



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Белорусский национальный
технический университет

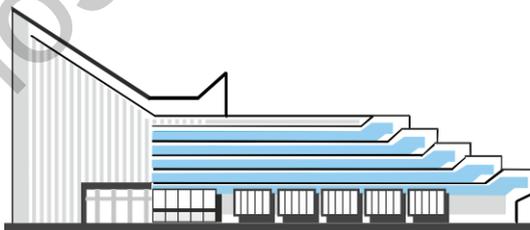
СТРОИТЕЛЬНЫЙ
ФАКУЛЬТЕТ

Строительный факультет

**СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ
РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Материалы 69-й студенческой
научно-технической конференции

25 апреля 2013 года



Минск
БНТУ
2013

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 69-й студенческой
научно-технической конференции

25 апреля 2013 года

Минск
БНТУ
2014

УДК 666.94.015.7

ББК 33.33я43

C56

Редакционная коллегия:

- В. Ф. Зверев** – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции»;
- А. А. Хотько** – канд. техн. наук, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;
- С. Н. Делендик** – ас. кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;
- С. М. Коледа** – ас. кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

Рецензенты:

- Т. М. Пецольт** – д-р техн. наук, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;
- Н. А. Рак** – канд. техн. наук, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;
- А. Н. Жабинский** – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Металлические и деревянные конструкции»

Сборник содержит материалы 69-й студенческой научно-технической конференции «Современные методы расчетов и обследований железобетонных и каменных конструкций». В издании освещены материалы пленарного заседания, исследующие проблемы проектирования, конструирования и обследования железобетонных конструкций.

Издание предназначено для научно-педагогических работников, студентов, магистров и аспирантов.

ISBN 978-985-550-265-5

© Белорусский национальный
технический университет, 2014

СОДЕРЖАНИЕ

Аббуд Сами, Юссеф Мохамад

К вопросу о моделировании при исследовании конструкций 6

Армянинов О.Д., Борисовец А.М.

Различия в требованиях СНБ 5.03-01-02 и ТКП EN 1992-1-1-2009 по определению ползучести бетона 9

Бурак И.А., Казимиров К.С.

Особенности требований по обеспечению анкеровки арматуры по нормам РБ и стран Евросоюза 18

Васелюк П.С.

Усталостная прочность материалов 23

Врублевский П.С.

Сравнение методов определения прогибов железобетонных балок переменного сечения 27

Гаранков Е.Б., Гончар О.В.

Результаты обследования и оценки технического состояния несущих и ограждающих конструкций административного здания по ул. Смоленской, 33 в г. Минске в связи с реконструкцией 32

Гусь О.В., Иванов А.Л., Соколовский А.И.

Расчет колонн одноэтажного промышленного здания с использованием шагового метода последовательных нагружений и анализ влияния истории нагружения на несущую способность колонн 37

Гутовец Р.В., Моджаро Е.Н.

Характеристика и сравнительный анализ решетчатой и сплошностенчатой железобетонных балок 42

Девятенъ А.В., Шамко Е.В.

Основные этапы развития и применения преднапряженных железобетонных конструкций в РБ..... 49

Дудкина Н.Н.

Контроль качества железобетонных изделий и конструкций 55

Жихаревич А.В.

Коррозия железобетона 61

Зикрацкий Н.В., Пташевский В.В., Старовойтов К.Г.

Арматура используемая при проектировании железобетонных конструкций в Беларуси и странах Европы 68

Ильенков О.В.

Особенности проектирования и расчета междуэтажного перекрытия с предварительно напряженной арматурой в построечных условиях..... 75

Козловский Е.А.

Монолитное каркасное здание с использованием сборных железобетонных конструкций 80

Ладных И.А.

Влияние технологии изготовления на свойства стеклопластиковой арматуры 84

Лалов Д.В., Семижон А.С.

Основные положения расчета железобетонных элементов на действие поперечных сил по СНБ 5.03-01-02 и ТКП EN 1992-1-1-2009 88

Лученок Т.П., Шилов А.А.

Анализ и особенности требований по назначению номинальной толщины защитного слоя бетона по нормативным документам СНБ 5.0.3.01-02 и ТКП EN 1992-1-1-2009..... 95

<i>Мадалинская Н.Г.</i>	
Конструкции фундаментов под высотные здания	103
<i>Новик В.В., Сивец Е.О.</i>	
Особенности моделирования отдельных элементов монолитного перекрытия в расчётном комплексе «Лира» ...	106
<i>Петрусевиц В.А., Расанец М.А.</i>	
Прогрессивные виды бетонов нового поколения	113
<i>Русин А.А.</i>	
Дренаж в промышленном и гражданском строительстве, как функция комплексной защиты подземных сооружений от увлажнения и подтопления	118
<i>Сабук И.В.</i>	
Анализ эффективности применения трубобетонных колонн квадратного сечения	122
<i>Сидоренко А.Д.</i>	
Адаптация проектных решений крупнопанельных жилых домов в условиях применения технологического оборудования зарубежных производителей.	128
<i>Специан В.С.</i>	
Вторичное использование бетона.....	136
<i>Титов А.Л.</i>	
Прогрессирующее обрушение	142
<i>Хоціна М.Ул.</i>	
Асаблівасці рэканструкцыі з рэстаўрацыяй палаца-паркавага ансамбля XVIII стагоддзя.....	148
<i>Щербак Е.В.</i>	
Моделирование сцепления с бетоном стеклопластиковой арматуры	158

К вопросу о моделировании при исследовании конструкций

Аббуд Сами, Юсеф Мохамад
(Научный руководитель – Босовец Ф.П.)
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Наряду с совершенствованием существующих методов расчета и исследования конструкций весьма актуальным является разработка и дальнейшее развитие метода моделирования, который имеет огромные возможности широкого применения во всех областях науки и техники. Особенно он эффективен при проектировании новых, сложных, уникальных и ответственных сооружений и конструкций. В ряде случаев метод моделирования позволяет упростить или полностью исключить трудоемкие и дорогостоящие натурные испытания и снизить стоимость исследований в 5–10 раз.

