируется на использовании результатов стандартных изысканий, а так же на данных статического зондирования. Проведено сравнение результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений.

The results of the sheet pile wall field test are represented. Numerical modeling of excavation was made by using elastic perfectly-plastic model with Mohr-Columb failure criterion and non-linear elastic-plastic models. The method of determination of parameters for non-linear elastic-plastic models is suggested. This method is based on the results of standard soil tests and cone penetration tests. The results of numerical modeling and were compared with the in-situ measurements.

В связи с дефицитом свободной территории в центральной части Санкт-Петербурга все больший интерес проявляется к проектам, включающим освоение подземного пространства. Реализация подобных проектов сопряжена с рядом трудностей, среди которых основной является минимизация влияния на соседние здания и строения, поскольку разработка котлована неизбежно вызывает деформацию ограждающих конструкций и окружающего грунтового массива. Очевидно, что прогноз поведения ограждающих конструкций и грунтового массива должен строиться на основе сопоставления результатов, получаемых при использовании стандартных методов расчета [1-2] с данными натурных наблюдений. Натурные исследования могут проводиться на территории строительства на специальных опытных площадках. Полученные опытные данные должны сравниваться с результатами расчетов, полученных инженерными методами, а так же с результатами численного моделирования. На основании этого сравнения можно оценить погрешность стандартных методов расчета и выбрать наиболее достоверные расчетные модели, используемых при численном моделировании.

Первым примером проведения комплексного мониторинга при разработке котлована в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга была опытная площадка, расположенная вблизи Московского вокзала.

Инженерно-геологические условия площадки

По данным инженерно-геологических изысканий в геологическом строении участка до глубины 40 м принимают участие техногенные (tg IV) мощностью 2 м, морские и озерные (m, l IV) мощностью 7 м, озерно-ледниковые (lg III) мощностью 9 м, а так же ледниковые (g III) отложения мощностью 19 м (рис. 1). Инженерно-геологические условия типичны для центральной части города и характеризуются наличием мощной толщи слабых пылевато-глинистых грунтов.

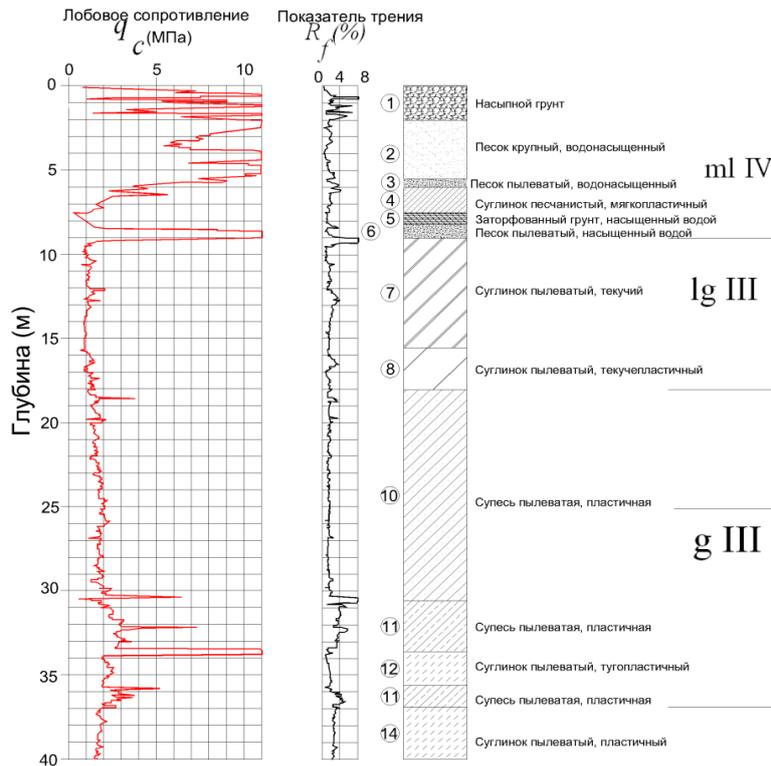


Рисунок 1 – Данные статического зондирования и инженерно-геологическая колонка

Конструкция котлована и размещение контрольно-измерительного оборудования

Опытный котлован в плане имеет размеры 31×11,5 м. Ограждающие конструкции выполнены из шпунта F 6012 (табл. 1) длиной 22 м.

Таблица 1 – Геометрические характеристики поперечного сечения шпунта F 6012

Профиль	Площадь сечения, см ²	W _x , см ³	I _x , см ⁴
		1 п. м стенки	1 п. м стенки
F 6012	246	5833	350000

Распорные конструкции установлены на глубине 3,5 м, глубина котлована составляла 8,5 м (рис. 2). Устройство котлована выполнялось в следующей последовательности:

- 1) устройство пионерной траншеи глубиной 1,5 м;
- 2) погружение шпунта длиной 22 м;
- 3) разработка грунта на глубину 4 м;
- 4) устройство распорных конструкций на глубине 3,5 м;
- 5) разработка грунта до глубины 8,5 м.

Для контроля перемещений грунтового массива и шпунтовой стенки были установлены инклинометры и геодезические марки (рис. 3). Измерения уровня грунтовых вод на территории опытной площадки выполнялись при помощи пьезометров.

Устройство шпунтового ограждения на опытной площадке котлована выполнялось при опережающей разработке траншей глубиной порядка 1,5...2 м, в которые погружались шпунтовые сваи. Это связано с тем, что в техногенном слое оказалось множество твердых включений, содержащих как строительный мусор, так и конструкции фундаментов ранее снесенных зданий. После погружения шпунта внутренний объем грунта подвергся экскавации на глубину 4 м, затем были выполнены распорные конструкции на глубине 3,5 м с обратной засыпкой пазух с внешней стороны шпунтового ограждения, после чего на опытной площадке было установлено контрольно-измерительное оборудование и взяты начальные от-

счета. Разработка котлована продолжилась до глубины 8,5 м, после чего в течение 90 дней проводились наблюдения.

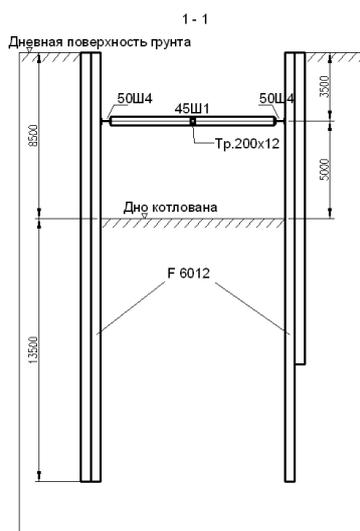


Рисунок 2 – Поперечный разрез котлована

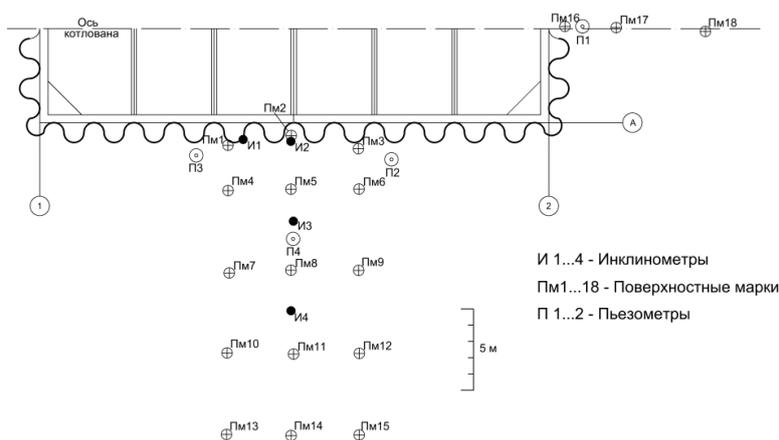


Рисунок 3 – Расположение контрольно-измерительного оборудования на опытной площадке

Горизонтальные перемещения грунта в пределах глубины измерений носили четко выраженный затухающий во времени характер (рис. 4).

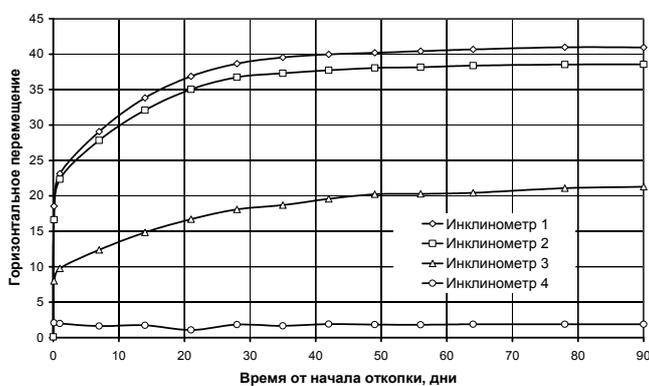


Рисунок 4 – Горизонтальные перемещения по данным инклинометрических наблюдений на глубине 11 м

Максимальное горизонтальное перемещение шпунтовой стенки (по инклинометрам 1 и 2) произошло на глубине 11 м, его величина в среднем по результатам обоих измерений составила 40 мм (рис. 5). Максимальные горизонтальные перемещения грунтового массива по данным инклинометра 3, находящегося на расстоянии 5,5 м от оси шпунта, также отмечены на глубине 11 м, их величина составила 22 мм. Максимальные горизонтальные перемещения грунтового массива по данным инклинометра 4, находящегося на расстоянии 11 м от оси шпунта, зафиксированы у поверхности земли и составили 20 мм.

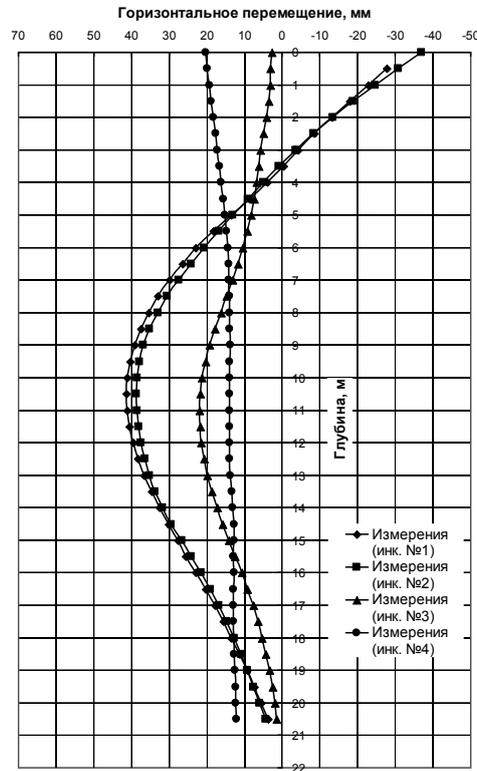


Рисунок 5 – Горизонтальные перемещения по данным различных инклинометров в заключительный период наблюдений

Сравнение полученных данных с результатами расчетов

Для моделирования работы ограждающих конструкций использовались как традиционные инженерные методы расчета, так и численное моделирование с использованием метода конечных элементов.

Среди стандартных способов расчета использовались: схема, учитывающая полную реализацию пассивного и активного давлений с неполным защемлением ограждения в грунт (схема Якоби), а так же схемы, учитывающие изменение давления на ограждение в зависимости от его перемещения, т.е. расчеты с использованием коэффициента постели. В одном из вариантов расчета коэффициент постели принимался постоянным по глубине, в другом – переменным, а значения коэффициента пропорциональности приняты по СП 50-102-2003. Постоянный по глубине слоя коэффициент постели рассчитывался в зависимости от жесткости ограждающих конструкций и модуля деформации грунта.

Таким образом, инженерные методы расчета отражают качественный характер деформирования ограждения, но абсолютные значения расчетных смещений выше наблюдавшихся в натуральных условиях. Максимальное смещение ограждения по схеме Якоби составляет 20 см, что в 5 раз выше фактических смещений (заметим, что схема Якоби предназначена для расчета ограждения только по первой группе предельных состояний). Максимальное расчетное смещение ограждения с использованием постоянного коэффициента постели со-

ставило 13 см, что более чем в 3 раза больше фактического, а при использовании переменного коэффициента постели – 8 см, т.е. в 2 раза выше фактического.

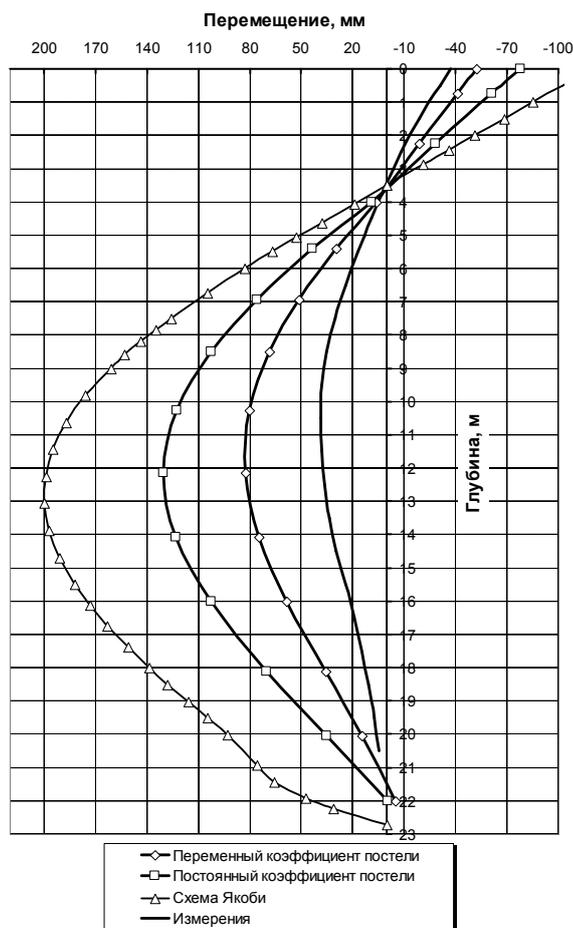


Рисунок 6 – Сравнение результатов расчета с данными натуральных наблюдений

При численном моделировании использовались идеально упругопластическая модель с критерием прочности Кулона-Мора, упругопластическая модель, основанная на аппроксимации нелинейной зависимости интенсивности сдвиговых деформаций от интенсивности касательных напряжений [4], реализованная в программном комплексе Fem-Models, а так же сходная упругопластическая модель Hardening Soil Model, реализованная в программе Plaxis. Для песчаных грунтов рассматривалась их дренированная работа, для глинистых – недренированная. Использование двух последних моделей предполагает наличие данных стабилметрических испытаний. Подобные испытания в рамках стандартных инженерно-геологических испытаний не проводились, поэтому значения недренированного сопротивления сдвигу принимались на основании данных статического зондирования [3] по формуле:

$$c_u = q_c / 19,$$

где q_c – лобовое сопротивление конуса зонда.

Помимо недренированного сопротивления сдвигу для описания стабилметрических испытаний необходимо знать величину интенсивности касательных напряжений при разрушении γ_c , которую можно выразить через вертикальную деформацию образца ε_1 . Для ее нахождения авторами предложена зависимость:

$$\varepsilon_1 = k / c_u,$$

где k – коэффициент равный $5,4 \text{ кН/м}^2$.

Результаты расчетов деформаций ограждающих конструкций, полученные при использовании модели Hardening Soil Model и упругопластической модели, реализованной в программном комплексе FEM Models, представлены на рисунке 7.

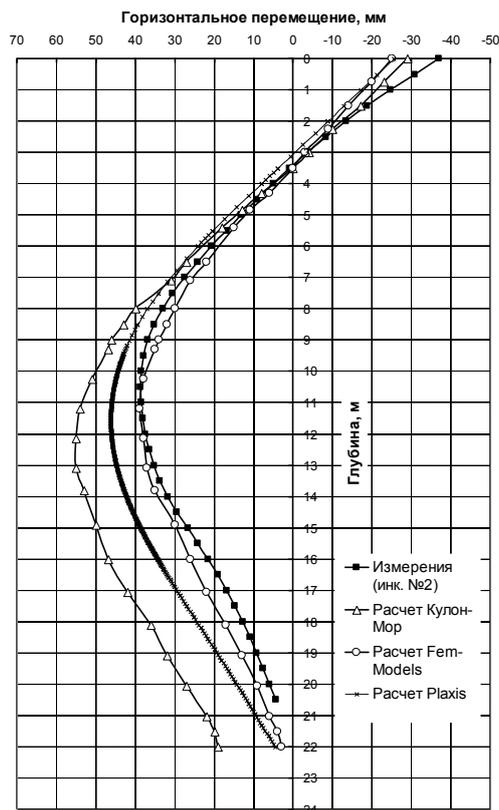


Рисунок 7 – Сравнение результатов расчета с данными натурных наблюдений (горизонтальные перемещения шпунта)

По данным численного моделирования с использованием упругопластических моделей, реализованных в программах FEM Models и Plaxis, максимальное горизонтальное смещение стенки составило 36 и 48 см соответственно. Перемещения стенки при использовании идеально упругопластической модели составили 55 мм и произошли на глубине 12,5 м. Таким образом, численное моделирование позволяет более точно отразить как количественную, так и качественную картину деформирования гибкого ограждения котлована по сравнению с инженерными методами.

Максимальные осадки поверхности грунтового массива вблизи котлована по данным наблюдений составили 39 мм и были отмечены на расстоянии 7 м от оси шпунта (рис. 8), а их величина соответствует горизонтальным смещениям ограждения. Максимальная осадка поверхности грунта при использовании упругопластической модели, реализованной в программе FEM Models, составила 37 мм. Величина максимальной осадки поверхности при использовании модели Hardening Soil Model составила 48 мм. В первом случае максимум осадки был отмечен на расстоянии 11 м от оси шпунта, во втором – на расстоянии 9,5 м. При использовании модели Кулона-Мора осадки поверхности не имеют четко выраженного максимума, а их картина резко отличается от опытных данных.

Таким образом, численное моделирование позволяет достаточно хорошо прогнозировать деформации гибкого ограждения котлована. Величины вертикальных смещений поверхности грунта, полученные в результате численного моделирования, несколько хуже согласуются с опытными данными. Если абсолютные значения вертикальных смещений, полученные при использовании обеих нелинейных упругопластических моделей, близки к экспериментальным данным, то расстояния от ограждения на которых реализуются максимальные осадки в 1,4-1,6 раза больше фактических. Наихудшее совпадение по осадкам продемонстрировала идеально упругопластическая модель с критерием прочности Кулона-Мора, что

связано с использованием в данной модели единого модуля деформации как на этапах нагружения, так и на этапах разгрузки.

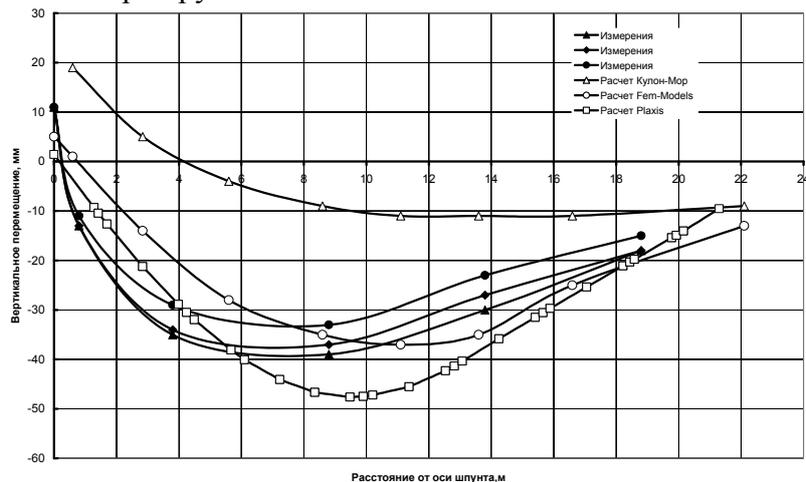


Рисунок 8 – Сравнение результатов расчета с данными натурных наблюдений (вертикальные перемещения поверхности грунта)

На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Деформации шпунтовой стенки, полученные при использовании стандартных методов расчета, сильно отличаются от наблюдаемых в действительности.
2. Выполненное сравнение результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений демонстрирует, что применение нелинейных упругопластических моделей значительно лучше отражает реальную работу ограждающих конструкций в сравнении с моделью Кулона-Мора.
3. Результаты численного моделирования с применением идеально упругопластической модели с критерием прочности Кулона-Мора значительно отличаются от наблюдаемых в действительности, особенно в части вертикальных перемещений поверхности грунтового массива вблизи котлована.

Литература

1. Будин, А.Я. Гибкие подпорные стенки [Текст] / А.Я. Будин. – Л.: Стройиздат, 1974. – 191 с.
2. Снитко, Н.К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок [Текст] / Н.К. Снитко, Л. – М.: Госстройиздат, 1963. – 295 с.
3. Улицкий, В.М. Учет развития деформации основания во времени при совместном расчете системы основание-фундамент-здание [Текст] / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – №10 – 2006.
4. Шашкин, А.Г. Упруго-вязко-пластическая модель структурно-неустойчивого глинистого основания [Текст] / А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – СПб. – №9. – С. 221.

Сливец К.В.

Петербургский государственный университет путей сообщения г. Санкт-Петербург
 Аспирант
 Тел. 8-812-316-61-18
 E-mail: kslivez@yandex.ru

УДК 624.015

В.М. СТРУЛЁВ, А.Б. ЧЕРКАШИН

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И ОСАДКА МОДЕЛЕЙ ФУНДАМЕНТОВ НА АРМИРОВАННОМ ОСНОВАНИИ

Данная работа посвящена исследованию влияния армирования на несущую способность и осадку песчаного основания для круглых, кольцевых и квадратных моделей фундаментов.

The present work deals with the influence of the reinforcement on the sand base's bearing capacity and settling of circular, ring and squared foundations models.

Фундаменты являются одной из самых ответственных строительных конструкций. На их устройство затрачиваются значительные материальные и трудовые ресурсы. Наиболее интересными являются исследования, связанные с совместной работой фундамента и основания с целью совершенствования методов расчета с учетом физически нелинейных зависимостей деформирования бетона и основания. В системе «фундамент – сжимаемое основание» наиболее слабым звеном является основание, существенным образом влияющее на геометрические размеры фундамента, а, следовательно, на стоимость. Одним из эффективных методов увеличения несущей способности основания является его армирование [1-6].

Испытания проводились в металлическом лотке с размерами 2000×2500×1500 мм. Основанием служил увлажненный ($\omega=10\%$) пылеватый песок, послойно уплотненный до плотности $\rho=1,70$ г/см³.

Просеянный песок отсыпали слоями по 15 см и уплотняли металлической трамбовкой. Требуемая плотность основания достигалась определенным числом ударов трамбовки по одному следу. После каждого эксперимента песок убирали на глубину 1,5...2 диаметра модели ниже подошвы и укладывали заново. На предварительно уплотненный грунт устанавливалась железобетонная модель. На модели укладывался жесткий металлический диск толщиной 10 мм для равномерной передачи нагрузки. Нагрузка на штампы передавалась с помощью гидравлического домкрата, контроль усилия осуществлялся с помощью образцового динамометра на сжатие (ДОС-5), установленного на домкрате. Для измерения осадки штампа использовались индикаторы часового типа (ИЧ-10) с ценой деления 0,01 мм, укрепленными на реперной раме. Нагрузка подавалась ступенчато по 0,1 от максимальной нагрузки с выдержкой по 20 мин. на каждой ступени до наступления условной стабилизации перемещений. Нагрузка прикладывалась центрально.

Для определения влияния жесткости арматурных сеток поверхностного армирования на осадку и несущую способность основания были изготовлены три сетки из арматуры диаметром соответственно 6, 8, 10 мм класса А 400 размером 500×500 мм с шагом стержней 50×50 мм. В качестве модели фундамента служила квадратная железобетонная плита с размерами 300×300×50 мм. Графики зависимости осадки от нагрузки представлены на рисунке 1.

С увеличением жесткости сеток несущая способность повышается, а для сетки из арматуры диаметром 10 мм она не была достигнута по причине силового ограничения установки. Применение сеток поверхностного армирования приводит к значительному уменьшению осадки (в 4-6 раз по сравнению с базовым штампом). Для дальнейших исследований моделей круглых и кольцевых штампов был принят диаметр стержней арматуры сетки равный 10 мм.