Вопросами моделирования широко занимаются как в нашей стране, так и в странах ближнего и дальнего зарубежья. Моделирование бывает физическое, математическое и вероятностное, особенно в процессах исследования трещинообразования и разрушения элементов.

Известно, что наиболее целесообразно производить моделирование в следующих случаях:

1. При разработке и уточнении методов расчета на прочность и устойчивость сжатых и изгибаемых элементов.
2. При проверке правильности результатов статического расчета.
3. При замене аналитического расчета экспериментальным исследованием для ускорения полученных результатов.
4. При невозможности произвести аналитический расчет сложных конструкций.
5. При изысканиях, связанных с выбором наиболее рационального конструктивного решения.

Модели бывают косвенные и прямые. Косвенные модели используются для определения линий и поверхностей влияния в конструкциях, работающих в упругой стадии, когда деформация прямо пропорциональна нагрузкам. Для изготовления косвенных моделей каркасных и поверхностных конструкций широко используются

пластмассы. Эти модели обеспечивают получение общих расчетных реактивных сил или моментов в сечении, но не позволяют установить их распределение и деформирование.

Прямые модели при линейном упругом режиме дают возможность сразу получить окончательный результат и могут быть использованы при исследовании конструкций с нелинейным режимом работы.

Если потребуется произвести испытания на модели какой-нибудь единичной конструкции, то:

1. Необходимо построить и нагрузить модель в соответствии с определенными правилами (расчетной схемой).

2. Необходимо результаты, полученные при испытаниях модели, преобразовать так, чтобы предсказать поведение самой конструкции или прототипа, т.е. установить масштабные коэффициенты.

Между моделью и прототипом должны существовать законы подобия:

1. Относительные деформации в модели и прототипе должны быть равны $\varepsilon_m = \varepsilon_p$

2. Коэффициент Пуассона материалов модели и прототипа должны быть равны $\nu_m = \nu_p$

3. Модель и прототип должны обладать геометрическим подобием. Коэффициент масштаба длины SL должен быть одинаков во всех направлениях $L_m SL = L_p$

4. Модель и прототип должны обладать одинаковым коэффициентом линейного расширения.

5. Допускается некоторое различие в материалах модели и прототипа, но тогда должно соблюдаться условие:

$$\sigma_m/E_m = \sigma_p/E_p \quad \text{или} \quad \sigma_m/\sigma_p = E_m/E_p$$

В этом случае следует определять коэффициент масштаба напряжения $S_f \cdot \sigma_m = S_f \sigma_p$, где m – индекс модели, p – прототип (натурный элемент).

При проектировании опытных образцы должен быть соблюден закон подобия, что касается зерен песка и цемента – это очень трудно осуществить практически. Как показали исследования,

осуществленные в нашей стране и за рубежом, при моделях не слишком малых (порядка 1:5) масштабный фактор практически не влияет [1].

Опыты показывают, что прямые модели дают качественную картину работы конструкций, но в количественном отношении результаты работы модели и натурального элемента могут существенно отличаться.

ЛИТЕРАТУРА

1. Питлюг Д.А. Моделирование при расчете зданий и сооружений – «Строительство и архитектура», Ленинград, 1963, №8
2. Зайцев Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения – Москва, Стройиздат, 1982.
3. Прис Б.В., Дэвис Д.Д. Моделирование железобетонных конструкций – Минск, 1974 (перевод с английского).

УДК 624.012

Различия в требованиях СНБ 5.03-01-02 и ТКП EN 1992-1-1-2009 по определению ползучести бетона

Армянинов О.Д., Борисовец А.М.
(Научный руководитель – Шилов А.Е.)
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В ходе сравнительного анализа двух нормативных документов СНБ 5.03-01-02 и ТКП EN 1992-1-1-2009 были выявлены определенные отличия в методике определения ползучести бетона.

Методика определения коэффициента ползучести бетона $\varphi(t, t_0)$ по ТКП EN 1992-1-1-2009

При проведении испытаний на образцах, отличных от базовых предельные значения ползучести следует умножать на коэффициент K_2 , приведенный в таблице 1.

Таблица 1. – Переходные коэффициенты при определении ползучести

Размер ребра поперечного сечения образца, см	Переходные коэффициенты при определении ползучести K_2
7	0,83
10	0,90
15	1,0
20	1,10

Коэффициенты, указанные в таблице, применимы для тяжелых и мелкозернистых бетонов, а также бетонов на пористых заполнителях, приготовленных на цементных вяжущих.

Значения переходных коэффициентов для ячеистых и силикатных бетонов должны быть установлены экспериментально.

Основные формулы для определения коэффициента ползучести по ТКП EN 1992-1-1-2009:

(1) Коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ может быть определен по формуле:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0)$$

φ_0 – условный коэффициент ползучести, который может быть определен следующим образом:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0}$$

φ_{RH} – коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности воздуха на условный коэффициент ползучести:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \quad \text{для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа}$$

RH – относительная влажность воздуха окружающей среды, %;

$\beta_{(f_{cm})}$ – коэффициент, учитывающий влияние предела прочности при сжатии бетона на условный коэффициент ползучести:

$$\beta_{f_{cm}} = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

f_{cm} – средняя прочность при сжатии бетона, МПа, в возрасте 28 сут;

$\beta_{(t_0)}$ – коэффициент, учитывающий влияние возраста бетона при начале нагружения на условный коэффициент ползучести:

$$\beta_{t_0} = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}}$$

h_0 – условный приведенный размер элемента, мм:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

A_c – общая площадь поперечного сечения бетона; u – периметр элемента, контактирующий с атмосферой; $\beta_c(t, t_0)$ – коэффициент, описывающий развитие ползучести после приложения нагрузки, который рассчитан по следующей формуле:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}$$

Здесь t – возраст бетона на рассматриваемый момент, сут; t_0 – возраст бетона в момент приложения нагрузки, сут; $t - t_0$ – неоткорректированная продолжительность нагружения, сут; β_H – коэф-

коэффициент, учитывающий относительную влажность воздуха (RH, %) и условный размер элемента (h_0 , мм). Он может быть определен следующим образом:

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + 0,012RH^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}$$

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + 0,012RH^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа}$$

$\alpha_{1/2/3}$ – коэффициенты для учета влияния прочности бетона:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}; \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}; \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

(2) Влияние вида цемента (см. 3.1.2 (6)) на коэффициент ползучести бетона может быть учтено посредством модифицирования возраста при начале нагружения t_0 , в соответствии со следующим выражением:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5$$

$t_{0,T}$ – откорректированный с учетом температуры возраст бетона при начале нагружения, сут, откорректированный также согласно формуле приведенной ниже:

α – показатель степени, который зависит от вида цемента:

$\alpha = -1$ — для цемента класса S;

$\alpha = 0$ — для цемента класса N;

$\alpha = 1$ — для цемента класса R.

(3) Влияние повышенных или пониженных температур в диапазоне от 0°C до 80°C на степень зрелости бетона может быть учтена посредством корректировки возраста бетона в соответствии со следующей формулой:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-4000/[273+T \Delta t_i] - 13,65} \cdot \Delta t_i,$$

где t_T – откорректированный с учетом температуры возраст бетона, который заменяет t в соответствующих формулах; $T(\Delta t_i)$ – температура, °C, в течение периода времени Δt_i ; Δt_i – количество суток, когда температура T преобладает.

Средний коэффициент вариации определенного указанным выше методом коэффициента ползучести, определенный по компьютерной базе данных результатов лабораторных исследований, находится в пределах 20%.

Значения $\varphi(t, t_0)$, определенные по приведенным выше формулам, должны быть связаны с касательным модулем E_c .

Если менее точная оценка является удовлетворительной, значения, приведенные на рисунке 3.1 из 3.1.4 Еврокода, могут быть применены для определения ползучести бетона в возрасте 70 лет.

Методика определения коэффициента ползучести бетона Φ по СНБ 5.03-01-02

Предельные значения коэффициента ползучести бетона $\Phi(\infty, t_0)$, полученные по графикам, применимы для расчетных ситуаций, когда уровень сжимающих напряжений в бетоне при первом нагружении в момент времени t_0 не превышает $0,45f_{cm}(t_0)$. Если сжимающие напряжения в момент времени t_0 превышают $0,45f_{cm}(t_0)$, следует выполнять модификацию значений коэффициента ползучести $\Phi(\infty, t_0)$, полученных по графикам с учетом нелинейной ползучести по формуле

$$\Phi_k(\infty, t_0) = \Phi(\infty, t_0) \cdot \exp \left[1,5 \left(\frac{\sigma_c}{f_{cm}(t_0)} - 0,45 \right) \right],$$

где $\Phi(\infty, t_0)$ – предельное значение модифицированного (нелинейного) коэффициента нелинейной ползучести; σ_c – сжимающие напряжения в бетоне в момент времени t_0 ; $f_{cm}(t_0)$ – средняя прочность бетона на сжатие в возрасте t_0 , определяемая согласно п.6.1.2.8.

Согласно п.6.1.4.3 и п. 6.1.4.4 предельные значения коэффициента ползучести бетона $\Phi(\infty, t_0)$, полученные по графикам, приведенным на рисунке 1, применимы при расчетах конструкций в условиях сезонных колебаний температуры от минус 25 до 40°C и относительной влажности RH от 20 до 100%.

Предельные значения коэффициента ползучести бетона $\Phi(\infty, t_0)$, полученные по графикам, применимы для бетонов классов по прочности на сжатие не более $C^{55}/_{67}$ из смесей, имеющих марки по удо-

боекладываемости П2 и П3. Для бетонных смесей других марок по удобоукладываемости значения коэффициентов ползучести $\Phi(\infty, t_0)$, следует умножать на поправочные коэффициенты:

при СЖ3, СЖ2, СЖ1, Ж4, Ж3, Ж2 — не более 0,70;

при Ж1, П1, П2 — 0,80;

при П3 — 1,00;

при П4, П5, РК-1, РК-2 — 1,20;

при РК-3, РК-4, РК-5, РК-6 — 1,30.

Для бетонов классов по прочности на сжатие более $C^{55}/_{67}$ независимо от марки бетонной смеси по удобоукладываемости предельные значения коэффициентов ползучести $\Phi(\infty, t_0)$, полученные по графикам, приведенным на рисунке 1, следует умножать на поправочный коэффициент, равный 1,2.

Согласно приложению Б последовательность определения коэффициента ползучести бетона следующая:

Коэффициент ползучести бетона следует определять по формуле

$$\Phi(t, t_0) = \Phi_0 \cdot \beta_c,$$

где Φ_0 – условный коэффициент ползучести, определяемый:

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0},$$

Здесь Φ_{RH} – коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности окружающей среды и определяемый:

$$\Phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \quad \text{для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}$$

$$\Phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа}$$

RH – относительная влажность, %; $\beta(f_{cm})$ – коэффициент, учитывающий влияние прочности бетона на условный коэффициент ползучести:

$$\beta_{f_{cm}} = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

f_{cm} – средняя прочность бетона, МПа, в возрасте 28 сут;

$\beta(t_0)$ – коэффициент, учитывающий влияние возраста t_0 бетона к моменту нагружения:

$$\beta t_0 = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}}$$

h_0 – приведенный размер элемента, мм, определяемый:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