Для оценки влияния армирования на несущую способность основания круглых и кольцевых штампов были изготовлены железобетонные модели фундаментов с одинаковой площадью контакта с отношением d/D (где d – внутренний диаметр кольцевого штампа, D – наружный диаметр) равным 0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8 с базовым диаметром $D=264$ мм (при $d/D=0$). В качестве поверхностного армирования была изготовлена сетка с внешним диаметром 440 мм

из арматуры класса А400 диаметром 10 мм с квадратными ячейками 50 мм. На рисунке 2 показаны геометрические размеры образцов, положение арматурной сетки и схема нагружения.

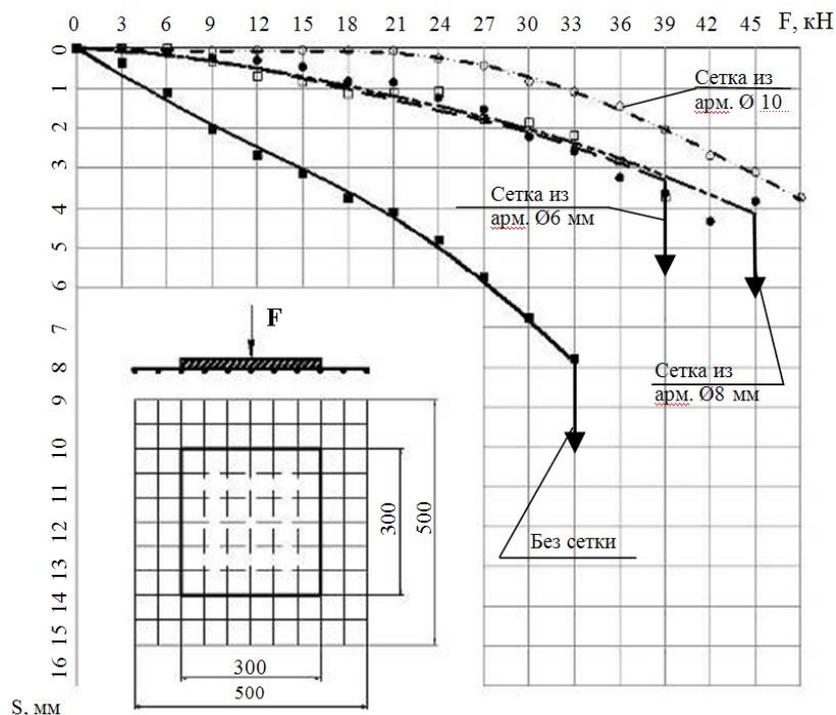


Рисунок 1 – Графики зависимости осадки от действия вертикальной нагрузки, приложенной центрально

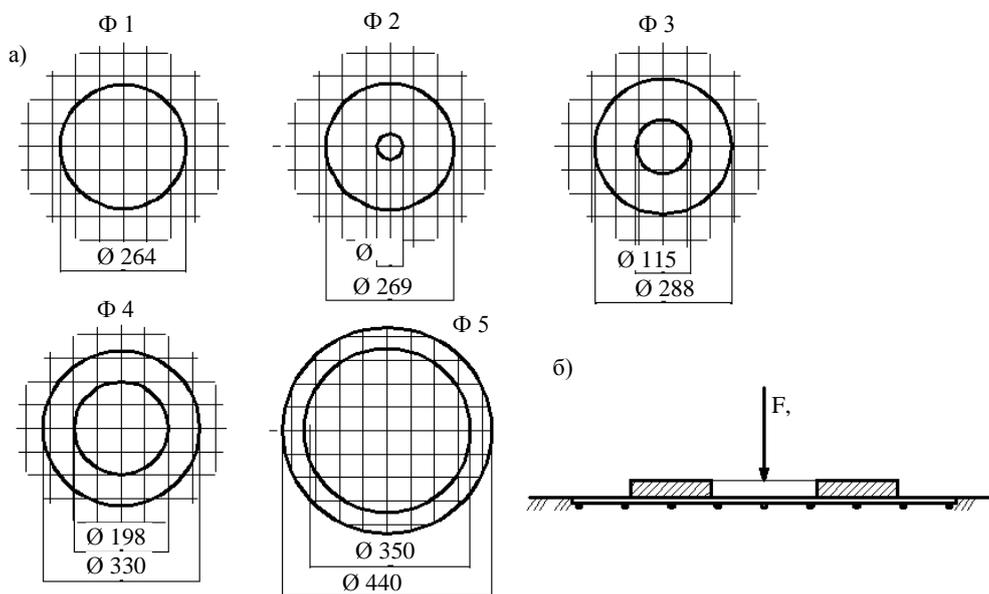


Рисунок 2 – Образцы для испытаний с наложением арматурной сетки (а), схема поверхностного армирования и нагружения (б) при отношении d/D равном: Ф1 – 0; Ф2 – 0,2; Ф3 – 0,4; Ф4 – 0,6; Ф5 – 0,8

Для определения влияния глубины заложения арматурной сетки на несущую способность основания были проведены эксперименты с использованием сетки при глубине заложения $h_s=0, 50, 100, 200$ мм. На рисунке 3 представлены графики зависимостей несущей способности основания от отношения d/D .

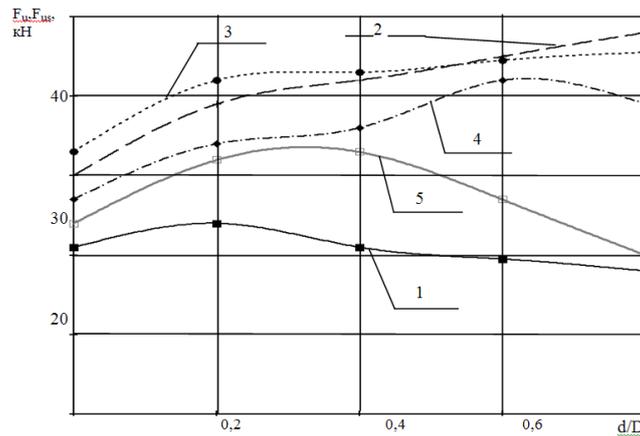


Рисунок 3 – Зависимость несущей способности неармированного (1) и армированного (2...5) песчаного основания от отношения d/D : 2, 3, 4, 5 – армирование сеткой, соответственно заглубленной на 0, 50, 100 и 200 мм

Применение арматурных сеток в основании штампа приводит к увеличению несущей способности в широком диапазоне отношений d/D . Наиболее эффективным является применение арматурных сеток в приповерхностной зоне ($h_s=0-50$ мм). Несущая способность повышается от 1,37 ($d/D=0$) до 2,67 ($d/D=0,8$) раза. С увеличением заглубления арматурных сеток происходит уменьшение эффективности их использования, так, для глубины заложения 200 мм для штампа с $d/D=0,8$ несущая способность практически не меняется по отношению к базовому штампу.

Повышение несущей способности основания происходит в зоне действия максимальных вертикальных напряжений (σ_z) под подошвой фундамента за счет создания стесненных поперечных деформаций и препятствия выпора грунта, находящегося во внутреннем или за пределами внешнего кольца штампа. С увеличением глубины заложения арматурных сеток значения вертикальных напряжений уменьшаются, что приводит к уменьшению эффективности создания стесненных поперечных деформаций. Арматурные сетки, расположенные глубоко от поверхности практически не оказывают влияния на выпор грунта.

Литература

1. 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. тр. Воронеж, 1992. – С. 138-141.
2. Худяков, А.В. Экспериментальные исследования характера разрушения песчаного основания кольцевых штампов [Текст] / А.В. Худяков // Труды ТГТУ, вып. №5, Тамбов, 2000. – С. 247-251.
3. Струлев, В. М. Исследования осадки фундаментов и напряженно-деформированного состояния штампов с одинаковой площадью контакта [Текст] / В.М Струлев, В.Ю. Воеводкин, П.В. Хорохорин // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: мат. Междунар. академ. чтений. – Курск. гос. техн. ун-т. Курск, 2006.
4. Струлев, В.М. Исследования осадки круглых и кольцевых штампов с заглубленной в грунт цилиндрической оболочкой [Текст] / В.М Струлев, А.А. Зайцев, И.М. Уткин // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: мат. Международных академических чтений. – Курск. гос. техн. ун-т. Курск, 2006.
5. Леденев, В.В. Влияние поверхностного армирования на несущую способность песчаного основания [Текст] / В.В. Леденев, В.М. Струлев, А.Б. Черкашин // Состояние современной строительной науки // Сб. науч.-тр. – Полтава: Полтавский ЦНТИ, 2007. – С. 155-157.
6. Леденев, В.В. Влияние армирования на несущую способность песчаного основания [Текст] / В.В. Леденев, В.М. Струлев, А.Б. Черкашин // Эффективные конструкции, материалы и технологии в строительстве и архитектуре. Сб. ст. междунар. науч.-прак. конф. – Липецк, 2007. – С. 153-157.

А.А. ТРЕЩЕВ. А.В. КОРНЕЕВ

МОДЕЛЬ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ТИТАНОВЫХ СПЛАВОВ В ПРОЦЕССЕ НАСЫЩЕНИЯ ВОДОРОДОМ

Проанализированы известные подходы к построению уравнений состояния для конструкционных материалов, деформирование которых зависит от степени проникновения физически активной среды в структуру конструкции, когда эта неоднородность проявляется как разнсопротивляемость. На примере тел, подверженных наводороживанию предложены новые соотношения между деформациями и напряжениями для материалов, контактирующих с активной средой. «Константы» соотношений представлены в виде функций от концентрации физически активной среды в теле материала. Эти соотношения конкретизированы для титановых сплавов BT1-0, BT14 и TC5.

Known approaches to construction of the equations of a condition for constructional materials which deformation depends on a degree of penetration of physically active environment in structure of a design when this heterogeneity is shown as different resistance are analysed. By the example of the bodies subject saturation by hydrogen new ratio between deformations and pressure for the materials contacting to the active environment are offered. «Constants» ratio are submitted as functions from concentration of physically active environment in a body of a material. These ratio are concretized for titanic alloys BT1-0, BT14 and TC5.

В ходе термической обработки и горячей обработки давлением в атмосфере воздуха титановые сплавы загрязняются газами (кислородом, воздухом), в результате чего их свойства изменяются [1-2]. Накапливаясь в объеме конструкций с течением времени, водород ухудшает пластические свойства металлов, приводя к охрупчиванию и резкой потере несущей способности. При этом процесс газонасыщения титановых сплавов приводит к возникновению наведенной разнсопротивляемости изначально нечувствительного к виду напряженного состояния материала.

В представленной работе на базе известных экспериментальных сведений [4] исследовано влияние наводороживания на деформирование титановых сплавов, которое моделируется как наведенная чувствительность механических характеристик к виду напряженного состояния. При этом в основу математической модели наводороживания положены определяющие соотношения, принятые в работе [3].

Потенциал деформаций для разнсопротивляющегося материала. Согласно идеям работы [3], напряженное состояние в точке изотропного деформируемого тела определяется в двух пространствах. В пространстве главных осей напряженное состояние задается модулем вектора полного напряжения $S = (\sigma_k \sigma_k)^{1/2}$ и его направляющими косинусами $\alpha_k = \sigma_k / S$ (здесь σ_k – главные напряжения). В пространстве, связанном с октаэдрической площадкой, напряженное состояние определяется модулем вектора полного напряжения на этой площадке $S_0 = (\sigma^2 + \tau^2)^{1/2}$, углом ψ , который образует вектор S_0 с нормалью к этой площадке, и углом φ – фазой напряжений. Здесь $\sigma = \sigma_{ij} \delta_{ij} / 3$, $\tau = (S_{ij} S_{ij} / 3)^{1/2}$, $S_{ij} = s_{ij} - d_{ij} s$ ($i, j = 1, 2, 3$), $\zeta = \cos \psi = \sigma / S_0$, $\eta = \sin \psi = \tau / S_0$, $\cos 3j = 2^{1/2} \zeta S_{III} / \tau^3$, $S_{III} = S_{ik} S_{kj} S_{ij}$. В работе [3] были получены две нелинейные формы потенциала деформаций:

$$W = \{K_e\} W_0 + \{K_p\} W_0^n; \quad (1)$$

$$W = \{Y_e\} W_1 + \{Y_p\} W_1^n, \quad (2)$$

где $\{K_e\}, \{Y_e\}, \{K_p\}, \{Y_p\}$ – константы квазилинейной и нелинейной частей потенциала, определяемые в результате обработки стандартных опытов; $K_e = A_e B_e C_e D_e$; $\{K_p\} = \{A_p B_p C_p D_p\}$;

$$Y_{e1} = 3(A_e + C_e); \quad Y_{e2} = 3(A_e - C_e/2); \quad Y_{e3} = \sqrt{3}(B_e + 2D_e); \quad Y_{e4} = \sqrt{27}B_e; \quad Y_{e5} = \sqrt{1,5}(B_e - D_e);$$

$$Y_{p1} = 3(A_p + C_p); \quad Y_{p2} = 3(A_p - C_p/2); \quad Y_{p3} = 3(B_p + 2D_p); \quad Y_{p4} = \sqrt{27}B_p; \quad Y_{p5} = \sqrt{1,5}(B_p - D_p);$$

$$W_0 = S^2 \begin{bmatrix} 1 \\ \alpha_1^3 + \alpha_2^3 + \alpha_3^3 \\ \alpha_1\alpha_2 + \alpha_2\alpha_3 + \alpha_3\alpha_1 \\ \alpha_1\alpha_2^2 + \alpha_1\alpha_3^2 + \alpha_2\alpha_3^2 + \alpha_2\alpha_1^2 + \alpha_3\alpha_1^2 + \alpha_3\alpha_2^2 \end{bmatrix}; \quad W_1 = S_0^2 \begin{bmatrix} \xi^2 \\ \eta^2 \\ \xi^3 \\ \xi\eta^2 \\ \eta^3 \cos 3j \end{bmatrix}.$$

Следствием принятых форм потенциала W (1), (2) являются зависимости между деформациями и напряжениями, имеющие дилатационный характер.

Определение констант потенциала. Здесь воспользуемся методикой, приведенной в работе [3] для опытов на осевое растяжение и осевое сжатие при простом нагружении. Математическая обработка экспериментальных данных проводилась по способу наименьших квадратов. Для формы (1) при одноосном растяжении и одноосном сжатии зависимости между главными деформациями и напряжениями представляются в виде:

$$e_k^\pm = P_k^\pm \sigma_1^\pm + T_k^\pm (\sigma_1^\pm)^m, \quad k = 1, 2, \quad (3)$$

где $m = 2n - 1$, P_k , T_k коэффициенты, вычисляемые соответственно через константы потенциала $\{K_e\}$ и $\{K_p\}$; верхние индексы “плюс” относятся к характеристикам растяжения, а “минус” – к характеристикам сжатия.

$$A_e = (P_1^+ - P_1^-)/4; \quad B_e = (P_1^+ + P_1^-)/4; \quad C_e = (P_2^+ - P_2^-)/2; \quad D_e = (P_2^+ + P_2^-)/2;$$

$$A_p = [(T_1^+/2n)^{1/n} + (-T_1^-/2n)^{1/n}]/2; \quad B_p = [(T_1^+/2n)^{1/n} - (-T_1^-/2n)^{1/n}]/2; \quad (4)$$

$$C_p = [T_2^+/(T_1^+/2n)^{(n-1)/n} - T_2^-/(-T_1^-/2n)^{(n-1)/n}]/2n;$$

$$D_p = [T_2^+/(T_1^+/2n)^{(n-1)/n} + T_2^-/(-T_1^-/2n)^{(n-1)/n}]/2n.$$

Для вычисления восьми констант потенциала деформаций W , представленного в форме (1), достаточно четыре экспериментальных кривых, выбранных из опытов на одноосное растяжение и одноосное сжатие.

Для полной корректности рассмотренных соотношений (1), (2) с учетом полученных констант необходимо проверить устойчивость потенциала в малом:

$$\delta\sigma_{ij}\delta e_{ij} \geq 0. \quad (5)$$

Модель наведенной разносопротивляемости. Математическая модель деформирования титановых сплавов в условиях воздействия водородосодержащей среды может быть представлена потенциалом деформаций разносопротивляющегося материала (1), (2), в котором константы $\{K_e\}, \{Y_e\}, \{K_p\}, \{Y_p\}$ следует выразить в виде функций от уровня наводороживания λ . Кроме того, в виде функции от λ необходимо представить показатель степени, определяющий нелинейность материала, т.е. параметры P_k^\pm , T_k^\pm и n заменить функциями $P_k^\pm = P_k^\pm(\lambda)$, $T_k^\pm = T_k^\pm(\lambda)$ и $n = n(\lambda)$. Вид этих функций легко установить в результате аппроксимации экспериментальных диаграмм деформирования образцов при одноосном растяжении и сжатии, испытанных на различных уровнях насыщения водородом.

В работе Трещева А.А., Сергеевой С.Б., Сычевой А.В. [5] обработка экспериментальных диаграмм деформирования титановых сплавов имела некоторые неточности. В настоящей работе с целью более точного учета влияния наводороживания на напряженно-деформированное состояние элементов конструкций, описываемого с помощью определяющих соотношений, принятых в работе [3], внесены коррективы в обработку экспериментальных диаграмм. Рассматривались элементы конструкций, выполненные из титанового сплава *BTI-0* и из титанового сплава *ТС5*. По результатам обработки экспериментальных диаграмм деформирования титановых сплавов, насыщенных водородом до определенного уров-

ня λ (0,01; 0,03 и 0,05%), были получены новые значения коэффициентов P_k^\pm , T_k^\pm , благодаря которым кривые одноосного сжатия образцов в исходном и наводороженном состояниях совпали с кривыми одноосного растяжения тех же образцов при насыщенности 0%.

Обработка экспериментальных данных выполнялась при помощи прикладной программы "ORIGIN". Результатом обработки диаграмм деформирования стали кинетические зависимости материальных функций, которые рекомендуется представить в форме:

а) сплав ВТ1-0

$$P_k^+(\lambda) = a_{0k}^+ + a_{1k}^+ \lambda + a_{2k}^+ \lambda^2; P_k^-(\lambda) = a_{0k}^-; n(\lambda) = \Delta_0 + \Delta_1 \lambda;$$

$$T_k^+(\lambda) = b_{0k}^+ + b_{1k}^+ \exp(-\lambda/q_k^+); T_k^-(\lambda) = b_{0k}^-; \quad (6)$$

б) сплав ТС5

$$P_k^+(\lambda) = a_{0k}^+ + a_{1k}^+ \lambda + a_{2k}^+ \lambda^2 + a_{3k}^+ \lambda^3; P_k^-(\lambda) = a_{0k}^-; n(\lambda) = \Delta_0 + \Delta_1 \lambda + \Delta_2 \lambda^2;$$

$$T_k^+(\lambda) = b_{0k}^+ - (b_{0k}^+ - b_{1k}^+) / \{1 + \exp[(\lambda - q_k^+) / v_k^+]\}; T_k^-(\lambda) = b_{0k}^- . \quad (7)$$

Здесь параметры P_k^\pm принимаются в $[МПа]^{-1}$, а T_k^\pm – в $[МПа]^{(1-2n)}$.

На рисунке 1 разносимвольными точками обозначены экспериментальные данные [4], а сплошными линиями – результаты теоретического расчета, полученные в соответствии с определяющими соотношениями (1), (2) с учетом представлений (6), (7).

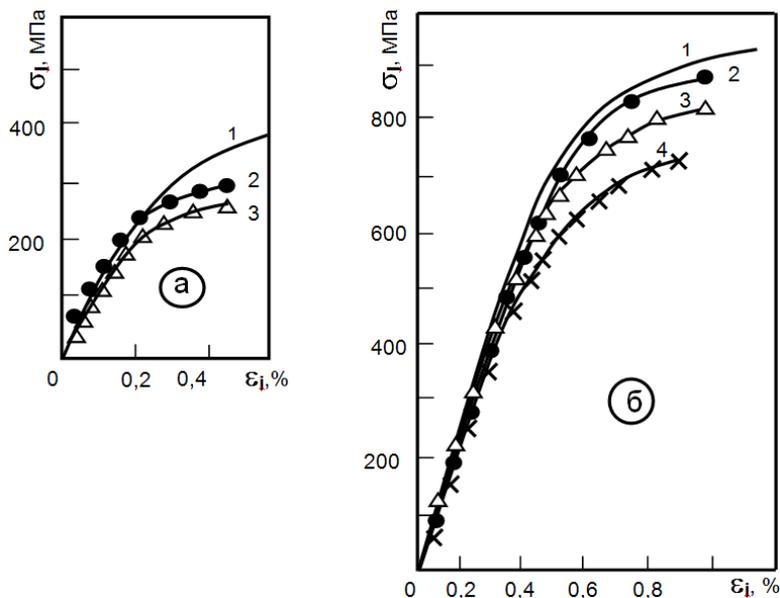


Рисунок 1 – Диаграммы одноосного растяжения сплавов ВТ1-0 (а), ТС5 (б) при различном содержании водорода: 1 – исходное состояние при насыщенности 0%; 2 – при насыщенности 0,01%; 3 – при насыщенности 0,03%; 4 – при насыщенности 0,05%

Для того чтобы модель деформирования титановых сплавов, подвергающихся наводороживанию, была замкнута к уравнениям состояния (1), (2) с учетом функциональных зависимостей (6),(7) следует добавить дифференциальное уравнение, описывающее закон активной диффузии водорода [5].

Отличительной особенностью этого построения является независимость коэффициентов P_k^\pm , T_k^\pm от концентрации среды вследствие неизменности свойств материала в сжатой зоне, что приводит к более точному учету влияния наводороживания на напряженно-деформированное состояние элементов конструкций.

Литература

1. Колачев, Б.А. Механические свойства титана и его сплавов [Текст] / Б.А. Колачев, В.А. Ливанов, А.А. Буханова. – М.: Металлургия, 1974. – 543 с.
2. Крылов, Б.С. Влияние водорода на механические свойства сплава ВТ15 и о механизме водородного охрупчивания [Текст] / Б.С. Крылов // Изв. АН СССР. Металлы, 1967. – № 4. – С. 147-155.
3. Матченко, Н.М. Определяющие соотношения изотропных разнсопротивляющихся сред. Нелинейные соотношения [Текст] / Н.М. Матченко, Л.А. Толоконников, А.А. Трещев // Изв. РАН. МТТ, 1999. – № 4. – С. 87-95.
4. Гервиц, Т.Я. Влияние газонасыщения на статическую прочность титановых сплавов [Текст] / Т.Я. Гервиц // ФХММ, 1981. – № 2. – С. 45-48.
5. Сергеева, С.Б. Модель влияния газонасыщения на напряженно-деформированное состояние материалов [Текст] / С.Б. Сергеева, А.В. Сычева, А.А. Трещев // Изв. вузов. Строительство, 1999. – №12. – С. 14-20.

Трещев А.А.

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

Корнеев А.В.

Тульский государственный университет, г. Тула
Тел. 8 (4872) 35-59-07
E-mail: taa58@yandex.ru

А.В. ТУРКОВ

ОЦЕНКА СТЕПЕНИ ПОДАТЛИВОСТИ ЗАДЕЛКИ БАЛОК ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ

Изложена методика и приведены результаты оценки степени зацемянения деревянных стержней цельного сечения по результатам динамических испытаний. Влияние податливости заделки исследовалось на расчетной схеме, представляющей собой стержень, с установленными по концам двумя жесткими и двумя опорами переменной жесткости, которая определяет податливость заделки.

The method and the results of the evaluation of the compliance degree of support units of wooden beams by the results of dynamic tests are described. The influence of the beam anchorage compliance is investigated by means of the design diagram, which has a form of a bar (a beam correspondingly) with middle rigid supports and border supports of fluctuating rigidity. The dependency graphs of frequency changes of the basic amplitude of natural oscillations from the border support rigidity are plotted.

При составлении расчетных схем конструктивных элементов зданий и сооружений обычно используют два условия опирания – шарнирное и жесткое. Для строительных конструкций из железобетона и металла такие схемы опирания при соответствующем конструктивном оформлении узлов в достаточной степени отражают реальные условия их закрепления.

Вместе с тем, для конструкций из таких материалов, как древесина, обладающих пониженным сопротивлением смятию и относительно низким модулем упругости, податливостью жестких узлов пренебрегать нельзя.

Целью настоящего исследования является оценка степени податливости заделки в зависимости от частот основного тона их собственных колебаний на примере однопролетных балок.

На первом этапе исследования были получены теоретически частоты основного тона собственных колебаний однопролетных деревянных балок пролетом 2,9 м. Сечение балок принималось трех типоразмеров: 150×50 мм, 100×50 мм и 50×50 мм, причем больший размер являлся высотой сечения. Условия закрепления концов балок рассматривались следующие: 2 шарнира; 1 шарнир и 1 заделка; 2 заделки, при этом заделки предполагались неподатливыми.

Экспериментальные исследования проводились на трех балках с сечениями, принятыми для теоретического расчета, и того же пролета. Балки крепились на специальных опорах. Для создания жесткого узла опирания использовался вертикальный винтовой зажим. Для предотвращения значительного смятия древесины прижим осуществлялся через 4 уголка, уложенных по ребрам балки.

Поперечные колебания балки возбуждались электродвигателем постоянного тока с дисбалансом ≈ 15 г, скорость вращения вала двигателя регулировалась при помощи блока питания. Испытания балки велись в резонансном режиме. Результаты расчетов и испытаний балок приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Результаты расчетов и испытаний балок

№№ п/п	Схема опирания балки	Сечение балки (мм)	Теоретическая частота основного тона колебаний $f_{теор}$ (с ⁻¹)	Экспериментальная частота основного тона колебаний $f_{эксп}$ (с ⁻¹)	$\frac{f_{теор}}{f_{эксп}}$
1	2 шарнира	150x50	37,4	38,4	0,97
2	1 шарнир, 1 заделка		52,3	42,3	1,24
3	2 заделки		84,4	50,8	1,66
4	2 шарнира	100x50	24,3	26,8	0,91
5	1 шарнир, 1 заделка		37,9	32,3	1,17
6	2 заделки		54,9	42,3	1,30
7	2 шарнира	50x50	10,7	9,8	1,09
8	1 шарнир, 1 заделка		16,7	14,8	1,13
9	2 заделки		24,2	20,6	1,17

Влияние податливости заделки исследовалось на расчетной схеме, представляющей собой стержень (собственно балку) со средними жесткими опорами и крайними опорами переменной жесткости $EA_{оп}$, которая определяет податливость заделки (рис. 1).

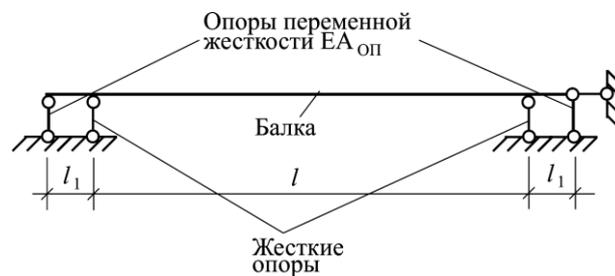


Рисунок 1 – Расчетная схема балки с крайними опорами переменной жесткости

При жесткости крайних опор, стремящейся к нулю, они не будут оказывать сопротивления повороту опорного сечения балки, и в этом случае можно принять на обеих опорах балки шарниры. А при изгибной жесткости вставок, стремящейся к бесконечности, вставка будет оказывать значительное сопротивление повороту опорного сечения балки, и в этом случае можно принять на обеих опорах балки жесткую заделку. Промежуточные значения изгибной жесткости вставок будут характеризовать податливость заделки. Далее решалась задача определения частот колебаний балки при изменении жесткости крайних опор. По результатам расчетов построены графики изменения частот собственных колебаний в зависимости от жесткости крайних опор (рис. 2). Из графиков (рис. 2) видно, что характер изменения частот основного тона собственных колебаний для балок различных сечений совпадает.

Для проверки работоспособности выбранной расчетной схемы (рис. 1) была рассчитана балка, опертая на одном конце шарнирно, а на другом – посредством податливой заделки (рис. 3).

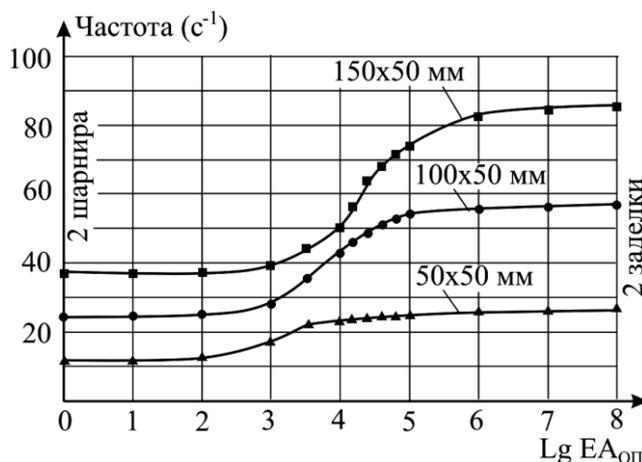


Рисунок 2 – Изменение частоты колебаний балок в зависимости от жесткости крайних опор

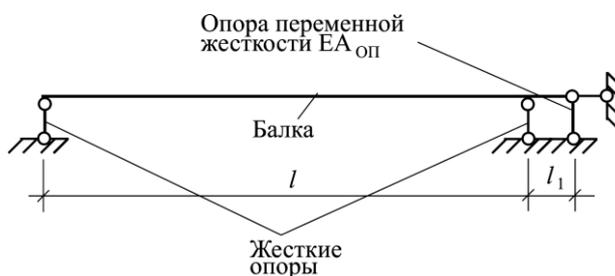


Рисунок 3 – Расчетная схема балки с шарниром и податливой заделкой

Фактическая жесткость податливых заделок для расчета определялись по графику (рис. 2) по соответствующим экспериментальным частотам колебаний балок с двумя податливыми заделками на опорах (табл. 1), которые равны: для балки 150×50 мм – 50,8 с⁻¹, для балки 100×50 мм – 42,3 с⁻¹, для балки 50×50 мм – 20,6 с⁻¹. Данные расчетов сведены в таблицу 2.

Таблица 2 – Результаты расчета балок с шарниром и податливой заделкой

№№ п/п	Схема опирания	Сечение h×b (мм)	Теоретическая частота основного тона $f_{теор}$ (с ⁻¹)	Экспериментальная частота основного тона $f_{эксп}$ (с ⁻¹)	$\frac{f_{теор}}{f_{эксп}}$
1	1 шарнир, 1 податливая заделка	150x50	44,2	42,3	1,045
2	1 шарнир, 1 податливая заделка	100x50	33,2	32,3	1,028
3	1 шарнир, 1 податливая заделка	50x50	15,6	14,8	1,054

Как видно из таблицы 2, при учете податливости заделки теоретические значения частот основного тона собственных колебаний балок хорошо согласуются с экспериментальными, разница между ними составляет от 2,8% до 5,4.

Приведенные в статье теоретические и экспериментальные результаты показывают, что с помощью вибрационного метода можно с достаточно высокой степенью точности оценивать степень податливости заделки деревянных балок.

Турков А.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел

Кандидат технических наук, доцент

Тел. 8 (4862) 41-98-05

E-mail: ftis_dec@ostu.ru

УДК 624.155

А.С. ЧЕРНЫШ, Т.Г. КАЛАЧУК, П.С. АШИХМИН

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СВАИ-ИНЪЕКТОРА В РМИРОВАННОМ ГЕОМАССИВЕ

В статье представлены результаты исследования работы сваи-инъектора в рыхлых песчаных грунтах при закреплении околосвайного геомассива твердеющим раствором на основе метода смолизации. Приведены оборудование и методика, использованные при проведении полевого натурного эксперимента. Рассмотрены вопросы области применения свай данной конструкции.

In this article the results of the investigation of behaviour of pile in stabilized sandy soil were presented. Methodology and equipment which were used during the operation were listed. Issues of area of application were considered.

В связи с возрастающей урбанизацией для строительства приходится использовать участки со сложными инженерно-геологическими условиями, которые выдвигают новые требования к конструкции фундаментов зданий и сооружений. Исторически сложилось, что города строились на берегах рек, а также в непосредственной близости к ним. Например, город Белгород находится на берегах рек Северский Донец и Везелка. В настоящее время происходит интенсивное застраивание пойменных участков этих рек. На рисунке 1 представлен геологический разрез по левобережью реки Везелка.

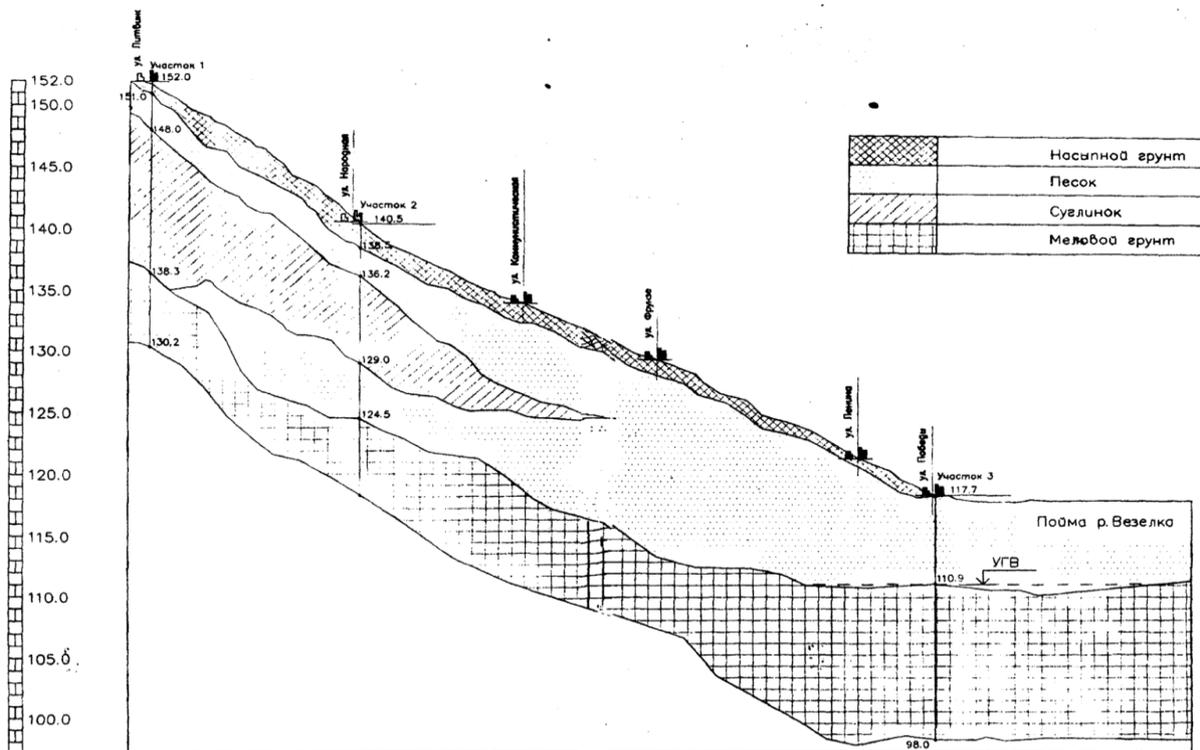


Рисунок 1 – Геологический разрез по левобережью реки Везелка

Как видно из рисунка в геологическом строении поймы присутствует мел, прикрытый сверху аллювиальными песками. В качестве фундаментов для зданий и сооружений, возводимых на пойменных участках, используют свайные фундаменты. В качестве несущего инженерно-геологического элемента чаще всего используют мел. Однако в верхней части меловая толща представлена мелом-рухляком, образовавшимся при выветривании, а также ме-

лами текучепластичной и текучей консистенции. Приходится пробивать толщу песка и опираться сваи на плотный пясчий мел. Это связано с увеличением длины свай, что приводит к увеличению расходов на строительство.

В связи с этим актуальным вопросом является разработка новых типов конструкций фундаментов, которые универсально решали бы несколько проблем. Например, увеличивали несущую способность при создании сопутствующей противодиффузионной завесы.

На кафедре Городского кадастра и инженерных изысканий БГТУ им. В.Г. Шухова разработана конструкция сваи-инъектора, позволяющая не только сохранить, но и повысить несущую способность вишачей сваи при уменьшении длины конструкции за счет увеличения площади опирания и вовлечения в работу околосвайного массива грунта, закрепленного твердеющим раствором.

Разработанная свая-инъектор позволяет закачивать твердеющий раствор через тело сваи, формируя вокруг конструкции массив армированного грунта прочно адгезионно связанного с телом сваи.

Для исследования работы сваи-инъектора в условиях песчаных грунтов были проведены натурные полевые эксперименты. Для проведения экспериментов на территории были подготовлены и спланированы две опытные площадки размерами 3×8 м. В геоморфологическом отношении площадки приурочены к третьей правобережной надпойменной террасе р. Везелка. Физико-механические характеристики грунтов опытных площадок №1 и №2 представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Физико-механические характеристики грунтов опытных площадок

Номер ИГЭ, его описание	Мощность слоя, м	Удельный вес γ , кН/м ³	Прир. влажн W	Кэфф порист e	Степень влажн. S_r	Удельное сцепление c , кПа	Угол внутр. трения φ , град	Модуль деформации E , МПа
Площадка №1								
1 – чернозем	0,5 – 0,6	15,2	-	-	-	-	-	-
2 – суглинок полутверд.	1,2 – 1,5	17,56	0,13	0,72	0,49	25	22	20
3 – песок мелкий	9,5 – 10	16,68	0,20	0,87	0,61	1	28	16
4 – мел пясчий	3,5 – 4	19,62	0,22	-	-	-	-	-
Площадка №2								
1 – чернозем	0,5 – 0,7	15,7	-	-	-	-	-	-
2 – суглинок полутверд.	1 – 1,5	17,85	0,15	0,72	0,56	25	22	20
3 – песок мелкий	9 – 9,5	17,2	0,20	0,82	0,65	1	28	16
4 – мел пясчий	3 – 3,5	21,58	0,25	-	-	-	-	-

Так как на формирование армированного грунта и на несущую способность сваи-инъектора в немалой степени влияет коэффициент фильтрации грунта, то на опытных площадках были проведены работы по определению этой характеристики песка методом налива в скважины. Коэффициент фильтрации на площадке №1 составил 22 м/сут., на площадке №2 – 10 м/сут.

В качестве свай использовались металлические трубы сечением 50×50 мм длиной 0,5 и 0,75 м. Размер сваи подбирался из условия геометрического подобия и соответствовал натурным железобетонным сваям сечением 300×300 мм длиной 3 и 4,5 м. Для имитации бетонной поверхности сваи покрывались смесью мелкозернистого песка и цемента на клее БФ. Нижний конец закрывался заостренным деревянным наконечником. Внутри труб при помощи хомутов крепились медные трубки диаметром 6 мм, через которые проводилось нагнетание раствора в грунт. В трубках были прорезаны щелевидные отверстия для выхода раствора. В металлических трубах также были прорезаны отверстия для выхода раствора в 5 см от нижнего и в 10 см от верхнего конца.

Конструкция сваи-инъектора для натурального эксперимента представлена на рисунке 2.

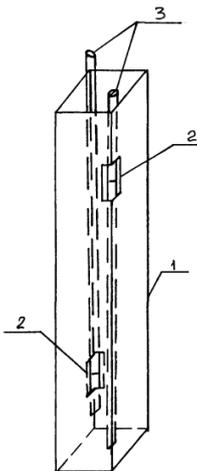


Рисунок 2 – Конструкция сваи-инъектора для натурального эксперимента. 1 – металлическая труба; 2 – отверстия для выхода нагнетаемого раствора; 3 – трубки для нагнетания раствора

Погружение свай и статические испытания проводились при помощи экспериментальной установки, изображенной на рисунке 3.

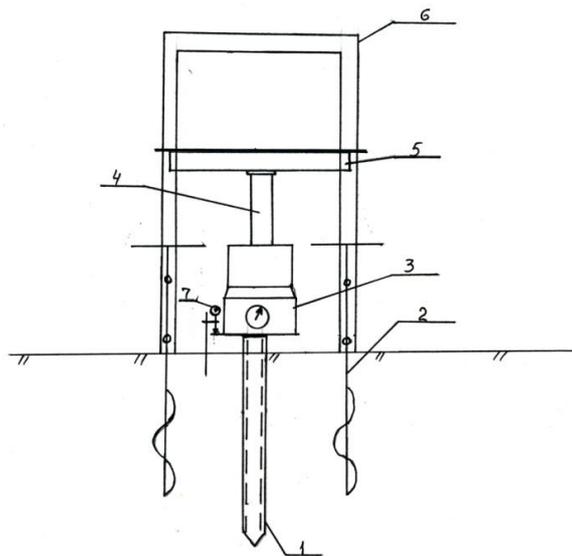


Рисунок 3 – Схема установки для испытания свай статической нагрузкой: 1 – свая-инъектор; 2 – ручной бур со шнеком; 3 – динамометр ДОСМ-3-10; 4 – гидравлический домкрат; 5 – упорный элемент; 6 – грузовая рама; 7 – индикатор часового типа ИЧ-10, закрепленный на кронштейне

Грузовая рама выполнена из швеллера №10 и уголка №5. В качестве упорного элемента использовался швеллер №10 и арматурные стержни диаметром 16 мм.

Для измерения вертикальной осадки испытываемых свай использовались индикаторы часового типа ИЧ-10 1 класса точности с ценой деления 0,01 мм, закрепленные на кронштейнах. Сам кронштейн устанавливался на анкер, который представлял собой арматурный стержень диаметром 6 мм, забитый в землю.

Погружение свай производилось вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины. Для исключения взаимного влияния расстояние между соседними сваями принималось не менее $5d$.

Нагружение создавалось гидравлическим домкратом ступенями. Каждая следующая ступень нагрузки прикладывалась после условной стабилизации осадки сваи от предыдущей ступени. За условную стабилизацию принималось перемещение, равное 0,01 мм за последние 30 минут наблюдений. За значение несущей способности элемента (свай) принималась нагрузка, соответствующая осадке равной 10 мм.

После завершения статических испытаний производилась выемка сваи для определения радиуса закрепления околосвайного грунта и определения физико-механических характеристик закрепленного грунта.

После вдавливания свая тампонировалась монтажной пеной для предотвращения выбросов раствора на поверхность под давлением.

Нагнетание твердеющего раствора проводилось под давлением 4 атм. В качестве рабочего использовался раствор на основе карбамидной смолы марки КФ-МТ. Состав твердеющего раствора приведен в таблице 2.

Таблица 2 – Состав твердеющего раствора

Состав раствора	Плотность, г/см ³	Соотношение частей	Разбавление до плотности, г/см ³
Карбамидная смола марки КФ-МТ	1,26	1,0	1,10
Соляная кислота	1,18	0,2	1,023 (6%)
Вода	1,0	0,5	

Испытания проводились через 20 дней после нагнетания раствора. За это время происходил процесс набора прочности раствором.

В результате статических испытаний получены графики зависимости «осадка-нагрузка» для свай-инъекторов и традиционных призматических свай, в зависимости от грунтовых условий, объема раствора, закачиваемого через каждое отверстие, а также от длины сваи, приведенные на рисунке 4, 5.

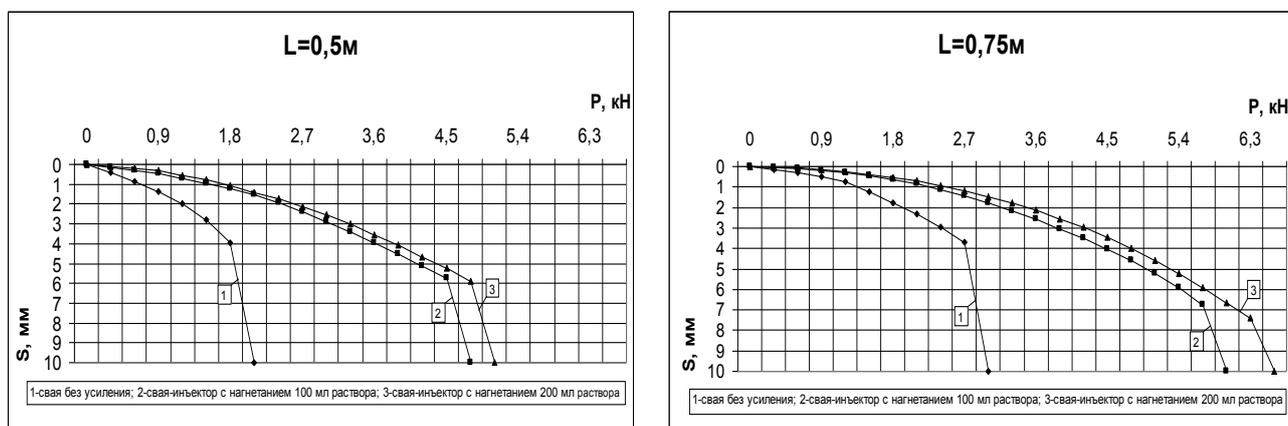


Рисунок 4 – Результаты полевых статических испытаний свай на площадке №1 ($K_f=22$ м/сут.)

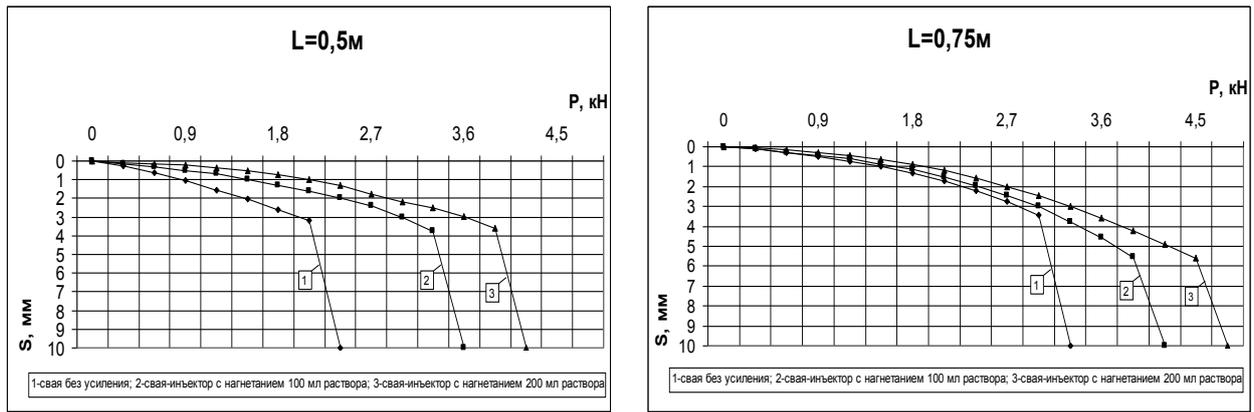


Рисунок 5 – Результаты полевых статических испытаний свай на площадке №2 ($K_{\phi}=10$ м/сут.)

Как видно из графиков увеличение несущей способности составило 220%-240% на площадке №1 и 150%-175% на площадке №2. Это обусловлено тем, что на площадке №1 коэффициент фильтрации грунта больше, чем на площадке №2, что привело к образованию массива армированного грунта большого радиуса. Увеличенный радиус массива закрепленного грунта привел к увеличению лобового сопротивления свай, что обеспечило увеличение несущей способности. Радиус армированного геомассива в околосвайном пространстве измерялся в процессе выемки после статических испытаний (таблица 3).

Таблица 3 – Радиус армированного массива грунта

№ изм.	Объем нагнетаемого раствора, мл	Коэффициент фильтрации, м/сут.	Давление нагнетания, атм.	Радиус закрепления, см
1	100	22	4	9,3
2	200			10,2
3	100	10		4,2
4	200			5,5

Из проведенных исследований видно, что несмотря на сложные инженерно-геологические условия, возведение зданий и сооружений на пойменных участках можно проводить значительно уменьшив затраты на фундаменты, используя при этом песчаные аллювиальные отложения и формируя в них массивы армированного грунта. Однако при проектировании работ такого рода необходимо тщательное исследование всех физико-механических характеристик грунта, а также гидрогеологическую обстановку конкретного участка.

Литература

- ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация [Текст].
- СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений [Текст].
- Ржаницын Б.А. Химическое упрочнение грунтов в строительстве [Текст]. – М.: Стройиздат, 1986. – 179 с.

Черныш А.С.

Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород
Кандидат технических наук, профессор

Калачук Т.Г.

Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород
Кандидат технических наук, доцент

Ашихмин П.С.

Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород
Аспирант

УДК 624

Э.Н. КОДЫШ

**СОХРАНЕНИЕ РАБОТОСПОСОБНОСТИ КАРКАСНЫХ
МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ЗАПРОЕКТНЫХ
ВОЗДЕЙСТВИЯХ**

В статье показана актуальность и даны рекомендации по учету при проектировании возможности воздействий, вызывающих лавинное обрушение.