A_c – площадь поперечного сечения; u – открытый периметр сечения, контактирующий с атмосферой; β_c – коэффициент, описывающий развитие ползучести во времени

$$\beta_c = \left[\frac{t - t_0}{\beta_n + t - t_0} \right]^{0,3}$$

t – возраст бетона к рассматриваемому моменту времени в проектной ситуации, сут; t_0 – возраст бетона к моменту нагружения, сут; β_n – коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности и приведенного размера сечения на развитие ползучести во времени, определяемый:

$$\text{при } f_{cm} \leq 35 \text{ Мпа} \quad \beta_n = 1,5 \left[1 + 0,012RH^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500$$

$$\text{при } f_{cm} > 35 \text{ Мпа} \quad \beta_n = 1,5 \left[1 + 0,012RH^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ – коэффициенты, учитывающие влияние прочности бетона и принимаемые равными:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7}, \quad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2}, \quad \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5}$$

Влияние вида цемента на величину коэффициента ползучести допускается учитывать путем модификации времени t_0 в формуле (Б.5) по формуле:

$$t_0 = t_{0,T} \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5$$

где $t_{0,T}$ – возраст бетона к моменту нагружения, сут, модифицированный с учетом влияния изменения температуры при $t = t_0$; α – коэффициент, учитывающий вид цемента:

$\alpha = -1$ — для нормальноотвердеющего портландцемента ПЦ 400-Д20 по ГОСТ 10178, шлакопортландцемента по ГОСТ 10178, ЦЕМ II класса по прочности на сжатие 32,5, ЦЕМ III по ГОСТ 31108;

$\alpha = 0$ — для нормальноотвердеющего портландцемента ПЦ 500-Д20 по ГОСТ 10178, ЦЕМ II класса по прочности на сжатие 42,5 по ГОСТ 31108;

$\alpha = 1$ — для быстротвердеющего портландцемента и ПЦ 550-Д0 по ГОСТ 10178, нормальноотвердеющего портландцемента ПЦ 500-Д0 по ГОСТ 10178, ЦЕМ I класса по прочности на сжатие 42,5 по ГОСТ 31108.

Влияние изменения температуры (в интервале от 0 до 80 °С) на величину ползучести учитывается путем модификации времени t_T в расчетных формулах:

$$t_T = \sum_{i=1}^n \exp\left[\frac{-4000}{273 + T} \Delta t_i - 13,65\right] \cdot \Delta t_i$$

где t_T – модифицированный возраст бетона, сут, с учетом влияния изменений температуры; $T(\Delta t_i)$ – температура, °С, действующая на временном интервале Δt_i ; Δt_i – временной интервал, сут, для которого принимают постоянное значение температуры $T(\Delta t_i)$.

Вывод: Отличия в определении коэффициентов пластичности представлены на диаграмме ниже:

ТКП EN 1992-1-1-2009

В случае отличия образцов испытаний от базовых, вводится поправочный коэффициент

Учтена зависимость от относительной влажности RH

Зависимость от возраста бетона

СНБ 5.03-01-02

$\sigma_{mc} \leq 0,45f_{cm}(t_0)$ (в противном случае необходима модификация коэффициента ползучести)

Учтена зависимость от относительной влажности RH

Для марок по удобоукладываемости П2 и П3 (в противном случае вводятся поправочные коэффициенты)

Для классов больших $C^{55}/_{67}$ вводится поправочный коэффициент 1,2

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02. «Бетонные и железобетонные конструкции».- Мн.:Стройтехнорм, 2003г. – 274 с.
2. EN 1992-1-1:2004 Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила проектирования и правила проектирования зданий».

Репозиторий БНТУ

Особенности требований по обеспечению анкеровки арматуры по нормам РБ и стран Евросоюза

Бурак И.А., Казимиров К.С.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Цели работы – проанализировать требования по обеспечению анкеровки арматуры по нормативным документам СНБ 5.03.01-02. «Бетонные и железобетонные конструкции» и ТКП EN 1992-1-1:2004+АС:2008, ИДТ. «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций».

Предельное напряжение сцепления

Еврокод (п. 8.4.2)

Предельное напряжение сцепления должно быть достаточным для исключения разрушения от потери сцепления.

Расчетное значение предельного напряжения сцепления f_{bd} для стержней периодического профиля может быть рассчитано следующим образом: $f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd}$,

f_{ctd} — расчетное значение предела прочности бетона при растяжении.

С учетом повышенной хрупкости высокопрочного бетона f_{ctk} , 0,05 должно быть ограничено до значений для $C^{60}/75$, если не может быть проверено, что средняя прочность сцепления увеличивается выше указанного предела;

η_1 — коэффициент, учитывающий качество условий сцепления и положение стержней во время бетонирования;

$\eta_1 = 1,0$ — коэффициент, учитывающий качество условий сцепления и положение стержней во время бетонирования;

$\eta_1 = 0,7$ — для всех других случаев, а также для конструктивных элементов, которые были изготовлены с применением slipформов, если не может быть показано, что обеспечиваются хорошие условия сцепления;

η_2 — коэффициент, учитывающий диаметр стержня:

$\eta_2 = 1,0$ — для $\varnothing \leq 32$ мм; $\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$ — для $\varnothing > 32$ мм.

СНБ (п. 11.2.33)

f_{bd} — предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном, определяемое по формуле $f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$,

f_{ctd} — расчетное сопротивление бетона растяжению (при $\gamma_c = 1,5$). Для бетонов, у которых f_{ck} более 55 Н/мм^2 , при расчете по формуле (11.5) расчетное сопротивление f_{ctd} следует принимать как для бетона с $f_{ck} = 55 \text{ Н/мм}^2$;

η_1 — коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании; $\eta_1 = 0,7$, за исключением случаев, показанных на рисунке 1.