In the article is shown an actuality and are given the recommendations under the consideration at designing an opportunity of the influences causing destruction as an avalanche.

Действующие нормы проектирования позволяют проектировать здания и сооружения, рассчитанные на восприятие природных воздействий (чрезвычайные ситуации): сейсмика, метеорологические воздействия, геомеханические факторы. Разработаны также нормы на техногенные воздействия (чрезвычайные ситуации): аварийные взрывы вне и внутри здания, удары, транспортные удары, химические аварии и биохимическая коррозия, пожаростойкость и т.п. Вместе с тем имеется, особенно в последнее время, большое количество запроектных воздействий, к числу которых можно в первую очередь отнести террористические и бытовые взрывы, серьезные пожары, значительные ошибки при монтаже, изготовлении и проектировании.

Перечисленные причины обычно приводят к местным критическим дефектам, совокупное воздействие которых приводит к аварии.

При обрушении конструкций возникают дополнительные удары, разрушение бывает глобального характера, и здание может развалиться по принципу «домино», что приводит к увеличению материальных, а главное человеческих потерь.

Для особо опасных объектов, типа атомных электростанций, предусматривается возможность сохранения работоспособности ядерного реактора при падении самолета на защитную оболочку. Для абсолютного большинства зданий и сооружений безопасное восприятие подобных воздействий не предусмотрено по причинам экономической целесообразности.

Лавинное развитие обрушения по принципу «домино» называется прогрессирующим обрушением.

Актуальность проблемы противодействия прогрессирующему обрушению ярко выявилась после широко известной аварии в 1968 г. Взрыв газозооной смеси в одном из помещений на 18 этаже 22 этажного панельного дома «Роунан Пойнт» в Лондоне выбил несущую стену, лишив опоры перекрытия и стены верхних четырех этажей. В результате в части здания обрушился верх до уровня 3-го этажа.

В России в ЦНИИЭПЖилища с 1969 г. начали проводить работы по разработке мероприятий, препятствующих прогрессирующему обрушению крупнопанельных зданий. Однако разработанные для панельных зданий мероприятия нельзя в большинстве случаев использовать для многоэтажных каркасных зданий.

Современные требования к проектированию обязывают предусмотреть отсутствие прогрессирующего обрушения.

Это требование означает, что разрушение отдельных несущих конструкций не должно приводить к массовым прогрессирующим разрушениям. Оставшиеся несущие конструкции должны на время, необходимое для эвакуации людей, обеспечить прочность и устойчивость здания. При этом должны отсутствовать ограничения по II предельному состоянию, т.е. деформациям и трещиностойкости.

После обрушения башен близнецов в Нью-Йорке 11 сентября 2001 г. в экономически развитых странах мероприятия, препятствующие прогрессирующему обрушению, были включены в действующие нормы: Еврокод-2 и американские нормы.

Правительство г. Москвы в 2002 г утвердило «Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях», разработанные в МНИИТЭП под руководством главного конструктора Г.И. Шапиро. Некоторые положения этого документа приведены ниже.

Устойчивость здания проверяется расчетом конструкции на особое сочетание нагрузок, включающее постоянные и длительные нагрузки, а также одно из возможных непроектных (чрезвычайных) воздействий. При этом коэффициенты сочетаний и надежности следует принимать равными 1.

Сами воздействия рекомендуется рассматривать:

- карстовая воронка $d=6$ м (для карстового основания);
- повреждение перекрытий площадью до 40 м^2 ;
- неравномерные осадки основания;
- горизонтальная нагрузка на вертикальные несущие элементы – $3,5$ т на колонну в пределах одного этажа;

Расчетные характеристики материалов повышают за счет использования коэффициентов надежности.

Кроме того, расчетные сопротивления умножают на коэффициент условий работы.

Конкретные значения коэффициентов приведены в вышеупомянутых рекомендациях.

Для расчета зданий на устойчивость к прогрессирующему обрушению рекомендуется использовать пространственную расчетную модель. Усилия в элементах упруго работающей модели здания должны быть меньше расчетной несущей способности.

Если возможно обеспечить пластичную работу системы в предельном состоянии, расчет рекомендуется проводить методом теории предельного равновесия.

Здания, рассчитанные на сейсмические воздействия в 6 и более баллов, можно не рассчитывать на устойчивость против прогрессирующего обрушения.

Связи, соединяющие перекрытие с колоннами, ригелями, диафрагмами и стенами, должны удерживать перекрытие от падения на нижележащий этаж.

В практике проектирования авторы книги проводят проверочные расчеты с одной изъятой колонной (см. рис. 1).

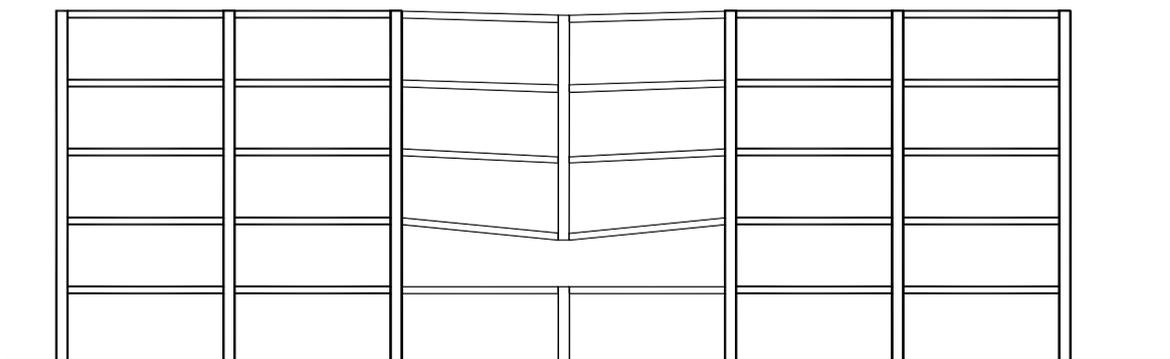


Рисунок 1 – Расчетная схема для проверки прочности и устойчивости при возникновении запроектной ситуации

В рекомендациях приведен ряд конструктивных мероприятий, которые, наряду с резервированием прочности несущих элементов, советуют обеспечить неразрезность элементов покрытий, повышать пластические свойства связей и устанавливать дополнительную арматуру в сборных или монолитных участках перекрытий (см. рис. 2).

Соединения сборных элементов, препятствующих обрушению, рекомендуется проектировать неравнопрочными – элемент, предельное состояние которого обеспечивает наибольшие пластические деформации соединения, должен быть наиболее прочным. Желательно предусмотреть пластическую работу не только связей, но и других элементов.

Проектировать нужно так, чтобы пластичные шарниры образовывались в ригелях, а не в колоннах; прочность отдельных шпонок на срез в шпоночном соединении была в 1,5 раза больше, чем на смятие.

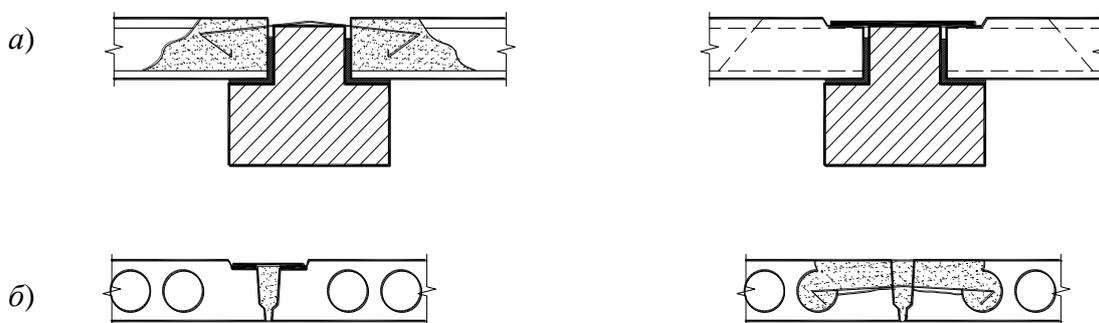


Рисунок 2 – Варианты соединения плит перекрытия: *а* – с ригелями; *б* – между собой

В каркасных зданиях желательно усиливать перекрытия путем дополнительного замоноличивания (рис. 3) или проектировать монолитные перекрытия (особенно в помещениях площадью более 40 м²).

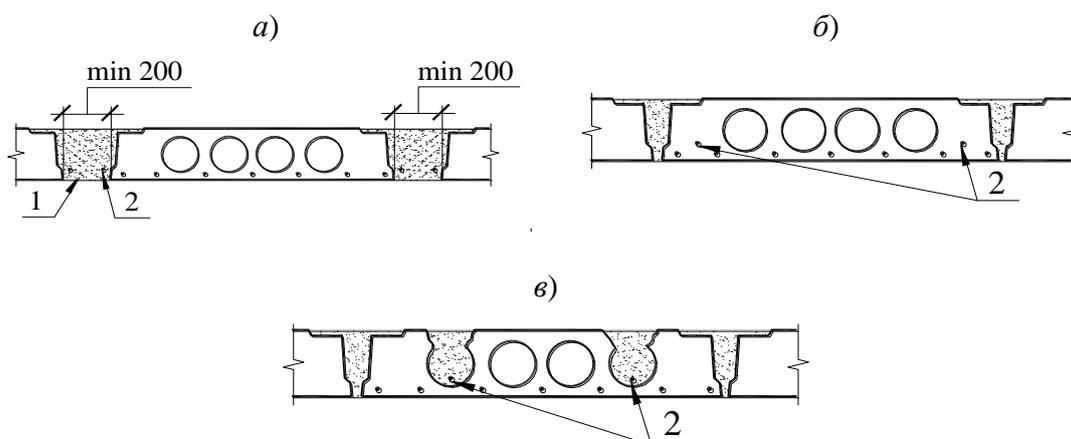


Рисунок 3 – Варианты укладки дополнительной арматуры с увеличенным защитным слоем: *а* – в монолитных участках, *б* – в плитах перекрытия, *в* – в замоноличенных пустотах плит перекрытия; 1 – бетон, 2 – арматура

Авторы рекомендаций пошли по пути повышения несущей способности каркасов зданий. Однако при запроектных ситуациях может меняться конструктивная и расчетная схемы зданий и рассмотреть все возможные варианты изменений не представляется возможным.

Известен случай, когда самолет, врезавшись в «Эмпайр Стейт-Билдинг» на уровне середины высоты здания, разрушил несколько колонн, но не вызвал обрушения всего здания. Объяснением может служить относительно мелкая сетка колонн каркаса. Аналогичного эффекта можно добиться установкой дополнительных связей или «связевых этажей».

Кодыш Э.Н.

ЦНИИПромзданий, г Москва

Доктор технических наук, профессор

В.В. ТУР, Д.М. МАРКОВСКИЙ

ПЛАНИРОВАНИЕ КОЛИЧЕСТВА ИСПЫТАНИЙ ПРИ ОЦЕНКЕ НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В статье описан принцип назначения контрольных нагрузок при испытании железобетонных конструкций. Предложена стратегия определения рекомендуемого количества испытаний, учитывающая как риски потребителя, так и риски изготовителя. При этом принимаются в расчет вынужденные запасы прочности исходных материалов, возникающие вследствие консервативности оценочных процедур при приемочном контроле материалов. Для оценки изменчивости случайной прочности конструкций, а также для оценки влияния вынужденных запасов прочности исходных материалов использована вероятностная модель прочности нормальных сечений железобетонных конструкций.

Требования к надежности изделий устанавливаются различными документами (стандартами, техническими условиями и т.п.). Различают качественные и количественные требования к надежности. Качественные требования устанавливают к испытательному оборудованию, к организации контроля, к методам испытаний на надежность, к численности и составу персонала и т.д. Как правило, проверка выполнения этих требований осуществляется экспертным путем. Количественные требования, о которых далее и пойдет речь, устанавливаются в виде норм на различные показатели надежности.

Применение показателей надежности к изделиям предполагает возможность их экспериментальной проверки, например, контрольными испытаниями, в ходе которых количественно оцениваются те или иные свойства изделий. Свойства, характеризующие надежность изделий, такие как отказ, разрушающее усилие, прочность материала, имеют случайный характер, поэтому получить устойчивые количественные оценки можно лишь при достаточно больших объемах статистических данных. В связи с этим для количественного описания свойств изделия, обеспечивающих надежное выполнение основной функции, применяются такие вероятностно-статистические понятия, как вероятность безотказной работы, математическое ожидание разрушающего усилия (несущей способности) и др. Поскольку такие показатели не могут быть определены точно в процессе контроля или испытаний, то решения принимаются на основе их оценок, полученных с той или иной степенью точности. Точность испытаний на надежность обусловлена двумя факторами. Во-первых, она связана с четкостью и однозначностью критериев наступления отказов, предельного состояния. Во-вторых, с объемом статистических данных, полученных в процессе испытаний. Статистические понятия точности и достоверности связаны с понятиями доверительных интервалов, рисков потребителя и производителя. Требования к точности и достоверности результатов испытаний обычно задаются при помощи приемочного $R\alpha$ и браковочного $R\beta$ уровней надежности и риска производителя α и потребителя (заказчика) β . При этом β является предельно допустимой вероятностью принятия положительного решения при $R = R\beta$, а α – предельной вероятностью отрицательного решения при $R = R\alpha$. Величины α и β характеризуют достоверность испытаний, а интервал $(R\alpha - R\beta)$ – их точность.

При испытании конструктивных элементов нагружением основным вопросом является назначение контрольных нагрузок и необходимого количества испытаний. Испытания строительных конструкций характеризуются относительно высокой стоимостью их выполнения, при этом изделия, как правило, доводятся до разрушения. Это предопределяет заинтересованность в максимальном снижении требуемого количества испытаний и побуждает рассматривать факторы, не учитываемые при проектировании конструкций, но увеличивающие их действительную прочность.

Методы выборочного контроля в большинстве действующих стандартов и рекомендаций, как правило, основаны на построении доверительных интервалов для различных статистик. Поэтому чем больше результатов испытаний, тем более узким оказывается доверительный интервал, и тем менее консервативной будет оценка качества изделий. Существует определенный парадокс: чем выше уровень качества изделий, тем сложнее его подтвердить. Сложность состоит еще и в том, что вероятность отказа строительных конструкций имеет порядок $p=10^{-3}$, однако, количество испытаний, как правило, не должно превышать 3-5 из экономических соображений.

Принцип назначения контрольной нагрузки

Предполагается, что каждое испытание завершается при достижении конструкцией предельного состояния, при этом контролируется среднее значение выборки. Партия конструкций считается годной, если среднее значение испытательной нагрузки μ в испытаниях, отобранных из этой партии "n" элементов, не меньше контрольной нагрузки $r_c=c \cdot r_d$.

Для ситуации, когда несущая способность конструкции имеет нормальное распределение, значение контрольной нагрузки при оценке надежности по выборочному среднему определяется по следующему правилу:

$$r_c = r_d - F^{-1} p \cdot \sigma_s - \Phi^{-1} (1 - \gamma) \cdot \sigma \frac{s}{\sqrt{n}}. \tag{1}$$

Третье слагаемое в данной формуле учитывает γ – задаваемый *a priori* доверительный уровень того, что действительное выборочное среднее разрушающей нагрузки окажется не ниже его γ -нижней границы (рис. 1). Иначе величина $\beta = (1 - \gamma)$ – риск потребителя – вероятность принять негодную партию изделий, для которой гарантированное значение прочности, соответствующее p -квантили, ниже декларируемого расчетного значения r_d (ошибка второго рода).

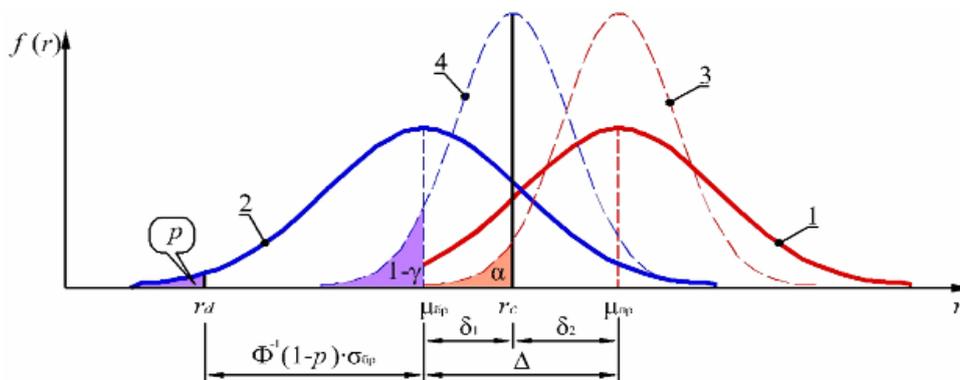


Рисунок 1 – Распределения прочности изделий и выборочных оценок среднего значения: 1 – плотность действительного распределения прочности элементов $N(\mu_{пр}, \sigma_{пр}^2)$; 2 – плотность такого распределения прочности $N(\mu_{бр}, \sigma_{бр}^2)$, истинное значение p -квантили которого совпадает с декларируемым расчетным значением прочности r_d ; 3 – плотность распределения выборочных оценок среднего значения прочности, если элементы отбираются из совокупности с законом распределения $N(\mu_{пр}, \sigma_{пр}^2)$; 4 – плотность распределения выборочных оценок среднего значения прочности, при котором $\mu_{бр}$ является нижней γ -границей доверительного интервала

Пусть $\mu_{бр}$ и $\sigma_{бр}^2$ – браковочные значения математического ожидания и дисперсии случайной прочности элементов, которые связаны с таким распределением вероятностей, p -квантиль которого равна расчетной (декларируемой) прочности r_d . Согласно формуле (1), контрольная нагрузка r_c назначается с учетом доверительного уровня γ и поэтому превышает $\mu_{бр}$ на величину:

$$d_1 = -F^{-1} 1 - g \frac{S_{\sigma p}}{\sqrt{n}}. \quad (2)$$

Если действительное распределение прочности будет соответствовать декларируемому, то вероятность принять партию изделий будет менее 0,5. Поэтому оно должно быть смещено относительно декларируемого на некоторую величину Δ , складывающуюся из отрезков δ_1 и δ_2 . При этом величина δ_2 зависит от принятого значения α – риска изготовителя, соответствующего вероятности отклонить годную партию изделий (ошибка первого рода).

Справедливо следующее равенство:

$$r_c = m_{\sigma p} \left(1 - \frac{V_{\sigma p}}{\sqrt{n}} F^{-1} 1 - g \right) = m_{np} \left(1 + \frac{V_{np}}{\sqrt{n}} F^{-1} a \right). \quad (3)$$

Отсюда n , необходимое для ограничения рисков изготовителя и потребителя:

$$n = \left[\frac{V_{\sigma p}^{-1} (-F^{-1} 1 - g) - m_{np}/m_{\sigma p} \cdot V_{np}/V_{\sigma p} F^{-1} a}{m_{np}/m_{\sigma p} - 1} \right]^2. \quad (4)$$

Таким образом, зная отношение средних значений и отношение коэффициентов вариации приемочных к браковочным, а также значение коэффициента вариации $V_{\sigma p}$ для случайной величины, имеющей распределение $N(\mu_{\sigma p}, \sigma_{\sigma p}^2)$, можно вычислить рекомендуемое количество n .

Выявление консервативности контрольных процедур при приемке арматуры

Строительные материалы, предназначенные для изготовления конструкций, подвергаются входному выборочному контролю для оценки некоторого параметра качества r . Например, этим параметром может быть нормативное значение предела текучести арматурной стали либо прочности бетона. *Нормативным значением* r_k некоторого свойства принято называть такое его значение, которое является гарантированным с обеспеченностью $(1-p)$ для генеральной совокупности. Иными словами, нормативное значение является p -квантилью распределения случайной величины R :

$$P[R \leq r_k] = p. \quad (5)$$

Для прочности строительных материалов, как правило, назначают $p = 0,05$.

Для оценки r_k по результатам тестирования случайной выборки $r_1, r_2 \dots r_n$ вычисляют точечные оценки:

$$r_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n r_i \text{ – выборочное среднее;}$$

$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (r_i - r_m)^2 \text{ – выборочная дисперсия.}$$

Выборочное значение r_m является реализацией случайной переменной $R_m \sim N(\mu, \sigma^2/n)$. Выборочная дисперсия s^2 является реализацией случайной переменной S^2 , независимой от R_m . Согласно документу ISO 12491 [1] для строительных материалов нормативное значение по выборочным данным оценивают по правилу:

$$r_{sk} = r_m + k(p, \gamma, n) \cdot s, \quad (6)$$

где r_{sk} – реализация случайной переменной $R_{sk} = R_m + k(p, \gamma, n) \cdot S$; $k(p, \gamma, n)$ – коэффициент, зависящий от допустимой доли брака p , доверительной вероятности γ , количества испытанных элементов n , и который бы гарантировал выполнение условия $P[R_{sk} \leq r_k] = \gamma$.

В приведенном правиле для установления нормативного значения по результатам испытаний учитывается лишь заранее оговоренный *риск потребителя* $\beta = (1-\gamma)$, в интересах которого выгодно повышать γ . Однако уже при $\gamma \geq 0,5$ выполненная по формуле (6) оценка либо будет заниженной по сравнению с действительной p -квантилью распределения, либо при сравнении с истинной нормативной прочностью, которую требуется подтвердить, будет приводить к браковке партии в более 50% случаев. Собственно говоря, от такого консерватизма никуда не уйти, но в данном разделе мы попытаемся количественно оценить "осторожность", свойственную применяемым методикам выборочного контроля.

Рассмотрим для начала ситуацию, когда требуется подтвердить качество произведенной партии элементов. Предположим, что известны действительные параметры распределения прочности: математическое ожидание μ и генеральная дисперсия σ^2 . Тогда действительная нормативная прочность, соответствующая 95%-обеспеченности, составляет $r_k = \mu + u_p \cdot \sigma = \mu - 1,645 \cdot \sigma$. Если мы хотим оценить это значение по результатам n испытаний, используя формулу (6), то только в $\beta \cdot 100\%$ случаев такая оценка будет небезопасной. Однако если выполненная по формуле (6) оценка будет сравниваться с истинной нормативной прочностью, которую требуется подтвердить, то в $(1-\beta) \cdot 100\%$ случаев партия будет забракована. Таким образом, в большинстве случаев **невозможно подтвердить истинный уровень качества всей партии изделий, не прибегая к сплошному контролю**, а лишь основываясь на ограниченном количестве испытаний. В такой постановке задачи применяется принцип раздельного управления рисками изготовителя и потребителя. Снижение одного риска ведет к такому же увеличению другого. Поэтому для возможности управлять рисками изготовителя α и потребителя β совместно, необходимо, чтобы декларируемый изготовителем уровень качества был ниже истинного уровня качества. Графическая интерпретация, а также соотношения рисков и доверительных уровней показаны на рисунке 2.

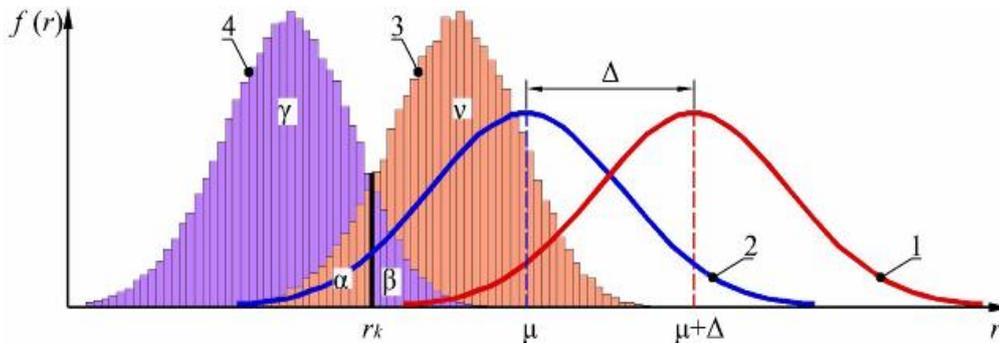


Рисунок 2 – Распределения прочности изделий и выборочных оценок нормативного значения: 1 – действительное распределение прочности элементов $N(\mu+\Delta, \sigma^2)$; 2 – такое распределение прочности $N(\mu, \sigma^2)$, истинное нормативное значение которого совпадает с декларируемым r_k ; 3 – распределение выборочных оценок нормативного значения R_{sk} , если элементы отбираются из совокупности $N(\mu+\Delta, \sigma^2)$; 4 – распределение выборочных оценок нормативного значения, если элементы отбираются из совокупности $N(\mu, \sigma^2)$. Требуется для нахождения коэффициента $k(p, \gamma, n)$

Как говорилось выше, коэффициенты $k(q, \gamma, n)$ подобраны такими, чтобы обеспечивалось выполнение условия $P[R_{sk} \leq r_k] = \gamma$. Таблицы этих коэффициентов приведены, например, в ISO 12491 [1], ISO 2394 [2], в справочнике [3, с. 121], и лежат в основе нормативных документов по выборочному контролю свойств арматуры СТБ 1704 [4].

Практика показывает, что изменчивость прочности бетона и арматуры практически не зависит от среднего значения. Так, нормы СНБ 5.03.01 [5] предусматривают, что стандартное отклонение прочности бетона на сжатие не зависит от класса бетона и равно $\sigma_{fc} = 5$ МПа. Этот факт подтверждается многими исследованиями, например, в отчете Mirza & MacGregor [6, с. 6] показано, что при средней прочности бетона на сжатие менее 20 МПа коэффициент вариации сохраняет постоянное значение, при средней прочности выше 20 МПа постоянной является дисперсия. Касательно арматуры в проекте вероятностных норм Probabilistic Model Code (Part3) [7] сказано, что для производителей с высоким уровнем качества характерно значение $\sigma_{fsy} = 30$ МПа для предела текучести и $\sigma_{fsu} = 40$ МПа для предела прочности. Приведенные в монографии С.А. Мадатяна [8] статистические данные об изменчивости предела текучести и временного сопротивления арматуры классов S240, S400 и S500 у различных производителей хорошо согласуются с рекомендациями комитета JCSS [7]. Также по рекомендациям [7]

следует принимать коэффициент корреляции между пределом текучести f_{sy} и временным сопротивлением f_{cu} равным $\rho_{f_{sy}, f_{cu}}=0,85$.

На основании принятых значений показателей будем считать изменчивость прочностных свойств арматуры и бетона постоянной и не зависящей от среднего значения. Это значит, что в дальнейших расчетах дисперсия действительного распределения и декларируемого распределения будут считаться равными.

Поскольку риски потребителя регулируются выбором $k(p, \gamma, n)$, то риски изготовителя можно регулировать, управляя действительным средним значением прочности материалов $(\mu+\Delta)$, при этом Δ является константой. Партия будет признаваться годной каждый раз, когда будет выполнено условие:

$$r_m + \Delta + k(p, \gamma, n) \cdot s \geq r_k = \mu + \Phi^{-1}(p) \cdot \sigma. \quad (7)$$

Если задан риск производителя α , то должно выполняться условие:

$$P[R_{sk} \leq r_k] = \alpha. \quad (8)$$

Левая часть уравнения может быть записана иначе:

$$P\left[R_m + D + k(p, \gamma, n) \frac{R_m - m}{s/\sqrt{n}} + \sqrt{n} \left(\frac{D}{s} - F^{-1}(p) \right) \right] = P\left[\frac{R_m - m}{s/\sqrt{n}} + \sqrt{n} \left(\frac{D}{s} - F^{-1}(p) \right) \right] = J(k, p, \gamma, n, \sqrt{n}). \quad (9)$$

Известно, что если случайная переменная U имеет стандартное нормальное распределение, а случайная переменная Z , независимая от U , распределена по закону χ^2 с n степенями свободы, то случайная переменная $T = U + l / \sqrt{Z/n}$ имеет нецентральное распределение Стьюдента с n степенями свободы и параметром нецентральности λ .

Учитывая, что $R_m - m / s/\sqrt{n}$ имеет стандартное нормальное распределение, а величина $(n-1)s^2/\sigma^2$ имеет χ^2 -распределение с $(n-1)$ степенями свободы, можно заключить, что дробь в выражении (9) имеет нецентральное распределение Стьюдента $t(n-1, \lambda)$ с параметром нецентральности $\lambda = \sqrt{n} (D/s - F^{-1}(p))$. Неизвестное значение λ подбирается таким образом, чтобы число $k(p, \gamma, n) \sqrt{n}$ являлось α -квантилью распределения $t(n-1, \lambda)$, как показано на рисунке 3, по которому также видна взаимосвязь параметров α , β , $k(p, \gamma, n)$ и Δ .

Зная $k(p, \gamma, n)$ и λ остается вычислить минимальное значение Δ :

$$D = s \left[k(p, \gamma, n) \sqrt{n} + F^{-1}(p) \right]. \quad (10)$$

Следует отметить, что согласно приведенной методике величина Δ не зависит от μ и прямо пропорциональна σ . Таким образом, для различных классов арматуры и бетона можно вычислить приращения Δ в зависимости от количества испытаний n , обеспеченности нормативного значения $(1-p)$, рисков изготовителя α и потребителя β . В стандарте по арматуре СТБ 1704 [4] указаны следующие значения: $p=0,05$, $\gamma=0,9$, количество испытаний и риск изготовителя не регламентированы. На рисунке 4 показана зависимость отношения Δ/σ от количества n при различных значениях требуемой вероятности p , рисков изготовителя и потребителя α , β .

Таким образом, в дальнейших расчетах для прочностных свойств арматуры можно принимать следующие параметры:

- для предела текучести арматуры:
 $\Delta f_{sy} = 1,3 \sigma_{f_{sy}} \approx 40$ МПа ($n=15, p=0,05, \alpha=\beta=0,1$);
- для временного сопротивления:
 $\Delta f_{su} = 1,11 \sigma_{f_{su}} \approx 45$ МПа ($n=15, p=0,10, \alpha=\beta=0,1$).

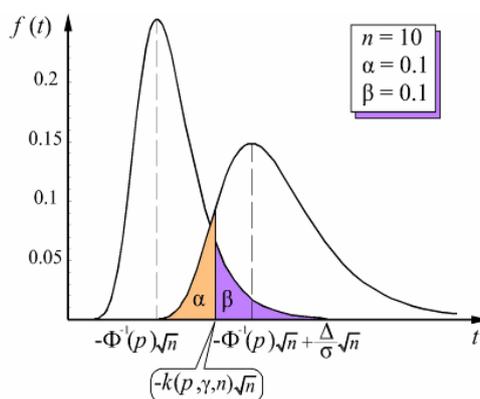


Рисунок 3 – Распределения Стьюдента для определения параметров $k(p, \gamma, n)$ и Δ

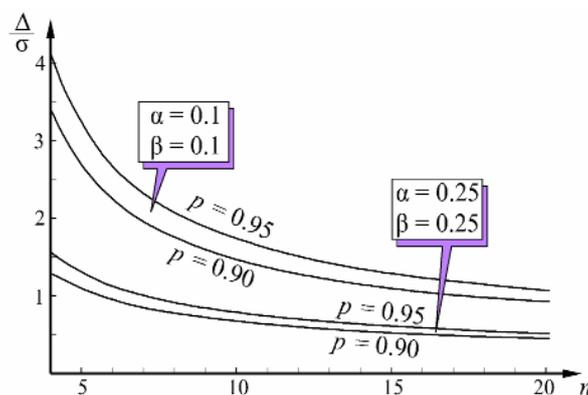


Рисунок 4 – Зависимость отношения Δ/σ от количества испытаний

Определение коэффициента вариации случайной прочности конструкции

Нелинейная деформационная модель определения прочности нормальных сечений железобетонных элементов, закрепленная нормами СНБ 5.03.01 [5], Eurocode-2 [9], основана на принципах нелинейной механики и включает:

- 1) уравнения равновесия внутренних и внешних сил;
- 2) законы распределения относительных деформаций для рассчитываемого сечения (гипотеза плоских сечений);
- 3) физические уравнения, устанавливающие связь между напряжениями и относительными деформациями материалов в процессе нагружения (диаграммы деформирования материалов).

При расчете прочности железобетонных конструкций принимают, что часть переменных имеют вероятностный характер, а остальные имеют детерминированные значения. К базисным, согласно [7], относят переменные, приведенные в таблице 1.

Таблица 1 – Статистические параметры базисных переменных

Базисная переменная	Закон распределения	μ	σ
предел текучести f_{sy} арматуры, МПа	LN	$S_{0.95} + 1.645 \cdot \sigma$	30
прочность бетона f_c , МПа	LN	$C_{0.95} + 1.645 \cdot \sigma$	5
ширина сечения b , мм	N	<i>nom</i>	5
высота сечения H , мм	N	<i>nom</i>	5
защитный слой c , мм	N	$0.15 H$	5

В общем случае коэффициент вариации V_R случайной прочности конструкций может быть определен по результатам статистических испытаний (симуляций Монте-Карло) при использовании вероятностной модели прочности конструкций со статистическими параметрами базисных переменных, соответствующими условиям производства. Так, при наличии организованной системы контроля качества бетона, арматуры или геометрических характеристик изделий в распоряжении производителя всегда есть данные о средней прочности с ее стандартным отклонением. При заданных (или установленных опытным путем) функциях распределения для базисных переменных нахождение коэффициента вариации несущей способности V_R не представляет сложности:

$$V_R = V \left[R = R \left(b_i, H_i, f_{c,i}, f_{s,i}, \rho \right) \right]_{i=1 \dots 10000}, \quad (11)$$

где b_i, H_i – реализации случайных переменных ширины и высоты сечения; $f_{c,i}, f_{s,i}$ – реализации базисных переменных прочности бетона и арматуры; ρ – относительная площадь армирования.

На рисунке 5 приведены графики изменения коэффициента вариации прочности нормальных сечений прямоугольной формы железобетонных элементов в зависимости от площади армирования, а также от отношения ширины сечения к высоте b/H . Графики получены симуляциями Монте-Карло, каждая точка соответствует коэффициенту вариации выборки из 10 000 элементов, где каждый элемент представляет значение функции прочности сечения, аргументы которой являются реализациями базисных переменных из таблицы 1.

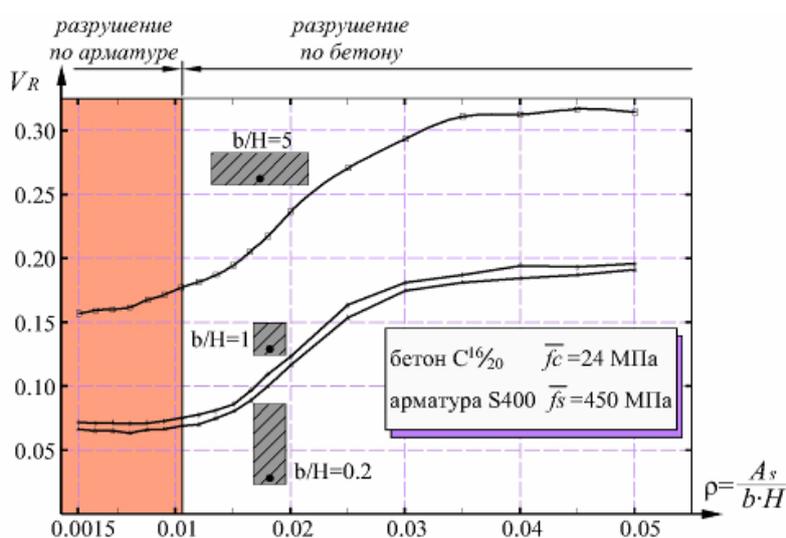


Рисунок 5 – Зависимость коэффициента вариации прочности конструкции от коэффициента армирования и формы сечения

Рост коэффициента вариации V_R с увеличением относительной площади армирования объясняется тем, что при проценте армирования 1,1% и выше определяющей становится прочность бетона f_c , изменчивость которой превышает изменчивость прочности арматуры f_s . Указанный процент армирования является граничным и разделяет конструкции по признаку разрушения. При площади арматуры менее 1,1% площади всего сечения первыми достигают предельных значений деформации арматуры, при большем значении A_s первыми достигают предельных значений деформации бетона в сжатой зоне сечения. Принято считать, что с наступлением этих событий происходит разрушение элемента.

В соответствии с принципом обеспечения "нехрупкого" разрушения следует проектировать такое количество арматуры в конструкциях, которое попадает в закрашенную область на рисунке 5 (для конкретного соотношения прочностей бетона и арматуры в приведенном примере), которая еще называется областью оптимального проектирования, до которой можно сузить дальнейшие расчеты n .

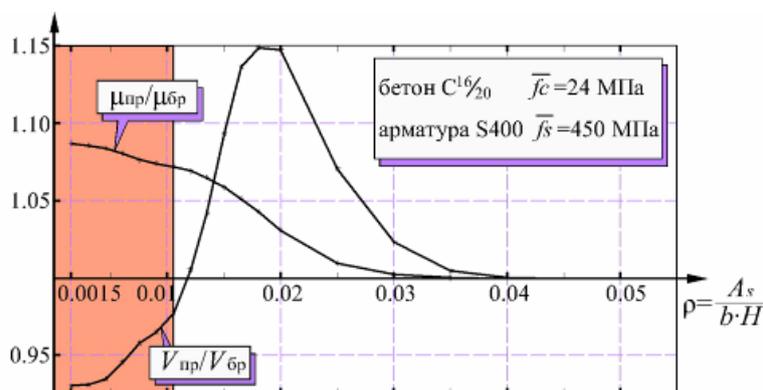


Рисунок 6 – Отношение приемных значений к браковочным для коэффициента вариации и математического ожидания прочности в зависимости от площади армирования

Для расчета отношений $\mu_{пр}/\mu_{бр}$ и $V_{пр}/V_{бр}$ были построены кривые (рис. 6), показывающие влияние процента армирования на значения этих показателей. Каждая точка графиков соответствует результату деления статистических параметров двух выборок:

$$R = R_{b_i, H_i, f_{c,i}, f_{s,i}, r_{i=1...10000}}; R_D = R_{b_i, H_i, f_{c,i}, f_{s,i}} + Df_{s,i}, r_{i=1...10000};$$

$$k_m = \frac{m R_D}{m R} = \frac{m_{np}}{m_{бр}}; k_v = \frac{V R_D}{V R} = \frac{V_{np}}{V_{бр}}. \quad (12)$$

Таким образом, для расчета положения каждой точки графиков было проведено 20 000 симуляций прямым методом Монте-Карло.

Следует отметить, что значения коэффициентов k_μ и k_V не зависят от соотношения сторон прямоугольного сечения b/H . Однако при других классах бетона и арматуры формы графиков будут изменяться, поскольку большое значение имеет относительное влияние каждого из параметров f_c и f_s на конечный результат.

На рисунке 7 приведен график изменения рекомендуемого количества испытаний n согласно (4) в зависимости от ρ и от формы сечения для заданных рисков изготовителя и потребителя $\alpha=\beta=0,25$.

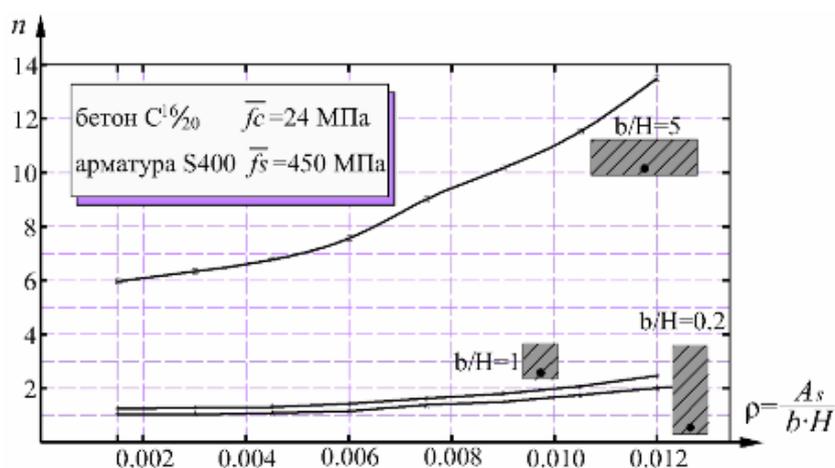


Рисунок 7 – Рекомендуемое количество испытаний для различных сечений при заданных рисках изготовителя и потребителя $\alpha=\beta=0,25$

Приведенная методика назначения контрольных планов испытаний позволяет учесть непреднамеренные резервы прочности железобетонных конструкций, возникающие вследствие консервативности оценочных процедур при приёмке материалов по единичным показателям.

телям качества. В данной постановке задачи реализуется принцип раздельного управления рисками изготовителя конструкций и потребителя. Помимо этого учитывается наперед заданная вероятность безотказной работы конструкций ($1-p$). При решении были использованы следующие предположения: случайная прочность элементов подчиняется нормальному распределению, прочность бетона и арматуры имеет логнормальное распределение.

Вместе с тем видится дальнейшее развитие проблемы путем рассмотрения широко используемых в строительных конструкциях тавровых сечений. Очевидно, дополнительные резервы можно выявить при учете конструктивного армирования в сжатой зоне сечений. Следует также отметить, что конечное количество n снижается в тех случаях, когда прочности бетона и арматуры сближаются. Это объясняется тем, что при увеличении средней прочности бетона снижается ее коэффициент вариации, также расширяется диапазон процента армирования, при котором разрушение конструкции происходит по растянутой арматуре, что, в свою очередь, снижает изменчивость несущей способности.

Литература

1. Statistical methods for quality control of building materials and components: ISO 12491:1997. – Genève: International Organization for Standardization. – 30 p.
2. General principles on reliability for structures: ISO 2394:1998(E). – Second Edition 01.06.1998. – Genève: International Organization for Standardization, 1998. – 73 p.
3. Надежность и эффективность в технике [Текст]: Справочник. В 10 т. / Ред. совет: В.С. Авдеевский (пред.) и др. – М.:Машиностроение, 1989. – (В пер.). – Т.6. Экспериментальная отработка и испытания/Под общ. ред. Р.С. Судакова, О.И. Тескина. – 376 с.: ил.
4. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций [Текст]. Технические условия: СТБ 1704-2006. – Введ. 01.04.2007. – Минск: Госстандарт, 2007. – 14 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]: СНБ 5.03.01-02. – Введ. 01.07.2003. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 144 с.
6. A Statistical Study of Variables Affecting the Strength of Reinforced Normal-Weight Concrete Members: Structural Engineering Report No.58 / University of Alberta, Dep. of Civil Engineering; S.A. Mirza, J.G. MacGregor. – Alberta, 1976. – 133 p.
7. Probabilistic Model Code (12th Draft): Part 3 – Resistance models – Joint Committee on Structural Safety – JCSS–OSTL/DIA/VROU – 10–11–2000. – 41 p.
8. Мадатян, С.А. Арматура железобетонных конструкций [Текст] / С.А. Мадатян. – Москва: Воентехлит, 2000. – 256 с.
9. Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings: EN 1992:2001. – Brussels: European Committee for Standardization, 2001.

Тур В.В.

Брестский государственный технический университет, г. Брест
 Доктор технических наук, профессор
 Тел.: +375 162 42-23-70, +375 296 42-23-70
 E-mail: vvtur@bstu.by

Марковский Д.М.

Брестский государственный технический университет, г. Брест
 Аспирант
 Тел.: +375 162 42-23-70, +375 296 42-23-70
 E-mail: vvtur@bstu.by

УДК 94(470.323)

Т.Г. МИХАЙЛЕНКО

**О БЕЗОПАСНОСТИ ТИПОВОЙ ЗАСТРОЙКИ КУРСКА
НАЧАЛА XIX ВЕКА**

В начале XIX века строительная политика российских властей обеспечила в Курске необходимые противопожарные и санитарные меры, предотвращавшие возможности опустошительных пожаров и эпидемий. Это было достигнуто применением типовой застройки и контролем за соблюдением правил при возведении и эксплуатации зданий.

Переломным этапом в истории русского градостроительства явилась эпоха Екатерины II. Основной регулирующей силой в застройке стало абсолютистское государство, заинтересованное в развитии административных центров губерний. Власти проводили такую строительную политику, которая обеспечивала необходимые противопожарные и санитарные меры, предотвращавшие возможности опустошительных пожаров и эпидемий. Интересы правящих классов требовали зонирования городской застройки по имущественным и социальным признакам. Политике государства лучше всего удовлетворяло плановое, регулярное строительство, позволявшее решить вопросы застройки городов и затем воплотить их в жизнь при помощи строгого строительного законодательства.

Поиск идеального проекта здания для реализации новой планировки городов России продолжался вплоть до 20-х годов XIX в., когда на смену екатерининским идеалам пришла новая политика в области архитектуры – строительство по "образцу". Введение этого принципа в архитектурную практику Курска способствовало тому, что целостное пространственное мышление екатерининского классицизма уступило место более конкретному "объектно-му" подходу. В конце XVIII века применялось только восемь разновидностей «образцовых проектов» жилых зданий. В начале XIX века они создавались в значительно большем количестве – десятками и сотнями, причём как для жилых, так и для казённых построек. В 1809 г. 100 проектов жилых домов были созданы архитекторами А. Захаровым, В. Гесте и Л. Руска. В 1812 г. 125 «образцовых проектов» разработал В.П. Стасов [1].

Композиции уличных фасадов жилых одно-, двухэтажных домов формировались самыми простыми средствами: рустовка нижнего этажа; клинчатые перемычки над проёмами с выделением замковых камней; изредка колонный портик и мезонин с фронтоном на оси дома; как правило, двухцветная окраска фасадов с выявлением белых украшений. Богатые владельцы возводили дома в два-три этажа.

Типовые проекты рассылались во все губернии. В курскую губернию, например, были присланы проекты В.П. Стасова, удостоенные «высочайшей апробации». Их послал 7 декабря 1811 г. губернатору А.И. Нелидову министр полиции А. Балашёв. Это были 10 фасадов для частных строений, соответствующих «нуждам и надобностям городских жителей» [2].

Плановость в градостроительной политике неоднократно подтверждалась указами Сената. Например, в указе от 15 мая 1810г. за №11064, направленном курскому губернатору князю Прозоровскому, написано: «Всем начальникам губерний и губернских правлений подтвердить, дабы ни под каким видом не позволяли производить строение не по плану; и буде где оные после утверждённых планов дозволены и существуют, таковых перенесение на места исполнить на счёт позволивших, с взиманием с них, понесённых хозяевами убытков» [3]. В процессе возведения зданий из министерства посылались «нарочные инспекторы», которые «могли судить о прочности зданий, материалах и ценах» [4].

При МВД 18 ноября 1806 г. был создан строительный комитет, в который вошли 4 специалиста «с особенными знаниями в архитектуре». Комитет составлял замечания по планам и сметам казённых строений, которые утверждались с одобрения министра внутренних

дел. Один или два члена комитета осматривали казённые строения на месте, делали, где нужно, местным архитекторам наставления. Планы зданий могли рассматриваться и в академии художеств. Первыми членами строительного комитета по предложению министра внутренних дел В. Кочубея стали отставной майор артиллерии Экспар и архитектор Русско [5].

Из письма графа Алексея Васильева губернатору Павлу Ивановичу Протасову от 30 декабря 1803г. [6] можно узнать о существовании в Курске типовых магазинов, винных и соляных, которые должны строиться в соответствии с местными условиями: В губернию посылались планы и сметы строительства, а губернатор выбирал, по каким именно планам, какого размера и где именно должно возводиться казённое строение.

12 ноября 1803 г. министр финансов граф Алексей Васильев писал П.И. Протасову: «Начальники губерний и губернские правления, состоящие под непосредственным начальством министерства внутренних дел, имеют в ведении своём архитекторов, механиков, городских и земских исправников, которые могут производить под наблюдением своим все типовые строения и починки, да и самоё смотрение за исправностью тех строений» [7].

Контроль за состоянием частных строений, за общей благоустроенностью города, забота о том, чтобы не было в Курске пустырей вместо зданий – всё это являлось обязанностью полиции. Министерство полиции неоднократно присылало в губернию типовые фасады для частных домов. Например, 31 декабря 1809 г, 23 ноября 1811 г. К 1809 г. в ассортименте министерства полиции имелось 100 фасадов [8]. Экземпляр фасада стоил 25 рублей. Эта цена упоминается в циркуляре МВД от 11 февраля 1810 г. [9].

В циркуляре министерства полиции курскому гражданскому губернатору №1345 от 23 ноября 1811 г. «О фасадах для частных строений» [10] описывается конкретно, какого вида дома должны быть у городских жителей. Посредине каждого фасада должно было находиться окно, а не простенок. Таким образом, дом имел 1, 3, 5 и более окон. В каменном строении окна были вышиной не менее $2\frac{1}{4}$ аршин, шириной $1\frac{1}{4}$ аршин, исключая мезонины и антресоли, в которых окна могли быть ниже. От окна до кровли с карнизом было не менее $1\frac{1}{4}$ аршин.