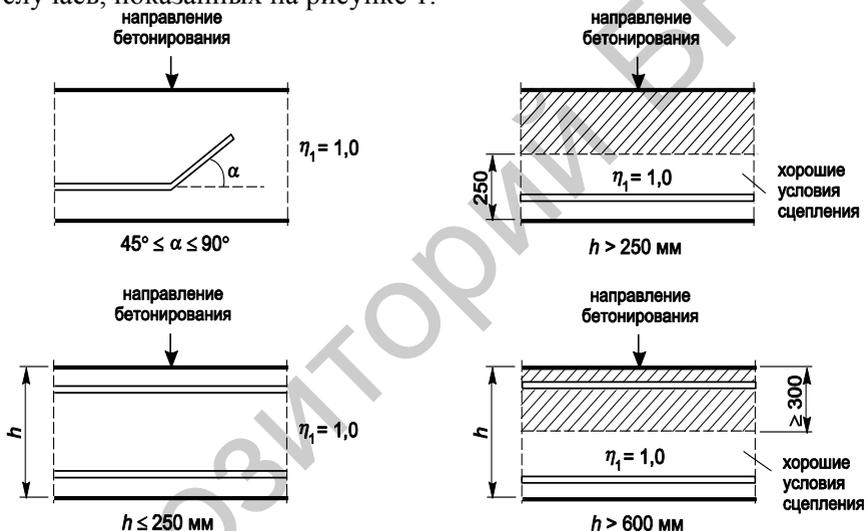


Рисунок 1. Случаи, для которых в формуле (11.5) следует принимать $\eta_1 = 1$

η_2 — коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня:

при $\varnothing \leq 32$ мм $\eta_2 = 1,0$;

при $\varnothing > 32$ мм $\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$;

η_3 — коэффициент, учитывающий профиль арматурного стержня, равный:

для гладких стержней — 1,5;

для арматуры с вмятинами — 2;

для стержней периодического профиля — 2,25.

Таким образом, различия заключаются в определении коэффициента η_3 , в Европе предельное напряжение сцепления рассчитывается сразу с учетом стержней периодического профиля, а соответственно коэффициент $\eta_3 = 2,25$. Обусловлено это тем, что за период 1991-1997 основные европейские страны перешли на единый класс свариваемой арматуры периодического профиля для ненапряженных железобетонных конструкций с пределом текучести $\sigma_T = 500$ МПа.

Расчетная длина анкеровки

Еврокод (п. 8.4.4)

Расчетная длина анкеровки l_{bd} равна:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min},$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ и α_5 — приведенные в таблице 8.2 коэффициенты:

α_1 — для учета влияния формы стержней при достаточном защитном слое;

α_2 — для учета влияния минимальной толщины защитного слоя бетона;

α_3 — для учета влияния усиления поперечной арматурой;

α_4 — для учета влияния одного или нескольких приваренных поперечных стержней ($\varnothing_t > 0,6\varnothing$) вдоль расчетной длины анкеровки l_{bd} ;

α_5 — для учета влияния поперечного давления плоскости раскалывания вдоль расчетной длины анкеровки.

Произведение $\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7$;

$l_{b,rqd}$ — следует из формулы $l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$

$l_{b,min}$ — минимальная длина анкеровки, если не действует другое ограничение, принимается:

— для анкеровки при растяжении

$$l_{b,min} \geq \max [0,3 l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}];$$

— для анкеровки при сжатии

$$l_{b,min} \geq \max [0,6 l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}]$$

СНБ (п. 11.2.31-11.2.32)

Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они используются с полным расчетным сопротивлением на длину не менее l_{bd} .

При этом расчетную длину анкеровки ненапрягаемых стержней l_{bd} следует рассчитывать по формуле

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min},$$

где $A_{s,req}$ — площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;

$A_{s,prov}$ — принятая площадь продольной арматуры;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ — коэффициенты, определяемые по таблице 11.6;

l_b — базовая длина анкеровки, определяемая по формуле

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (11.4) \text{ или таблицы 11.8;}$$

$l_{b,min}$ — минимальная длина анкеровки, принимаемая:

— для растянутых стержней

$$l_{b,min} > \max 0,6l_b; 15\varnothing; 100 \text{ мм};$$

— для сжатых стержней

$$l_{b,min} > \max 0,3l_b; 15\varnothing; 100 \text{ мм};$$

Для стержней периодического профиля произведение $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4$ должно удовлетворять условию $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 \geq 0,7$.

В СНБ расчетная длина анкеровки рассчитывается с учетом отношения $A_{s,req}$ — площади продольной арматуры, требуемая по расчету к $A_{s,prov}$ — принятой площади продольной арматуры; т.к. $A_{s,prov} > A_{s,req}$, то l_{bd} уменьшается, т.е. расчет по нормам СНБ получается более экономичным.

По европейским нормам в расчетах участвует на один коэффициент α больше, который учитывает форму стержней (прямая, отличная от прямой).

Также коэффициент, учитывающий усиление поперечной арматурой, не приваренной к главной арматуре, в отличие от СНБ имеет ограничения $\geq 0,7 \leq 1,0$. В Еврокоде коэффициента, который бы

учитывал усиление поперечным давлением для сжатых стержней, нет, в свою очередь нормы Беларуси принимают его равным 1.