Для бедных жителей определялась высота частей, составляющих строение. Высота окон была не менее 2 аршин, ширина 1 аршин и 2 вершка, простенки делались не уже окон. Окна от земли возвышались не менее чем на 2 аршина для свободного размещения цоколя и полов. Расстояние от окон до кровли с карнизом было не менее 1 аршина. Таким образом, вся высота фасада снаружи составляла 5 аршин или более, внутри – 4 или более аршина. По мнению министра полиции А. Балашева более низкие строения неудобны для жителей и не имеют приличного вида. Высота кровли была не более $\frac{1}{4}$ высоты дома.

На чертежах дворовых мест (т.е. генеральных планах), составленных губернским землемером Корневым в начале XIX века, почти всегда имеются пояснения о том, какие именно здания следует возводить согласно планам. Например: «Дозволяется Климовскому построить дом жилой, нижний этаж каменный, а верхний деревянный со штукатуркой на манер каменного по фасаду №3. Деревянное строение делать от фундамента до кровли не больше 6 аршин; кровлю делать по указанной пропорции в третьей части широты. Строения крыть тёмсом или гонтом, другим же ничем не крыть, и деревянные строения в два этажа не делать», – написал Корнев 22 декабря 1802 г. [11].

Разные в Курске строились дома. Это мог быть и деревянный одноэтажный на каменном фундаменте, как у купцов Вязмитиновых в Сергиевском приходе [12], и большой трёхэтажный каменный особняк купцов Никитиных на углу улиц Фроловской и Золотой [13]. На участке, примыкавшем к особняку, размещались каменный ледник, амбар, сарай, баня. Общая площадь имения составляла $36,5 \times 42$ саж².

Облик старинных жилых домов, ещё сохранившихся в Курске, и документы ГАКО дают возможность представить типичный дом курянина конца XVIII – начала XIX веков. Это одно- или двухэтажная постройка с нечётным количеством окон на этаже по главному фасаду. Входная дверь, если она смотрела на улицу, располагалась строго посредине. Окна делались с наличниками. Одноэтажные дома строились из дерева, согласно фасаду №4 [14]. Фундамент мог быть каменным. Двухэтажные дома возводились либо целиком из камня, либо имели первый каменный, а второй деревянный этаж, что вполне соответствовало типовому фасаду №3 [15]. Каменная кладка могла украшаться рустом, карнизами.

Довольно часто чтобы пустить пыль в глаза, хитрые курские обыватели фасад двухэтажного дома, выходящий на улицу, делали каменным, а всё остальное строение деревянным. Такие здания встречаются в Курске до сегодняшнего дня. Когда именно возведены подобного рода «особняки», сведений не имеется. Во всех документах конца XVIII – начала XIX дома именовались вполне конкретно согласно материалу, применённому при их возведении: каменными, деревянными, деревянными на каменном фундаменте, двухэтажными с первым каменным, а вторым деревянным этажом. И нигде не упомянуты деревянные дома с каменным фасадом, выходящим на улицу. Странно, что при таком тщательном контроле со стороны полиции и властей, который существовал в дореволюционном Курске, стало возможным подобное нарушение строительных законов империи. Доказательством тщательности и неотвратимости контроля может служить, например, следующий факт. 14 июля 1822 г. курский полицеймейстер просит губернского землемера «немедленно освидетельствовать» каменную постройку купца Афанасия Фомича Гнучева по поводу того, насколько она соответствует типичным «городским фасадам» [16].

Даже император уделял личное внимание качеству построек. Александр I не позволил делать вместо деревянных соломенные крыши в курской губернии. Этот факт имеется в письме Кочубея курскому губернатору Дмитрию Александровичу Прозоровскому от 20 августа 1807 г. [17].

Опыт применения типовых проектов для частных построек в России в начале XIX века настолько благотворно сказался на облике городов с точки зрения их европеизации, приведения к единой планировке, что впоследствии при принятии в 1851 г. году Строительного устава, в него была внесена 274 ст. «О порядке утверждения планов и фасадов на частные постройки».

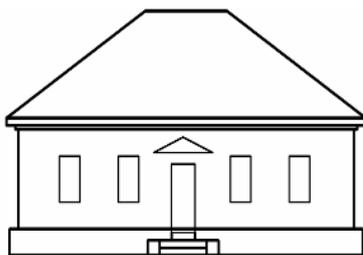


Рисунок 1 – Типовой фасад №4

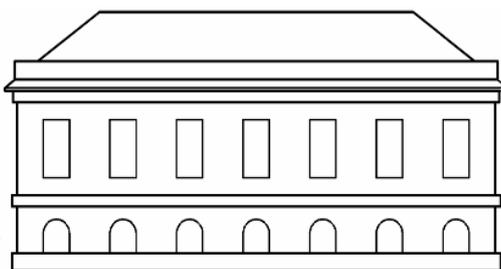


Рисунок 2 – Типовой фасад №3

Основными требованиями к массовой застройке в начале XIX века стали противопожарная безопасность, композиционное решение фасадов и размещение домов по красным линиям, согласно предварительно составленному проекту планировки. Требованиям противопожарной безопасности и долговечности зданий лучше всего удовлетворяла каменная застройка, но для неё не хватало кирпича. Предъявляя к застройщикам определённый комплекс требований, государство не могло обеспечить каждого из них индивидуальным проектом и дешёвым кирпичом. Единственным средством обеспечить регулярную застройку в условиях нехватки квалифицированных архитекторов, строителей и материалов было создание системы «образцового» или «типового» проектирования, как его сейчас называют.

В XVIII-XIX веках проекты, обладающие признаками типовых, не имели определённого установленного названия. Они именовались «образцовыми», «примерными», «нормальными», «высочайше апробированными» и т.д. Издание «типовых» фасадов, не сопровождавшихся планами и разрезами, было в конце XVIII и начале XIX веков явлением очень распространённым. Проекты и постройки, употреблявшиеся ограниченное число раз в пределах одной архитектурно-планировочной системы, охватывающей относительно небольшую часть городской территории, можно назвать повторными. В начале XIX века Курск был застроен домами по чертежам повторных проектов, не отличавшихся ни яркой индивидуальностью, ни архитектурной выразительностью. Положительной стороной такой застройки был единый классический стиль всего города, его зданий и кварталов. Курск приобрёл новый, по сравнению с XVIII столетием, облик, отвечающий требованиям градостроительной политики государства.

Литература

1. Саваренская, Т.Ф. История градостроительного искусства. Поздний феодализм и капитализм [Текст] / Т.Ф. Саваренская, Д.О. Швидковский, Ф.А. Петров. – М. Стройиздат, 1989. – С. 161.
2. Жалобы однодворцев на помещиков. Положения о недоимках и т.д. 3.05.1811-27.12.1811. – Государственный архив курской области, далее ГАКО, Ф.1, оп.1, д.9246, Л.771.
3. Указы сената о содержании рот, штатных команд. 29.12.1809-30.11.1810. – ГАКО, Ф.1, оп.1, д. 9240, Л.451.
4. Указы о повышении чинами служащих штатных комиссий. Доклады. 23.12.1804-12.12.1805. – ГАКО, Ф.1, оп.1, д.9200, Л.272,273.
5. Там же.
6. Доклады об израсходовании средств по губерниям. Генеральный отчёт о поставляемой соли в курскую губернию. Прошения разных лиц. 18.11.1803-29.12.1804. – ГАКО, Ф.1, оп.1, д.9199, Л.25-26.
7. Там же, Л.44.
8. Указы сената о содержании рот, штатных команд. 29.12.1809-30.11.1810. – ГАКО, Ф.1, оп.1, д.9240, Л.126.
9. Там же, Л.190.
10. Жалобы однодворцев на помещиков. Положения о недоимках и т.д. 3.05.1811-27.12.1811. – ГАКО, Ф.1, оп.1, д.9246, Л.732.
11. Дело по предписанию начальника Курской губернии об освобождении от построек берегов реки курс и назначении под площадь квартала, самовольно застроенного жителями г. Курска. 27.10.1847-16.03.1851. – ГАКО, Ф.33, оп.2, д.3820, Л.274.
12. Материалы о продаже имущества и имения купцов Вязмитиновых. 1.05.1800-23.02.1801. – ГАКО, Ф.33, оп.2, д.212, Л.14.
13. Доношение курского городского магистрата о продаже имений курских купцов Никитиных за долги. 20.11.1800-16.01.1801. – ГАКО, Ф.33, оп.2, д.210, Л.13.
14. Дело по предписанию начальника Курской губернии об освобождении от построек берегов реки курс и назначении под площадь квартала, самовольно застроенного жителями г. Курска. 27.10.1847-16.03.1851. – ГАКО, Ф.33, оп.2, д.3820, Л.324.
15. Там же, Л.274
16. Документы об осмотре и составлении планов и смет на строительство, ремонт и благоустройство казённых зданий. Том 1. 10.09.1811-6.06.1835. – ГАКО, Ф. 326, оп.1, д.2, Л.291.
17. Ведомости суконных фабрик в курской губернии. Информация о выработанной продукции фабрик. Указы об устройстве на службу дворян. 24.12.1806-31.12.1807. – ГАКО, Ф.1, оп.1, д.9209, Л.461-462.

Михайленко Т.Г.

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

УДК 691

В.Т. ЕРОФЕЕВ, В.В. ЛЕСНОВ, М.А. АСТАШОВ

**ДИСПЕРСНО-АРМИРОВАННЫЕ
КАРКАСНЫЕ БЕТОНЫ**

В работе приведены сравнительные характеристики дисперсно-армированных и обычных бетонов,готавливаемых по традиционной технологии, а также математические модели и графические зависимости упруго-прочностных и реологических характеристик цементных каркасов, пропиточных матриц и дисперсно-армированных композитов каркасной структуры.

The comparative features of fibre-reinforced and usual concretes are given in the article, as well as mathematical models and graphic dependencies for elastic, strength and rheological characteristics of cement carcasses, impregnating matrixes and fibre-reinforced composites with carcass structure.

В Мордовском госуниверситете разработаны бетоны каркасной структуры, изготовление которых заключается в предварительном создании каркаса путем склеивания между собой зерен крупного заполнителя и последующей пропиткой пор каркаса высокоподвижной матричной составляющей [1].

Введение в состав бетонов дисперсной арматуры позволяет значительно улучшать их физико-механические свойства, показатели долговечности и технико-экономические характеристики [2, 3]. Опыт таких развитых стран, как США, Канада, Япония, Австралия, Германия, Италия, Франция и Великобритания показывает перспективность и эффективность применения дисперсно-армированных бетонов. Данные бетоны обладают улучшенными физико-техническими показателями по сравнению с материалами без арматуры (табл. 1).

Таблица 1 – Сравнение некоторых характеристик обычного и дисперсно-армированного бетонов (традиционная технология)

Наименование характеристики	Обычный бетон	Дисперсно-армированный бетон (сталефибробетон)
1	2	3
Напряжения трещинообразования при изгибе	1	1,8-2,8
Прочность при изгибе	1	2,8-4,8
при сжатии	1	1,7-3,4
на срез	1	1,3-1,6
ударная	1	1,5-2,9
Усталостная прочность	1	1,6-1,7
Истираемость	1	0,5-0,65
Коэффициент температурного расширения	1	0,9-0,95
Морозостойкость	1	1,2-1,9
Огнестойкость	1	3,0-7,0

В качестве дисперсной арматуры применяются короткие волокна, которые изготавливают из металла, природных и синтетических неорганических и органических материалов, основные виды которых приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Основные виды применяемой дисперсной арматуры

Вид дисперсной арматуры	Применяемые материалы
Металлические волокна	Стальные, чугунные, вольфрамовые, молибденовые волокна
Неорганические волокна	Асбестовые, стеклянные, углеродные, из доменных шлаков, базальтовые волокна
Органические волокна	Вискозные, полипропиленовые, полиакрилонитриловые, полистирольные волокна

Преимущество композитов каркасной структуры, по сравнению с бетонами, изготавливаемыми по традиционной технологии, заключается в том, что технология их получения позволяет изготавливать в отдельных оптимальных режимах каркас и матрицу, применять различные виды заполнителей и вяжущих, порой даже несовместимых при непосредственном перемешивании, что дает возможность создания материалов с широким спектром регулируемых физико-механических свойств и технико-экономических показателей.

Характеристики каркаса во многом определяют свойства каркасного композита в целом. Технология изготовления каркасов, по сути, такая же, как и крупнопористых бетонов, которые довольно широко применяются в различных областях строительства [4]. В каркасах, используемых для каркасных композитов, лишнее связующее, находящееся в межзерновых пустотах, нежелательно по причине образования препятствий для качественной его пропитки матрицей. Для получения каркасов могут быть использованы самые разнообразные связующие: терморезактивные смолы, полимербитумные составы, полимерцементы, дисперсии мономеров, минеральные цементы, жидкое стекло, гипс, фосфатные, металлические связки и др. [1].

Свойства каркасного композита можно улучшить за счет добавления в его состав дисперсной арматуры. Арматура вводится в структуру каркаса для повышения ударной прочности и вязкости разрушения композитов в результате торможения процесса трещинообразования, повышения характеристик прочности и долговечности.

Исследование свойств дисперсно-армированных каркасов на цементном связующем нами проводилось методом математического планирования эксперимента с применением плана на кубе Бокса ВЗ исходя из условия максимальной проницаемости при минимальной необходимой прочности. В качестве вяжущего был использован портландцемент марки ПЦ400Д0 (ОАО «Мордовцемент»); дисперсной арматуры – хризотилевый асбест марки А5-65 (АО «Ураласбест»); пластификатора – лигносульфанат технический (ЛСТ) на натриевой основе; крупного заполнителя – гранитный щебень фракции 5-10 мм. Прочностные характеристики каркасов определялись на образцах-балочках размером 40×40×160 мм, коэффициент фильтрации – на образцах-цилиндрах 50×100(н) мм. В качестве изменяемых факторов эксперимента на уровнях -1, 0, +1 были приняты: X1 – водоцементное отношение (В/Ц=0,4; 0,45; 0,5), X2 – количество добавки ЛСТ (0; 0,2; 0,4% от массы вяжущего по сухому веществу) и X3 – содержание асбеста (0; 1,5; 3% от массы вяжущего). При выполнении исследований отношение вяжущего к крупному заполнителю по массе принималось постоянным и равным В/З=1/13,75.

Порядок приготовления каркаса был следующий: цемент и дисперсную арматуру перемешивали в миксере с водой и ЛСТ в течение 2 мин., затем вводили крупный заполнитель и перемешивали вручную продолжительностью 2 мин. до равномерного обволакивания его зерен. Уплотнение каркасной смеси производилось на встряхивающем столике при количестве 30 ударов и частоте 1 удар в секунду. Образцы твердели одни сутки на воздухе и 7 суток в воде, после чего испытывались.

После проведения регрессионного анализа и статистической обработки эксперимента была получена математическая модель коэффициента фильтрации дисперсно-армированных каркасов на гранитном щебне, которая приведена ниже:

– коэффициент фильтрации каркаса (см/с):

$$K_f = 37,04 - 1,01X_1 - 1,20X_3 + 1,11X_1X_3 + 1,71X_1X_2 + 1,81X_2^2.$$

В области исследований по плану эксперимента предел прочности каркасов при сжатии изменялся в диапазоне 0,1-0,3 МПа, средняя плотность – 1435-1500 кг/м³. Графические зависимости коэффициента фильтрации от значений факторов X_1 и X_2 при фиксированном факторе X_3 , построенные по приведенному выше уравнению, показаны на рисунке 1.

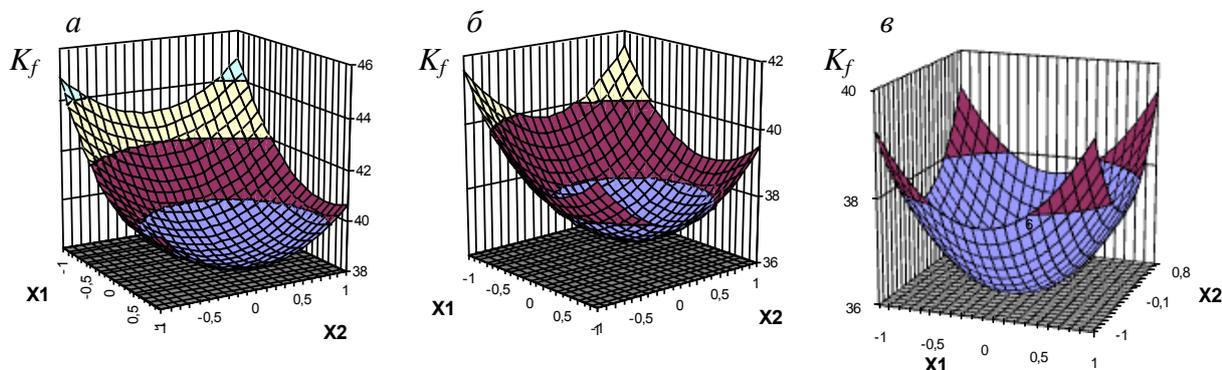


Рисунок 1 – Коэффициент фильтрации каркасов на гранитном щебне, см/с: $a - X_3 = -1$, $b - X_3 = 0$, $v - X_3 = 1$

На основании полученных экспериментальных данных можно сделать вывод о том, что изменение факторов в заданных пределах влияет на физико-механические свойства и позволяет изготавливать дисперсно-армированные каркасы с широким диапазоном проницаемости, прочности и жесткости.

Физико-механические свойства и долговечность каркасных композитов во многом определяются также свойствами матриц. Особенно важное влияние на процесс пропитки каркаса оказывает вязкость матриц. Пропиточная матрица должна полностью заполнить пустоты каркаса, а также иметь хорошую адгезию к заполнителю каркаса, т.к. только в этом случае достигаются высокие физико-механические свойства каркасных бетонов. Снижения вязкости матричных композиций можно добиться за счет введения в их состав современных супер- и гиперпластифицирующих добавок, увеличение адгезии – за счет введения полимерных водорастворимых добавок.

Авторами были проведены исследования по изучению свойств матричных составов на основе портландцемента. Оптимизацию составов матриц по показателям прочностных и реологических свойств проводили методом математического планирования эксперимента на плане ПФЭ 32. В качестве варьируемых факторов были выбраны: X_1 – водоцементное отношение, X_2 – количество суперпластификатора Melflux PP200F. Количественное содержание компонентов на уровнях варьирования (-1, 0, +1) было принято следующее: водоцементное отношение – 0,4, 0,5 и 0,6; количество суперпластификатора – 0,3, 0,6 и 0,9%, Содержание поливинилацетатной эмульсии (ПВА) бралось постоянным и равным 0,5% от массы вяжущего, в качестве вяжущего применяли портландцемент марки ПЦ400Д0 ОАО «Мордовцемент».

Приготовление матричных композиций проводили по следующей технологии: портландцемент перемешивали в сухую с суперпластификатором в течение 30 с, затем полученную смесь смешивали в миксере с водой 120 с, после чего добавляли ПВА и снова перемешивали в миксере в течение 120 с. Подвижность матриц определяли по вискозиметру типа ВЗ-4. Уплотнение смеси при изготовлении образцов-балочек, размером 20×20×70 мм производилось на встряхивающем столике при количестве 30 ударов и частоте 1 удар в секунду. Образцы твердели одни сутки на воздухе и 28 суток в воде, после чего проводились испытания.

Исследуемыми характеристиками матриц являлись предел прочности на сжатие, растяжение при изгибе, начальный модуль упругости и подвижность матричного теста. Полученные, после проведения регрессионного анализа и статистической обработки результатов

эксперимента, коэффициенты полиномиальных моделей свойств матричных композиций приведены ниже:

- предел прочности при сжатии, МПа: $R_b=11,96-6,35X_1-0,56X_2$;
- предел прочности на растяжение при изгибе, МПа: $R_{bti}=2,95-0,22X_1-0,24X_2+0,86X_1X_2-0,97X_1^2$;
- начальный модуль упругости, МПа: $E_o=530,25-260,97X_1+140,35X_2-135,57X_1X_2$;
- подвижность теста матрицы, с: $T=10,89-2,00X_1-0,83X_2$.

Графические зависимости изменения предела прочности на сжатие, растяжения при изгибе, начального модуля упругости матричных составов и подвижности композиций, построенные по моделям при различных значениях факторов, приведены на рисунках 2-5.

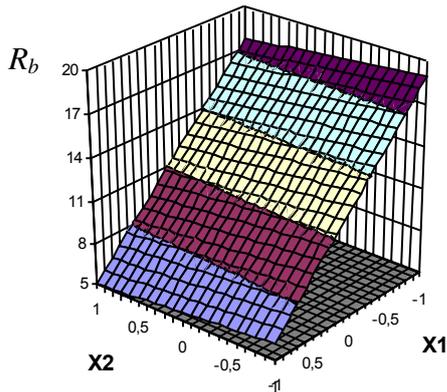


Рисунок 2 – Предел прочности матрицы при сжатии, МПа

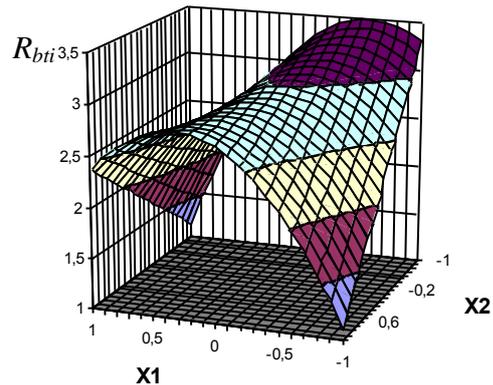


Рисунок 3 – Предел прочности матрицы на растяжение при изгибе, МПа

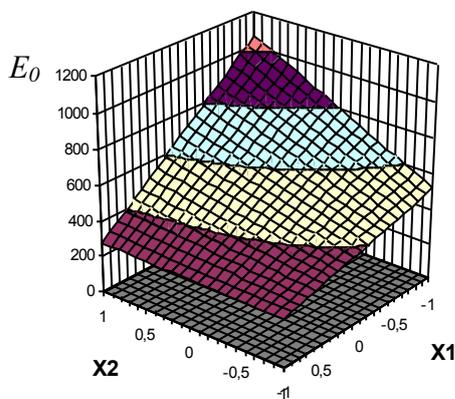


Рисунок 4 – Начальный модуль упругости матрицы, МПа

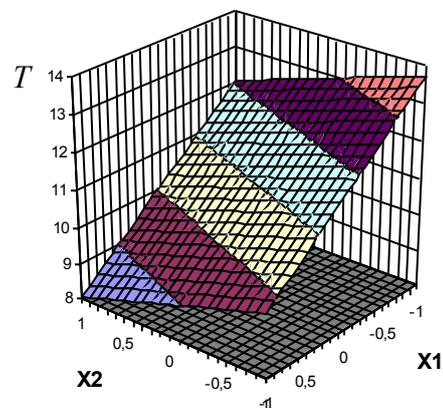


Рисунок 5 – Подвижность теста матрицы, с

Оптимальные составы дисперсно-армированных каркасов и пропиточных матриц были использованы для изготовления дисперсно-армированных каркасных бетонов. В качестве каркаса была принята композиция на гранитном щебне со следующими параметрами $X_1(В/Ц)=1$, $X_2(ЛСТ)=1$ и $X_3(асбест)=1$, которую пропитывали вышеприведенными матрицами. В результате были получены следующие математические модели упруго-прочностных характеристик каркасных бетонов:

- предел прочности при сжатии каркасного бетона, МПа
 $R_b=14,36-1,80X_1+3,33X_2-1,17X_1X_2-2,42X_1^2$;
- предел прочности на растяжение при изгибе каркасного бетона, МПа
 $R_{bti} = 1,15 - 0,35X_1 + 0,41X_2 - 0,41X_1X_2$;

– начальный модуль упругости каркасного бетона, МПа

$$E_o = 23314 + 2105X_2 - 1263X_1X_2 - 7658X_1^2 - 5522X_2^2.$$

Графические зависимости изменения упруго-прочностных характеристик каркасных бетонов, построенные по моделям при различных значениях факторов, приведены на рисунке 6.

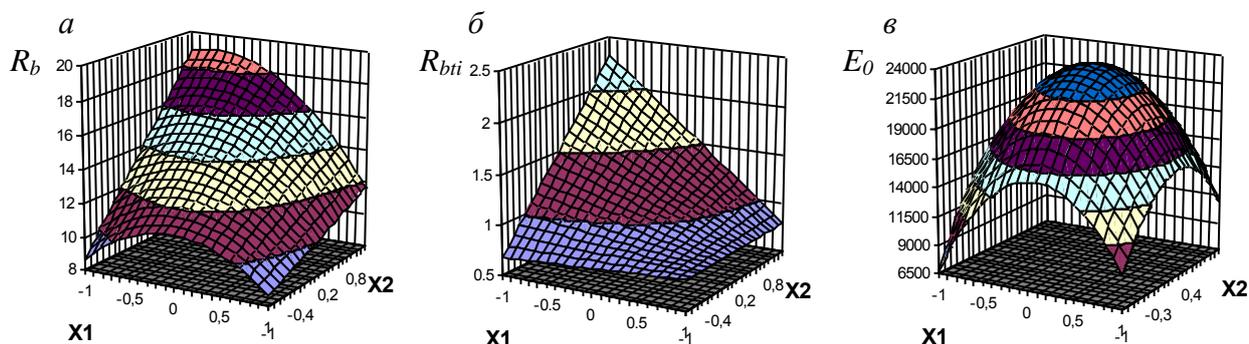


Рисунок 6 – Упруго-прочностные характеристики каркасных композитов на гранитном щебне, МПа: а-в – предел прочности при сжатии, на растяжение при изгибе и начальный модуль упругости

На основании полученных экспериментальных данных можно сделать вывод о том, что изменение факторов в заданных пределах влияет на физико-механические свойства и позволяет изготавливать составы каркасов, пропиточных матриц и каркасных бетонов с широким диапазоном упруго-прочностных характеристик.

Литература

1. Каркасные строительные композиты [Текст]: В 2 ч. Ч. 1. Структурообразование. Свойства. Технология / В.Т. Ерофеев, Н.И. Мищенко, В.П. Селяев, В.И. Соломатов; Под ред. акад. РААСН В.И. Соломатова. – Саранск: Изд-во Мордов. ун-та, 1995. – 200 с.
2. Фибробетон и его применение в строительстве [Текст] / Под ред. Б.А. Крылова М.: Стройиздат, 1979. – 173 с.
3. Рабинович, Ф.Н. Дисперсно-армированные бетоны [Текст] / Ф.Н. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1989. – 177 с.
4. Ицкович, С.М. Крупнопористый бетон (технология и свойства) [Текст] / С.М. Ицкович. – М.: Стройиздат, 1977. – 117 с.

Ерофеев В.Т.

Мордовский государственный университет, г. Саранск
Доктор технических наук, профессор

Леснов В.В.

Мордовский государственный университет, г. Саранск
Кандидат технических наук, доцент

Асташов М.А.

Мордовский государственный университет, г. Саранск
Аспирант
Тел.: 8 (4342) 48-64-25, 47-33-75
E-mail: alekseyboriskin@yandex.ru

УДК 630.381.2

П.М. КОЛЬЦОВ, О.А. КИСЕЛЕВА

О ТЕХНОЛОГИЧЕСКОМ РЕЖИМЕ МОДИФИКАЦИИ ЛАМИНАТА

Для повышения водостойкости ламината предложено использование в качестве модификатора эмукрила «М». Изучено его влияние на прочностные и гидростатические свойства ламината. Определен оптимальный режим модификации.

Emukril «M» is proposed as a modifier for laminate waterproof improvement. Its influence on the strength and hidrophysical properties of laminate is studied. The optimal modification mode is determined.

В процессе эксплуатации полы подвергаются силовым и агрессивным воздействиям. В настоящее время в Европе и России лидирующее место среди множества типов полов занимают ламинированные напольные покрытия, которые обладают массой преимуществ по сравнению с другими. Однако у ламината также имеется существенный «минус» – низкая водостойкость.

Целью работы было устранение этого недостатка. Одним из путей повышения водостойкости является пропитка материала активными веществами [1, 2]. В данном случае в качестве модификатора использовался эмукрил «М».

Сначала необходимо было определить оптимальное время пропитки ламината. В зависимости от длительности действия эмукрила «М» была построена зависимость относительного изменения массы. Испытания проводились на образцах размером 30×10×8 мм при одинаковых температурных и начальных влажностных условиях. Полученная зависимость представлена на рисунке 1.

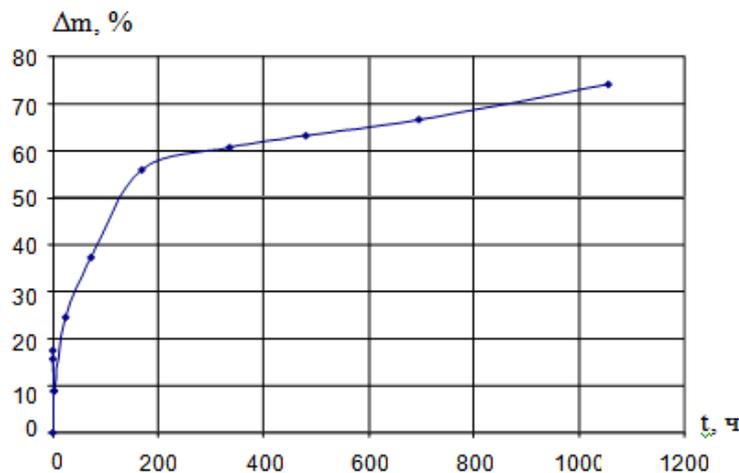


Рисунок 1 – Относительное изменение массы (%) от времени пропитки (часов)

Из рисунка 1 видно, что резкое изменение массы наиболее интенсивно протекает в первые 7 дней, затем процесс несколько замедляется. Однако в отведенные для испытаний 44 дня максимум не был зафиксирован.

Главной целью модификации в данном случае является повышение водостойкости материала, но при этом она не должна значительно сказываться на других характеристиках материала. С целью исследования прочности модифицированного ламината были проведены

3 серии испытаний, каждая из которых отличалась временем выдержки образцов в полимере. Результаты проведенных экспериментов приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Зависимость разрушающей нагрузки от времени пропитки

№ п/п	Время выдержки в эмукриле «М»	Кратковременная прочность, МПа	Относительное увеличение высоты образцов, %	Относительное увеличение массы, %
1	2	3	4	5
1	0 часов	36	-	-
2	1 час	37,48	0,005	3,19
3	72 часа (3 дня)	13,59	-	31,5
4	168 часов (1 неделя)	10,65	33,62	51,68

Как видно из полученных результатов, прочность материала ощутимо снижается уже после трех дней пропитки (больше, чем в 2,5 раза по сравнению с изначальной в 36 МПа). Одновременно со снижением прочности, наблюдается набухание образцов, что сопровождается значительным увеличением их высоты. При разрушении наблюдалось увеличение критической деформации, предшествующей потере сплошности по сравнению с исходным материалом. Такое поведение ламината вызвано пластифицирующим действием модификатора.

Для повышения прочности модифицированного ламината была проведена его термообработка. Перед кратковременными испытаниями на поперечный изгиб образцы подвергались действию повышенной температуры (+80°C) в течение различных промежутков времени. Наибольшая прочность была достигнута после 6 часов термообработки, что вызвано полимеризацией эмукрила и сшиванием его с исходным материалом.

Таблица 2 – Зависимость разрушающей нагрузки от времени термообработки модифицированного ламината

№ п/п	Время выдержки в эмукриле «М»	Время термообработки в печи при +80°C	Кратковременная прочность, МПа
1	2	3	4
1	72 часа (3 дня)	2 часа	24,24
2	72 часа (3 дня)	4 часа	25,37
3	72 часа (3 дня)	6 часов	26,19
4	72 часа (3 дня)	10 часов	24,51
5	72 часа (3 дня)	17,5 часов	24,2

Ожидаемый эффект был получен, хотя достичь прежнего значения прочности не удалось.

По полученным данным определен оптимальный режим пропитки (6 часов) с последующей термообработкой (6 часов).

Одновременно с вышеописанными исследованиями проводились испытания на водопоглощение образцов ламината, прошедших различные сочетания режимов модификации (рис. 2).

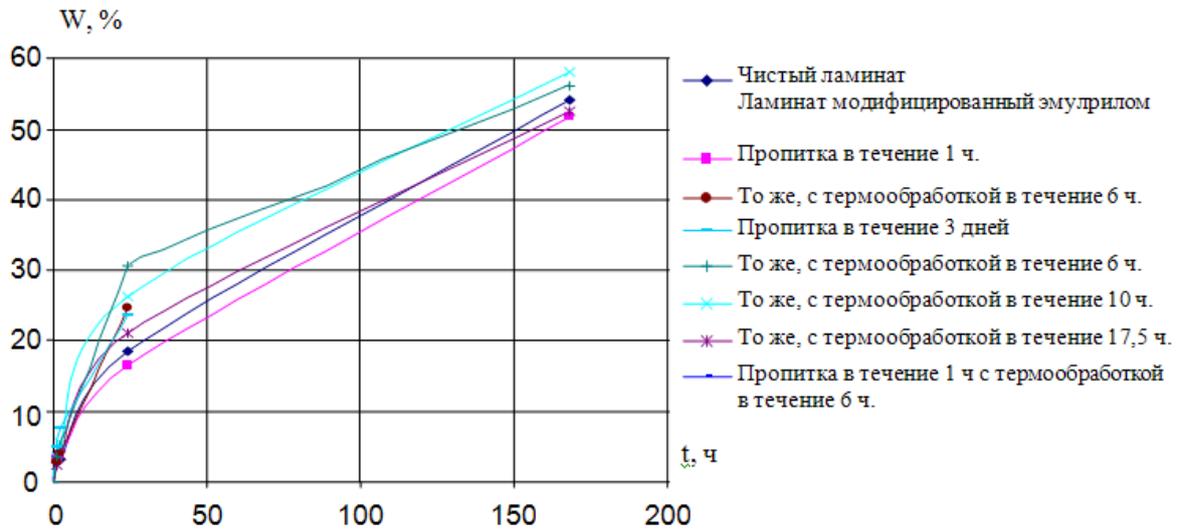


Рисунок 2 – Изменение водопоглощения ламината в зависимости от времени действия воды

В процессе испытаний через заданные промежутки времени (1 час, 2 часа, 24 часа, 1 неделя) фиксировался прирост массы и набухание ламината. Из рисунка 2 видно, что наименьшим водопоглощением обладают образцы, подвергнутые обработке более 6 часов. Следует также отметить, что при длительном действии воды набухание и водопоглощение модифицированных образцов ниже, чем образцов чистого ламината.

Литература

1. Хрулев, В.М. Прочность и водостойкость древесины, пропитанной серой [Текст] / В.М. Хрулев, С.М. Горбулев, С.М. Кондрашов, Ж.Б. Бекболотов // Известия вузов. Строительство. – Новосибирск, 1985. – №8. – С. 72-76.
2. Орловский, Ю.И. Пропитка древесины серой [Текст] / Ю.И. Орловский, В.В. Панов, С.А. Манзий, В.П. Манзий // Известия вузов. Строительство. – Новосибирск, 1984. – №6. – С. 76-80.

Кольцов П.М.

Тамбовский государственный технический университет, г. Тамбов
Кандидат технических наук

Киселева О.А.

Тамбовский государственный технический университет, г. Тамбов
Ммагистрант
Тел.: (8 4342) 48-64-25, 47-33-75
E-mail: alekseyboriskin@yandex.ru

УДК 625.731:624

П.В. АНИСИМОВ, З.А. МЕВЛИДИНОВ, А.В. ЕГОРИН

ОСОБЕННОСТИ ВОДНОГО РЕЖИМА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ НА ДЕФОРМИРОВАННЫХ УЧАСТКАХ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД

Проведен анализ механизмов увлажнения, разуплотнения и деформаций грунтового основания на деформированных участках дорожных одежд. Сделан вывод о малоэффективности ремонта таких одежд и необходимости поиска новых технических решений.

The analysis of the mechanisms of humidification, leakage and deformation of the base course on the deformed sections of pavement is discussed in the paper. The authors argue that the repair of the pavement being ineffective, it is necessary to research for the new technical solutions.

Нарушение водного режима грунта земляного полотна или повышение влажности грунта сверх оптимальной приводит к снижению его прочности и несущей способности как грунтового основания дорожной одежды. В настоящее время выявлены несколько механизмов поступления воды в дорожную одежду и грунтовое основание: это инфильтрация поверхностной воды через трещины в дорожной одежде, через закрючочные (прикрючочные) трещины и грунтовые обочины. Инфильтрация поверхностной воды при выпадении дождя, таянии снега может включать следующие механизмы: фильтрационный, гравитационный, деформационно-вакуумный, температурно-нагнетательный, статико-вакуумный и вибрационный. Все виды инфильтрации подробно изложены в работе [1].

Грунтовая вода способна увлажнять верхние слои земляного полотна в зимнее время в виде следующих механизмов: миграция парообразной влаги, пленочный механизм, капиллярный механизм.

Для всех видов механизмов инфильтраций воды и миграции ее в дорожную одежду и земляное полотно разработаны различные технические решения, предотвращающие или снижающие интенсивность и объем ее поступления. Некоторые из таких решений приведены в работе [1].

Одно из главных требований к дорожному покрытию состоит в том, чтобы предотвратить или снизить поступление поверхностной воды в дорожную одежду и грунтовое основание. После постройки дороги покрытия в основном отвечают этим требованиям. Однако одежда никак не защищена от проникновения воды через прикрючочные трещины и грунтовые обочины. Прикрючочные трещины при выпадении дождя вследствие понижения температуры и температурной деформации материалов дорожной одежды расширяются, и в них проникает вода. Кроме того, деформация дорожной одежды от проезжающих автомобилей облегчает инфильтрацию воды. В весенний период, когда при оттаивании грунта земляного полотна под дорожной одеждой образуется вогнутый мерзлый донник, инфильтрация воды через грунтовые обочины наиболее опасна, т.к. около двух третей воды поступает в донник под дорожную одежду (в дренирующий слой), и только часть ее поступает в дренирующий слой со стороны откоса, откуда она может фильтроваться на откос.

В дорожных одеждах усовершенствованного типа через 2-4 года образуются трещины в асфальтобетонных покрытиях, через которые вода инфильтруется в одежду и, как следствие, в грунтовое основание. Любое количество воды, поступившее в грунтовое основание, нарушает водный режим грунта и его несущую способность, это относится, в первую очередь, к связным грунтам, свойства которых резко изменяются с повышением влажности.

Как уже было отмечено, грунтовая вода в верхние слои земляного полотна поступает по капиллярам в виде пленок по грунтовым частицам и в виде пара. Наиболее интенсивным периодом поступления грунтовой воды в верхние промерзающие слои земляного полотна является зимний период. При понижении температуры накопившаяся в верхних слоях земляного полотна вода переходит в лед с увеличением объема на 9%. Увеличение объема может вызвать образование пучин – открытых (активных) в виде поднятия покрытия и закрытых (пассивных), которые при увеличении объема воды вызывают локальные деформации грунта, уплотняя его, при этом дорожная одежда не деформируется. В весенний период при оттаивании объем льда при переходе в воду уменьшается с образованием пустот. При нагрузках от проезжающих автомобилей в дорожной одежде могут образовываться деформации понижения в виде чаш прогибов. Следует отметить, что при проектировании более мощных дорожных одежд пассивные пучины будут основными.

Для снижения объема притока воды в дорожную одежду от любого механизма миграции или инфильтрации разработаны многие технические решения. Большинство из них либо не применяются, либо находятся в стадии экспериментов и доработок. Для снижения притока грунтовой воды в верхнюю часть земляного полотна признано наиболее целесообразным возвышать земляное полотно над уровнем грунтовой или поверхностной воды на безопасную для капиллярного поднятия или других видов миграции высоту. Для отвода воды из дорожной одежды предусмотрено устраивать дренажные слои.

В работе [3] было показано, что предусмотренные СНиП 2.05.02-85 нормы возвышения земляного полотна над источником увлажнения не всегда могут предохранить земляное полотно от переувлажнения. Речь идет о так называемом напорном механизме капиллярной миграции грунтовой воды в земляное полотно. Движущей силой напорного механизма является давление поверхностной или грунтовой воды, создаваемое фронтом промерзания воды или водонасыщенного мерзлого грунта на прилегающей придорожной полосе. В этом случае высота капиллярного поднятия грунтовой воды значительно выше, чем возвышение земляного полотна, установленное СНиП.

В эксплуатации дороги проявляется четкая зависимость инфильтрации воды через дефекты покрытия, переувлажнения грунтового основания дорожной одежды, снижение его несущей способности (модуля упругости) и, как следствие, новые еще большие деформации одежды с образованием новых трещин. Последние дадут большее поступление воды в дорожную одежду и земляное полотно при очередном выпадении дождя.

После того, как вода профильтровалась через песчаный дренирующий слой и достигла грунтового основания дорожной одежды, сложенного суглинистым или супесчаным грунтом, начинается фаза дестабилизации плотности грунта, достигнутой при строительстве. Если на поверхности грунтового основания окажутся неровности в виде углублений, то они будут заполнены водой. С этого периода начнется разуплотнение грунта в соответствии с механизмами, изложенными в работе [1], а затем и набухание.

Таким образом, на части поверхности грунтового основания создаются локальные понижения прочности грунта, характеризуемой модулем упругости, не отвечающим расчетным требованиям при проектировании дорожной одежды. При динамическом воздействии транспортных средств на ослабленных участках грунтового основания на поверхности покрытия появляются деформации в виде небольших чаш прогибов, которые впоследствии будут увеличиваться в размерах. В грунтовом основании произойдут деформации выжимания грунта в дренирующий слой, т.е. произойдет взаимопроникновение глинистого грунта в пустоты песчаного или другого материала дренирующего слоя.

При последующих циклах увлажнения деформации грунтового основания будут возрастать, а вместе с ними и деформации дорожной одежды.

Установлено, что под проезжей частью бытовые плотности грунтов больше, чем на обочинах в 1,03 раза, что объясняется более высокими нагрузками, передающимися через одежду на земляное полотно. Следовательно, при эксплуатации дороги под одеждой образуется корытный профиль грунтового основания, что приводит к нарушению водного режима

земляного полотна и одежды [1, 4]. Водоотводящие дренажные устройства, размещенные под обочинами в виде поперечных трубчатых выпусков или фильтрующегося материала, оказываются расположенными выше, чем дно корыта, которое должно быть осушено.

Таким образом, образование корытообразного профиля грунтового основания под одеждой по отношению к элементам дренажной системы, расположенными под грунтовыми обочинами, можно отнести к одному из главных недостатков в осушении основания одежды. По причине постоянно действующих колесных нагрузок образуется колеиность на покрытии, когда деформации грунта происходят под полосами наката. Образование корытного профиля на грунтовом основании и образование колеиности на покрытии представляют собой непоправимые деформации земляного полотна, приводящие к еще большим деформациям от природно-климатических факторов и колесных нагрузок движущегося транспорта.

Вполне очевидно, что контуры чаш прогибов в грунтовом основании с некоторым приближением копируют неровности покрытия. Деформации грунта произойдут в первую очередь в местах, где на покрытии образовались трещины, через которые поступает вода и разуплотняет грунт.

На рисунке 1 представлена схема деформированного грунтового основания.

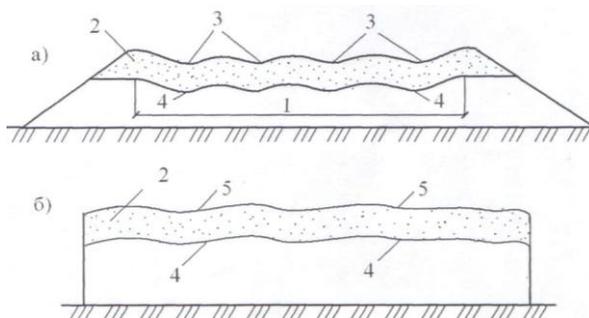


Рисунок 1 – Схема деформаций грунтового основания и дренажного слоя дорожной одежды: а – поперечный разрез; б – продольный разрез: 1 – корыто грунтового основания одежды; 2 – дренарующий слой; 3 – деформация дренажного слоя (колеиная); 4 – деформация грунтового основания; 5 – деформация дренажного слоя

Вследствие неравномерного проникновения воды в земляное полотно деформации грунта также не могут быть распределены равномерно по площади грунтового основания. Продольный профиль дна корыта (по площади) может иметь и повышения, и понижения отметок. Следовательно, проникшая в грунтовое основание вода может задерживаться и не иметь возможности фильтроваться в понижения продольного профиля дороги. В поперечном направлении вода также не имеет выхода.

Таким образом, отдельные углубления в грунтовом основании, образовавшиеся от неровностей на покрытии, изолированы друг от друга и являются ловушками для воды. В таких местах происходит дальнейшее разуплотнение грунта на большую глубину, следовательно, и разрушение дорожной одежды. Из изложенного следует, что характер деформаций грунтового основания затрудняет проведение восстановительных работ по ремонту одежд и снижает эффективность такого ремонта. Для решения данной проблемы необходимы новые технические решения.

Заключение

Проведены теоретические исследования водного режима земляного полотна автомобильных дорог на деформированных участках дорожных одежд. Приведены механизмы инфильтрации воды в грунтовое основание как неизбежный фактор его увлажнения и разуплотнения. Опираясь на теоретические исследования, разработаны схемы деформированного состояния грунтового основания в поперечном и продольном сечениях. Сделан вывод, что

деформации грунтового основания являются локальными, представляющие углубления в грунте, и в основном изолированными друг от друга. Продольные профили колеиных деформаций также имеют понижения и повышения отметок дна колеи. В обоих случаях деформаций грунтового основания - локальных и колеиных, в их углублениях накапливается вода, не имеющая выхода ни в поперечном, ни в продольном направлениях. Поэтому необходимы поиски новых технических решений.

Литература

1. Анисимов, П.В. Автомобильные дороги: Методологическая концепция и теоретические основы проектирования и строительства [Текст] / П.В. Анисимов. – Брянск: Грани, 1995. – 132с.
2. Анисимов, П.В. Динамика пористости связного грунта земляного полотна [Текст] / П.В. Анисимов // Современные проекты, технологии и материалы для строительного, дорожного комплексов и жилищно-коммунального хозяйства. Материалы II-III междунар. науч.-практич. конференций. Брянск – 17-18 апреля 2003 г., 15-16 апреля 2004 г. Брянская государственная инженерно-технологическая академия (БГИТА). Под ред. Микрина В.И. и др. – Брянск, 2005. – С. 119-121.
3. Анисимов, П.В. Концепция назначения высоты насыпи в суровых климатических условиях [Текст]: Тез. Докл. II Междунар. науч.-техн. конф. «Автомобильные дороги Сибири», 20-24 апреля 1998 г. – Омск: Изд-во СибАДИ, 1998. – С. 30-32.
4. Анисимов, П.В. О деформациях земляного полотна автомобильных дорог под дорожной одеждой [Текст]: Тез. докл. науч.-техн. конф. «Молодежь, молодые ученые и специалисты в решении задач промышленного и агропромышленного производства» / Обл. ком. ВЛКСМ, Брянск. Союз НИО, Дом науки и техники. – Брянск, 1991. – С. 62-65.
5. Хархута, Н.Я. Прочность, устойчивость и уплотнение грунтов земляного полотна автомобильных дорог [Текст] / Н.Я. Хархута, Ю.М. Васильев. – М.: Транспорт, 1975. – 288 с.

Анисимов П.В.

Брянская государственная инженерно-технологическая академия, г. Брянск
Доцент

Мевлидинов З.А.

Брянская государственная инженерно-технологическая академия, г. Брянск
Доцент

Егорин А.В.

Брянская государственная инженерно-технологическая академия, г. Брянск
Аспирант

МЕТОДИКА ОЦЕНКИ ДИНАМИЧЕСКИХ ПЕРЕГРУЗОК

В статье рассмотрены критерии оценки динамических перегрузок дорожных конструкций, разработанные учеными различных стран. Предложена методика оценки динамических перегрузок дорожных конструкций, учитывающая распределение коэффициента динамичности при движении по участку автомобильной дороги и позволяющая прогнозировать усталостное разрушение дорожных конструкций и их остаточный срок службы.