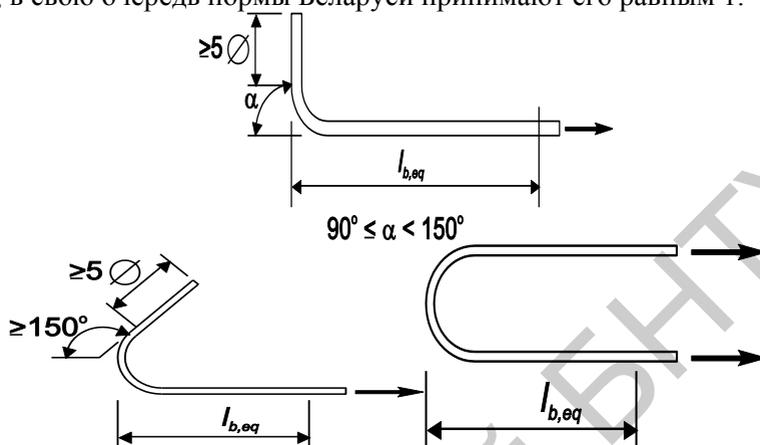


Рисунок 2. Правила отгиба гладких арматурных стержней

В СНБ имеется примечание для коэффициента, учитывающего влияние приваренной поперечной арматуры, которое отсутствует в европейских нормах: значения коэффициента α_3 в общем случае принимают для стержней периодического профиля, имеющих не менее трех приваренных поперечных стержней на длине анкеровки. В противном случае $\alpha_3 = 1,0$.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02. «Бетонные и железобетонные конструкции».- Мн.:Стройтехнорм, 2003г. – 274 с.
2. ТКП EN 1992-1-1:2004+АС:2008, ИДТ. «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций». – Мн.: Стройтехнорм, 2010 г. – 208 с.

Усталостная прочность материалов

Васелюк П.С.

(Научный руководитель – Босовец Ф.П.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Одной из самых непредсказуемых причин разрушения машин и инженерных конструкций является не статическое нагружение, а так называемая усталость материала от постепенно накапливающегося эффекта действия циклических динамических нагрузок.

При многократной (миллионы раз) повторной нагрузке происходит явление усталости металла и его разрушение при напряжениях, меньших, чем предел прочности и даже предел текучести. напряжение, при котором происходит такое разрушение металла называется вибрационной прочностью или усталостью. Вибрационная прочность неодинакова для различных марок сталей и зависит от характера циклов, нагрузки и их количества.

Вибрационная прочность зависит от числа циклов нагрузки и имеет гиперболический характер, асимптотически приближается к определенной величине напряжений, называемой пределом выносливости или пределом усталости.

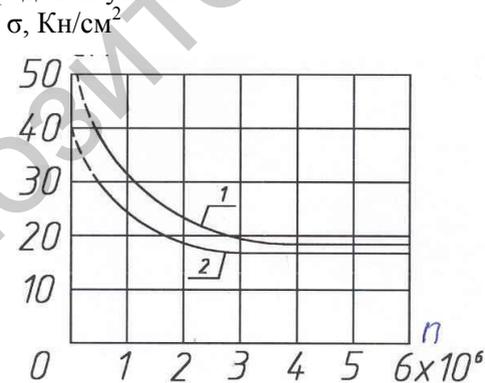


Рисунок 1. Кривые вибрационной прочности стали
1 – низколегированной; 2 – углеродистой

На рисунке 1 показаны кривые вибрационной прочности стали. На выносливость проверяют не только металлоконструкции, но и железобетонные элементы.

При длительном воздействии циклической нагрузки постепенно развиваются внутрикристаллические микротрещины. В дальнейшем эти микротрещины переходят на соседние кристаллы и образуют усталостные трещины. По А.А. Гриффитсу трещины, длина которых меньше критической длины l_g не опасны. Опасны трещины, длина которых больше критической длины, т.к. они интенсивно развиваются.

Трещины докритической длины тоже растут, только очень медленно. В частности, при циклических нагрузках ослабляется кристаллическая структура металла, и трещина постепенно увеличивается. Рано или поздно «усталостная трещина» достигает критической длины. Тогда скорость ее распространения резко возрастает и наступает усталостное разрушение. Поверхность излома - крупнозернистая, кристаллическая.

Первые представления об усталостных эффектах появились два столетия назад. Промышленная революция породила новую технику, и было замечено, что движущиеся части машин выходят из строя при сравнительно малых нагрузках, совершенно безопасных для неподвижных конструкций. Тогда было выявлено, что внезапно ломаются валы, турбинные лопатки, штоки машин, железнодорожные рельсы и т.д. В середине XIX века немецкий исследователь-инженер А. Вёлер провел тщательное исследование этой проблемы и выяснил, что усталость материала наступает в результате многократных повторений нагрузок во времени (циклов). С увеличением числа циклов разрушающее напряжение сначала падает, а потом после миллиона циклов, выходит почти на некоторый постоянный уровень (рис. 1).

В реальных конструкциях материал подвергается не только знакопеременным нагрузкам типа растяжение-сжатие, а нагружается одновременно и переменным и статическим напряжением. Понятно, что в конструкциях, подвергающихся совместному действию статических и динамических нагрузок, опасность усталостного разрушения особенно велика.

Изучение характера поломок деталей машин показало, что важную роль играет форма деталей, способы их обработки, способы соединения деталей. Каждое соединение создает дополнительную концентрацию напряжений. Если стержень ввинчивается в отверстие, то концентрация напряжений возникает именно у отверстия. Дополнительную концентрацию напряжений создают надрезы, отверстия, швы и т.д. Опытные инженеры обычно предусматривают такую возможность и проводят тщательную дефектоскопию в местах возможной концентрации напряжений с целью их устранения. Чем более плавным будет соединение, тем меньше концентрация напряжений, тем менее вероятны поломки.

Но особенную опасность представляют трещины. Известны случаи, когда паровые котлы, выдерживавшие при испытании большое статическое давление, взрывались после нескольких часов эксплуатации в динамическом режиме. При расследовании выяснилось, что сварные швы котла имели дефекты, и нескольких циклов нагружения при небольших нагрузках было достаточно для усталостного разрушения.

Развитию усталостных трещин может способствовать не только периодическая вибрация двигателей, но и случайные колебания атмосферных и акустических потоков. Дело в том, что для возникновения усталости важна не периодичность, а общее число циклов, поэтому различные по спектру случайные колебания представляют не меньшую потенциальную опасность, чем периодические воздействия.

Одна из основных причин аварий, обусловленных усталостными трещинами, заключается в трудности их обнаружения. Поэтому сейчас вводятся новые акустические средства диагностики и дефектоскопии.

Конечно, в конце концов, все конструкции со временем выходят из строя или разрушаются сами. Задача инженера – продлить срок службы машины. Если же авария может повлечь за собой гибель людей, то надо позаботиться еще и о «живучести» конструкции. На воздушных или морских судах конструктор обычно дублирует или усиливает те узлы, которые подвержены разрушению. Тем не менее, в тех конструкциях, где возможно усталостное разрушение, дефектоскопия должна быть особенно тщательной.

Особенно опасной для элементов металлических конструкций является работа, когда циклические напряжения растяжения-сжатия превышают предел текучести. В этом случае разрушение может произойти при числе циклов в 10-100 раз меньшем. Такое разрушение металла носит название малоциклового усталостью или малоциклового прочностью.

Разрушение конструкций от усталости носит всегда хрупкий характер.

ЛИТЕРАТУРА

1. Металлические конструкции. А.А. Васильев - М., Стройиздат, 1976.
2. Вибрация – друг или враг? Н.В. Фролов - М., Наука, 1984.
3. Динамический расчет железобетонных конструкций. Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев. - М., Стройиздат, 1974.

Сравнение методов определения прогибов железобетонных балок переменного сечения

Врублевский П.С.

(Научный руководитель – Щербак С.Б.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В своем развитии конструкции из железобетона имеют тенденцию к уменьшению объемов материалов необходимых для их изготовления. В этом контексте балки переменного сечения решают проблему уменьшения массы несущих конструкций. В балке, работающей на изгиб, наиболее напряженной зоной будет нижняя часть сечения, требующая обеспечения необходимого армирования. Следовательно, при проектировании зданий с большими величинами пролета необходима установка продольных стержней арматуры.

Балки переменного сечения позволяют лучше использовать несущую способность элемента по всей их длине. Они дают экономию материалов в сравнении с балками постоянного профиля, значительная часть которых работает при напряжениях, значительно меньших допустимых. В технологическом отношении изготовление балок переменного профиля несколько сложнее. Вопрос выбора конструкций решается с экономических позиций, а иногда и с учетом общей компоновки и эстетики.

Принцип определения прогиба железобетонного элемента

Расчет железобетонных элементов по прогибам производят из условия

$$a \leq a_{lim},$$

где a – прогиб железобетонного элемента от действия внешней нагрузки;

a_{lim} – значение предельно допустимого прогиба железобетонного элемента.

Прогибы железобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик железобетонных

элементов в сечениях по его длине (кривизны, углов сдвига, относительных продольных деформаций).

В тех случаях, когда прогибы железобетонных элементов, в основном, зависят от изгибных деформаций, значение прогибов определяют по кривизне элемента.

Прогиб железобетонных элементов, обусловленный деформацией изгиба, определяют по формуле:

$$a = \int_0^l \overline{M}_x \cdot k_x dx,$$

где M_x – изгибающий в сечении x от действия единичной силы, приложенной в сечении, для которого определяется прогиб, в направлении этого прогиба;

k_x – полная кривизна элемента в сечении от внешней нагрузки, при которой определяется прогиб.

Порядок определения кривизны и радиус кривизны изогнутой оси железобетонной балки в её центре при кратковременном действии нагрузки.

Проверим сечение балки на образование трещин нормальных к продольной оси элемента.

Расчёт по образованию трещин выполняется исходя из условно упругой модели сечения по упрощённой методике в соответствии с п. 9.8.1.4 СНБ 5.03.01-02.

Проверка по образованию трещин производится по условию:

$$M_{sd} \leq M_{cr}, \quad M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c,$$

где W_c – упругий момент сопротивления бетонного сечения при образовании трещин нормальных к продольной оси элемента; f_{ctm} – прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций.

Кривизна оси балки определяется по следующей формуле:

$$k = \frac{M_{sd}}{B}$$

Однако, в случае образования трещин в растянутой зоне балки, её жесткость $B(x)$ определяется по формуле:

$$B = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Sd}} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{II}}{I_1} \right)},$$

где I_1 – упругий момент инерции бетонного сечения без трещин;
 I_{II} – упругий момент инерции бетонного сечения с трещинами в растянутой зоне; $E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона;
 $E_{c,eff} = E_{cm}$ – при кратковременном действии нагрузки.

В расчёте железобетонное сечение считается бетонным при приведении арматуры к бетону, а именно:

Площадь приведённого сечения:

$$A = A_c + \alpha_E \cdot A_s,$$

где A – площадь приведённого бетонного сечения;

A_c – площадь сечения бетона;

A_s – площадь рабочей арматуры;

α_E – коэффициент приведения.

Статический момент приведённого сечения:

$$S = S_c + \alpha_E \cdot S_s,$$

где S – статический момент приведённого бетонного сечения;

S_c – статический момент сечения бетона;

S_s – статический момент рабочей арматуры;

α_E – коэффициент приведения.

Момент инерции приведённого сечения рассчитывается по упрощённым формулам приведённым ниже.