In article criteria of an estimation of dynamic overloads of road designs developed by scientists of the various countries are considered. The technique of an estimation of dynamic overloads of the road designs is offered, considering distribution of factor of dynamism at movement on a site of a highway and allowing to predict fatigue failure of road designs and their residual service life.

Эксплуатируемые дорожные покрытия работают в условиях постоянного воздействия транспортных нагрузок и климатических факторов. Динамический характер нагрузок от транспортных средств способствует увеличению деформаций и усталостных разрушений, что, в свою очередь, уменьшает срок службы дорожных покрытий. Снижение срока службы вследствие указанных причин оказывает большое влияние на существующую инфраструктуру и расход государственных средств.

В практике зарубежных стран исследования критериев динамического воздействия транспорта на автомобильные дороги занимают значительное место. В России объем исследований в этой области недостаточен. В «ДортрансНИИ» РГСУ за последние годы выполнен большой объем теоретических и экспериментальных исследований динамического воздействия автомобилей, позволивших разработать методику оценки динамических перегрузок дорожных покрытий.

Первоначально рассмотрим наиболее распространенные критерии оценки динамических перегрузок, используемые зарубежными исследователями.

1 Коэффициент динамической нагрузки DLC

Отношение среднеквадратического отклонения полной нагрузки (σ) к статической нагрузке (F) определяет безразмерную переменную, названную «коэффициентом динамической нагрузки» (DLC):

$$DLC = \frac{\sigma}{F}. \quad (1)$$

2 Динамический коэффициент

Динамический коэффициент оси вычисляется как отношение между измеренным воздействием на систему измерений груза WIM (вес в движении) к статической нагрузке на ось. Динамический коэффициент транспортного средства – это сумма измеренного воздействия осей на датчики WIM, разделенная на статический вес транспортного средства.

3 Динамический совокупный коэффициент силы

Для транспортного средства с осями N совокупная функция силы $a(t)$ вычислена:

$$a(t) = \sum_{k=1}^N f(t + T_{Ik}), \quad (2)$$

где $f_k(t)$ является функцией силы шины оси k ($k=1, 2, 3 \dots$); T_{Ik} – временная задержка между первой осью и осью k .

Динамическая вариация совокупной силы может быть охарактеризована, используя «динамический совокупный коэффициент силы» (DAFC), рассчитываемый по формуле:

$$DAFC = \frac{std(a(t))}{mean(a(t))}, \quad (3)$$

где $std(a(t))$ – среднеквадратическое отклонение усилий, вызываемых осями транспортного средства; $mean(a(t))$ – полная статическая нагрузка грузового автомобиля; DAFC – критерий оценки динамических перегрузок, вызванных динамическими усилиями грузового автомобиля.

Помимо этого вычисляют DAFC только для осей грузовика или осей прицепа.

Для составления пространственной концентрации нагрузок, оказываемой потоком автомобилей большой грузоподъемности, считается важным рассмотреть повреждения (DAFC), понесенные в худших 5% локализаций на участке автомобильной дороги. Этот показатель рассчитывается по следующей формуле:

$$DAFC_{95} = 1 + 1,65 \sqrt{DAFC}. \quad (4)$$

4 Дорожный коэффициент напряжения

Дорожный коэффициент напряжения F , выведенный в 1975 Eisenmann, основан на «законое четвертой степени». Предлагается «дорожный коэффициент напряжения» F вычислять:

$$F = E[P(t)]^4 = (1 + 6s^2 + 3s^4) \sqrt[4]{P_{stat}^4}, \quad (5)$$

где $P(t)$ – является силой шины; E – оператор ожидания; P_{stat} – статическая сила шины; s – коэффициент вариации динамической силы шины, т.е. DLC.

5 Совокупный критерий силы

Динамическую нагрузку колес автомобилей также используют для определения размеров повреждения дорожного покрытия. Один из самых простых способов – возведение динамических сил шины в степень n для каждой оси относительно каждой точки k исследуемого участка автомобильной дороги. Этот тип критерия повреждения известен как совокупная модель силы нагружения. Возведенная в степень n совокупная сила A в каждой точке k :

$$A_k^n = \sum_{j=1}^{N_a} P_{jk}^n, \quad k=1, 2, 3 \dots N_a, \quad (6)$$

где P_{jk} – сила, примененная шиной j к локализации k ; N_a – номер осей на транспортном средстве.

Степень n выбирают, чтобы представить тип повреждения дорожного покрытия, которое рассматривают. Для нежестких дорожных покрытий величина $n=4$ принимается для определения усталостного разрушения, тогда как $n=1$ является более подходящим для остаточной деформации (образования колеи).

6 Коэффициент усталостного разрушения для оценки динамических перегрузок

Для оценки динамических перегрузок используется коэффициент усталостного повреждения, выраженный в эквивалентной единственной нагрузке на ось (ESALs), где ESAL – повреждение, вызванное единственным проходом оси с нагрузкой 18 000 фунтов.

Таким образом, в настоящее время в зарубежных странах не существует единой методики оценки динамических перегрузок, которая важна для проектирования и эксплуатации дорожных одежд. При этом критерии оценки, описанные в зарубежных источниках, малоприменимы в существующих реалиях нормативных документов проектирования и эксплуатации автомобильных дорог Российской Федерации.

При расчете нежестких дорожных одежд в соответствии с нормативными документами РФ [1] применяется коэффициент динамичности, равный 1,3. На наш взгляд – это упрощенный подход к учету динамичности воздействия транспортных средств при проектировании дорожных одежд. Во-первых, используется необоснованное значение коэффициента динамичности. Многолетние экспериментальные работы как в нашей стране, так и за рубежом показали, что среднее значение коэффициента динамичности при проезде грузового автомобиля с нагрузкой на заднюю ось более 100 кН (расчетный автомобиль) по участку автомобильной дороги даже с неудовлетворительной ровностью редко достигает 1,3. Требуется уточнение этого показателя с учетом статистического распределения коэффициента динамичности на участке автомобильной дороги. Во-вторых, при дальнейших расчетах коэффициентов приведения (формула П.1.2 ОДН 218.046-01) транспортных средств к расчетной нагрузке значение коэффициента динамичности фактически не учитывается.

Для определения реальных значений динамического коэффициента в «ДортрансНИИ» РГСУ проведены теоретические и экспериментальные исследования [2]. На основе исследований было показано, что коэффициент динамического воздействия представляет собой временную функцию (рис. 1), которая подчиняется законам нормального распределения (рис. 2).

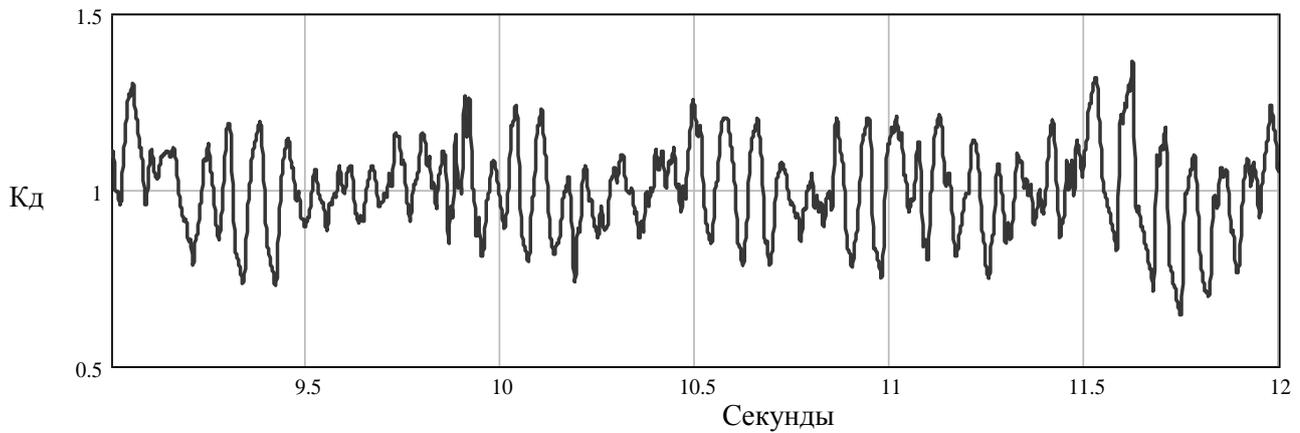


Рисунок 1 – Амплитудно-временная характеристика динамического коэффициента

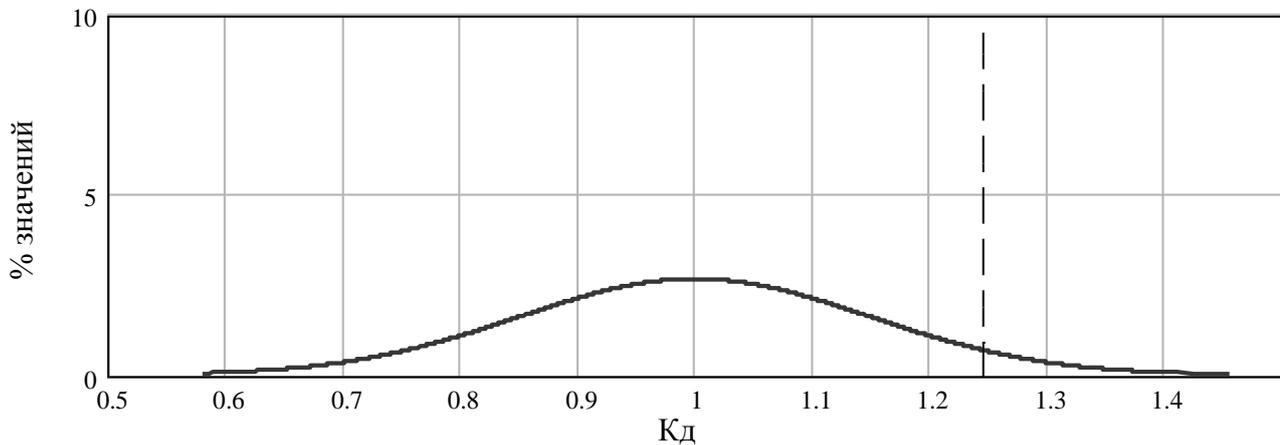


Рисунок 2 – Нормальное распределение динамического коэффициента

Для оценки динамических перегрузок предложены следующие характеристики динамического коэффициента воздействия:

Максимальный динамический коэффициент

$$k_{\delta}^{max} = \max_{t \in [t_1, t_2]} k_{\delta}(t) \quad (7)$$

– максимальное значение динамического коэффициента на исследуемом участке дороги. Время t_1 соответствует началу, а t_2 – концу прохождения участка.

Средний динамический коэффициент

Пусть τ – совокупность интервалов на отрезке $[t_1, t_2]$, на которых динамический коэффициент больше единицы. Тогда величина:

$$k_{\delta}^{cp} = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{\tau} k_{\delta}(t) dt \quad (8)$$

может быть принята за оценку среднего динамического коэффициента на участке.

Максимальный динамический коэффициент на 5% протяженности участка

$$K_{\delta 95\%} = qnorm(0.95, mean(K_{\delta_i}(t)), stdev(K_{\delta_i}(t))). \quad (9)$$

Этот показатель характеризует 5% участка автомобильной дороги, на которых динамический коэффициент находится в своих максимальных значениях.

Максимальный динамический коэффициент на участке связан с локальной неровностью дорожного покрытия и не отражает динамическое воздействие транспортных средств на заданном участке. Средний динамический коэффициент является интегральным показателем на участке, но, как показали результаты исследований зарубежных авторов, не позволяет с достаточной вероятностью прогнозировать усталостные разрушения дорожного покрытия. Этот факт связан с пространственной повторяемостью динамических нагрузок, что приводит к ускоренному разрушению покрытия именно в этих зонах. Вывод о «пространственной повторяемости» динамических нагрузок базируется на результатах исследований, показавших, что все грузовые автомобили имеют приблизительно одинаковые собственные частоты и движутся по автомобильной дороге заданного микропрофиля с приблизительно одинаковой скоростью. Следовательно, динамические пики нагрузки на дорожное покрытие всегда происходят в пределах относительно узко определенных участков автомобильной дороги (локализациях).

Для учета «пространственной повторяемости» предложена оценка динамических перегрузок с использованием максимального динамического коэффициента на 5% протяженности участка (Кд 95%), что позволяет прогнозировать усталостное разрушение в зонах, подверженных максимальным динамическим перегрузкам. Эти участки являются концентраторами напряжений и источниками больших разрушений дорожной одежды. Согласно нормативному документу по расчету нежестких дорожных одежд ОДН 218.046-01, предельный коэффициент разрушения (равный отношению суммарной протяженности участков дороги, требующих ремонта, к общей протяженности) для дорог I, II категории составляет 5%.

Предложенная оценка динамических перегрузок выполняется на основе модели «автомобиль-дорога», рассчитывающей динамическое воздействие транспортных средств на дорожное покрытие, движущихся по автомобильной дороге с заданным микропрофилем и с определенной скоростью (рис. 3).

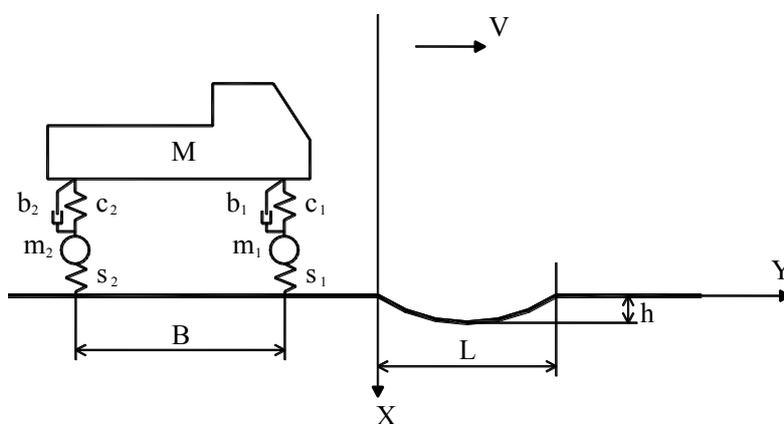


Рисунок 3 – Модель взаимодействия «автомобиль-дорога»

Модель реализована на основе программного комплекса «Mathcad» и позволяет определить амплитудно-временную зависимость динамического коэффициента воздействия на автомобильную дорогу.

Для расчета задается несколько входных параметров, которые позволяют реализовывать различные модели движения автомобиля по неровному покрытию:

- масса транспортного средства (M);
- расстояние между осями автомобиля (B);
- микропрофиль поверхности (L);
- коэффициенты жесткости рессор каждой оси (c_1, c_2);
- коэффициенты вязкого трения в амортизаторах каждой оси (b_1, b_2);
- масса каждой оси выбранного транспортного средства (m_1, m_2);
- коэффициенты жесткости шин колеса (s_1, s_2);
- скорость движения автомобиля (V).

Наряду с моделированием динамического воздействия транспортных средств были проведены экспериментальные замеры на участках с различными показателями ровности. Замеры проводились с помощью виброакселерометров, установленных на автомобилях МАЗ 511 и ВАЗ 21213. Были получены корреляционные зависимости экспериментальных замеров и моделирования для параметров «максимальный коэффициент динамичности», «средний коэффициент динамичности», «95% перегрузки» (рис. 4-6), которые показывают соответствие между различными методами получения интегральных показателей динамического коэффициента воздействия.

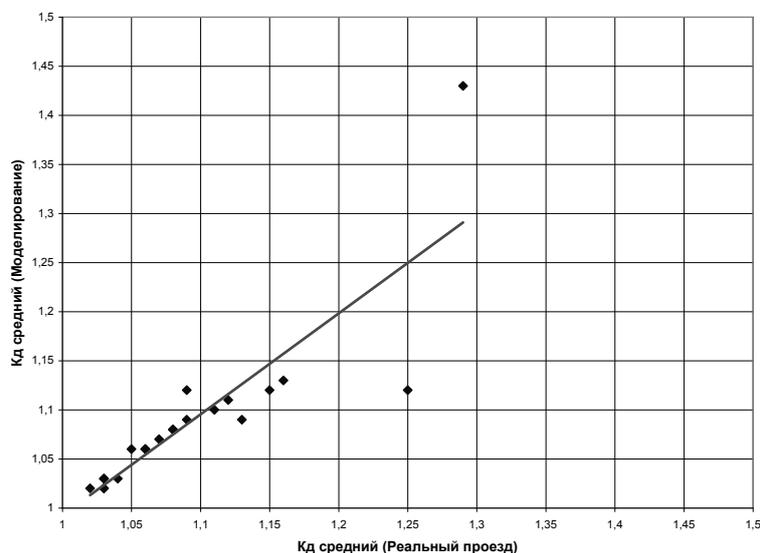


Рисунок 4 – Корреляционные зависимости экспериментальных замеров и моделирования для параметра «средний коэффициент динамичности»

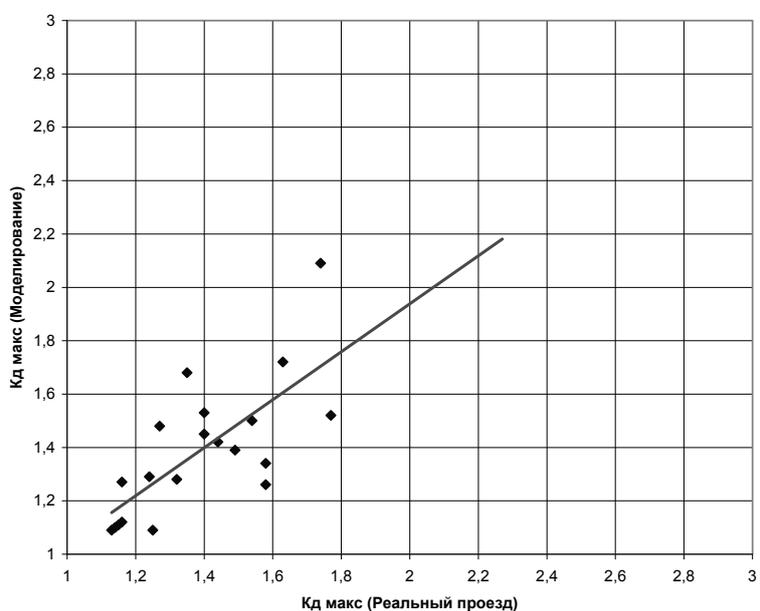


Рисунок 5 – Корреляционные зависимости экспериментальных замеров и моделирования для параметра «максимальный коэффициент динамичности»

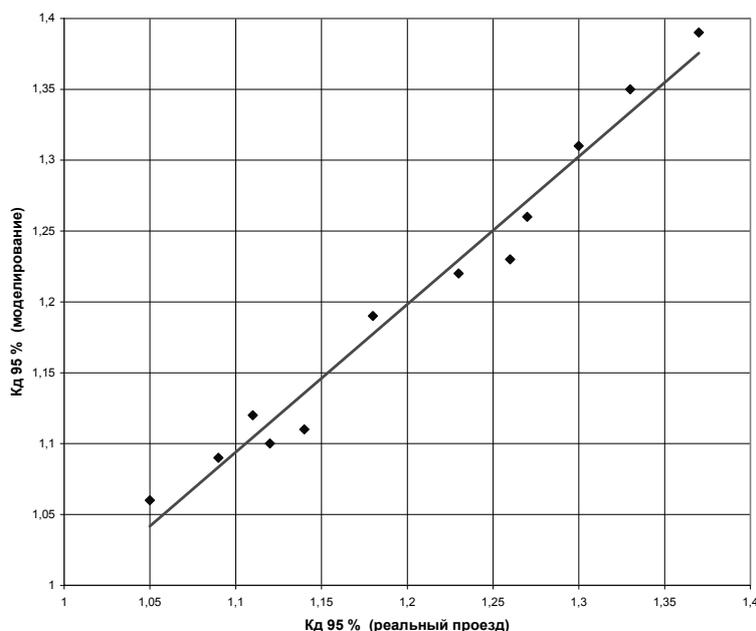


Рисунок 6 – Корреляционные зависимости экспериментальных замеров и моделирования для параметра «Кд 95%»

Таким образом, для получения характеристик динамического коэффициента воздействия можно использовать как метод моделирования (на основе микропрофиля поверхности автомобильной дороги), так и экспериментальные замеры.

Предложенная методика оценки динамических перегрузок позволяет всесторонне оценивать динамическое воздействие транспортных средств и прогнозировать разрушения дорожных конструкций в течение срока службы. При этом средний коэффициент динамичности рекомендуется использовать для сравнительной оценки динамических перегрузок на различных участках автомобильных дорог. На основе замеров максимального коэффициента динамичности можно выявлять местоположение локальных максимальных неровностей дорожного покрытия. Для прогнозирования усталостного разрушения асфальтобетонных покрытий и их расчета остаточного срока службы следует использовать максимальный коэффициент динамичности на 5% протяженности участка.

Литература

1. ОДН 218.046-01 Проектирование нежестких дорожных одежд [Текст]. – Информатодор, 2001. – 145 с.
2. Отчет по теме НИОКР «Разработка методики оценки динамических перегрузок эксплуатируемых дорожных покрытий для расчета остаточного срока их службы» [Текст] / Гос. контракт №ПО 47/437, Ростов-н/Д, 2008. – 152 с.

Углова Е.В.

«ДортрансНИИ» РГСУ, г. Ростов-на-Дону
Кандидат технических наук, доцент

Николенко Д.А.

«ДортрансНИИ» РГСУ, г. Ростов-на-Дону
Кандидат технических наук, доцент

Конорев А.С.

«ДортрансНИИ» РГСУ, г. Ростов-на-Дону
Младший научный сотрудник
Тел. 8 (863) 263-77-76
E-mail: 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

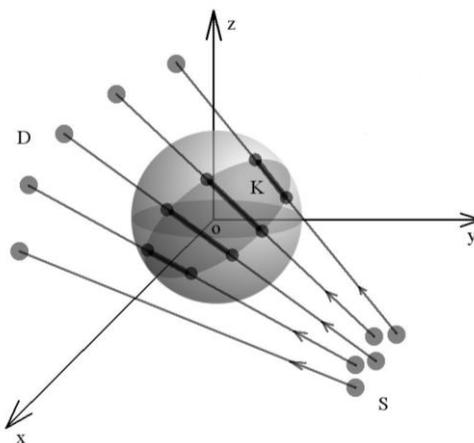


Рисунок 1 – Схема сканирования объекта: S – множество источников; D – множество детекторов; K – множество элементарных объемов тела, через которые прошел луч

- 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

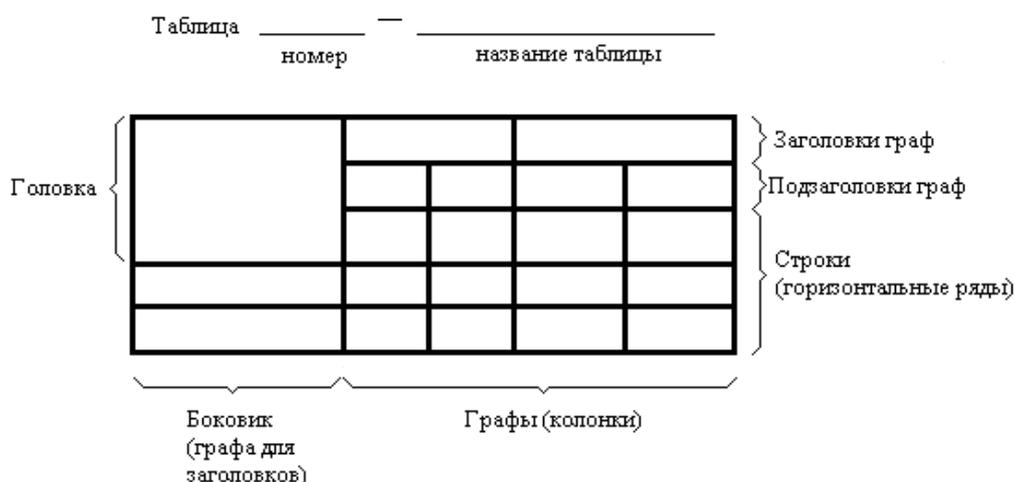


Таблица 1 – Название

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
E-mail: antc@ostu.ru

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

Сдано в набор 20.10.2008 г.
Подписано в печать 30.10.2008 г.
Формат 60x88 1/8. Бумага офсетная. Печать офсетная.
Усл. печ. л. 5,3.
Тираж 500 экз.
Заказ № _____

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