Определение момент инерции сечения балки без трещин при кратковременном действии нагрузки:

$$x_1 = k_{x1} \cdot h;$$

$$k_{x1} = \frac{x_1}{h} = \frac{0,5 + \alpha_E \cdot \rho_{\ell_1} \cdot \frac{d}{h}}{1 + \alpha_E \cdot \rho_{\ell_1}},$$

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_{c,eff}},$$

$$\rho_{\ell_1} = \frac{A_s}{b \cdot h},$$

$$k_1 = 1 + 12 \cdot \left(0,5 - k_{x1} \right)^2 + 12 \cdot \alpha_E \cdot \rho_{\ell_1} \cdot \left(\frac{d}{h} - k_{x1} \right)^2,$$

$$I_1 = k_1 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12}.$$

Определение момент инерции сечения балки с трещинами в растянутой зоне при кратковременном действии нагрузки:

$$k_{xII} = \frac{x_{II}}{d} = -\alpha_E \cdot \rho_{\ell_{II}} + \sqrt{\left(\alpha_E \cdot \rho_{\ell_{II}} \right)^2 + 2 \cdot \alpha_E \cdot \rho_{\ell_{II}}},$$

$$\rho_{\ell_{II}} = \frac{A_s}{b \cdot d},$$

$$k_{II} = 4 \cdot k_{xII}^3 + 12 \cdot \alpha_E \cdot \rho_{\ell_{II}} \cdot \left(-k_{xII} \right)^2,$$

$$I_{II} = k_{II} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12}.$$

В случае отсутствия образования трещин принимается $I_{II} = I_1$.

В соответствии СНБ 5.03.01-02, для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, допускается определять прогиб при изгибе а по следующей формуле:

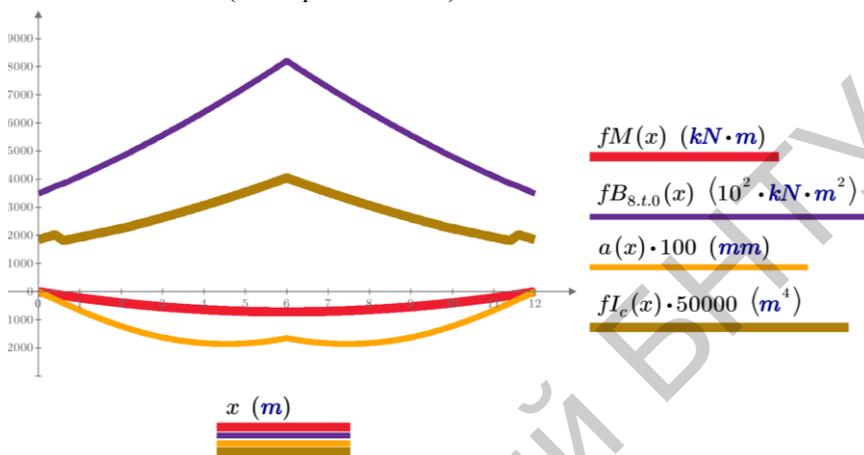
$$a = a_k \cdot \frac{M_{Sd} \cdot l_{eff}^2}{B},$$

где M_{Sd} вычисляется в сечении, расположенном посередине балки, а B вычисляется в сечении, расположенном на расстоянии $0,37 \cdot l_{eff}$ от торца балки.

Результаты расчета

По результатам расчета в программном комплексе Mathcad Prime построен наглядный график, демонстрирующий принцип изменения изгибающего момента, поперечной силы, жесткости, прогиба, про-

гиба по СНБ 5.03.01-02 и момента инерции сечения в каждой точке запроектированной трапецевидной железобетонной балки переменного сечения (для пролета 12 м).



Таким образом, можно наблюдать, что прогиб, вычисленный по СНБ 5.03.01-02 в ряде случаев превышает значение прогиба, вычисленного в общем виде.

ЛИТЕРАТУРА

1. Железобетонные и каменные конструкции / В.Н. Бондаренко [и др.]. – М.: Высшая школа, 2002. – 876 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минстройархитектуры РБ, Минск 2003. – 140 с.

УДК 624.012

**Результаты обследования и оценки технического состояния
несущих и ограждающих конструкций административного
здания по ул. Смоленской, 33 в г. Минске
в связи с реконструкцией**

Гаранков Е.Б., Гончар О.В.

(Научный руководитель – Коледа С.М.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В данной работе изложены материалы обследования несущих и ограждающих конструкций административного здания по ул. Смоленской, 33 в г. Минске. Цель работ – проведение натурного обследования несущих и ограждающих конструкций здания, оценка их технического состояния и разработка рекомендаций по устранению выявленных дефектов в связи с предполагаемой реконструкцией здания под административно-торговый центр.

Обследование строительных конструкций осуществлялось в соответствии с требованиями ТКП 45-1.04-208-2010 «Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации» и ТКП 45-1.04-37-2008 «Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения».

Обследуемое здание было введено в эксплуатацию в 1956 г. В 1998 г. В связи с образованием трещин в несущих балках покрытия здания был выполнен комплекс усиления конструкций. В 2003 г. Был выполнен ремонт кровли с дополнительным утеплением и заменой рулонного ковра, в 2010 г. Выполнен ремонт рулонного ковра.

Здание выполнено в одном блоке, двухэтажным, без подвала, размерами в плане 72,7×20 м. Высота этажа – 3,8 м.

Конструктивная схема здания представляет собой неполный каркас с несущими наружными продольными и поперечными кирпичными стенами. На первом этаже колонны выполнены из железобетона, на втором стойки устроены каменными. Пространственная жесткость здания обеспечена совместной работой конструкций каркаса, плоских дисков перекрытий и наружных кирпичных стен.

Несущей конструкцией перекрытия над первым этажом является плоская монолитная железобетонная плита, устроенная по капитальным колоннам. Конструкция покрытия состоит из системы несущих железобетонных балок (главных), установленных на кирпичные стойки. На главные балки и наружные несущие стены опираются второстепенные балки, по которым уложены плоские плиты покрытия.

Наружные стены, несущие столбы второго этажа и перегородки внутри здания выполнены кладкой из керамического рядового кирпича.

Кровля здания – плоская совмещенная, с неорганизованным наружным водостоком. Покрытие кровли – рулонное, из наплавленных материалов.

В результате отдельных нарушений при производстве строительно-монтажных работ, длительной эксплуатации здания появились различного рода повреждения и дефекты конструкций, влияющие на их несущую способность и долговечность; в отдельных элементах здания образовались дефекты, которые требуют немедленного устранения.

В результате обследования было выявлено, что конструкции фундаментов здания, исходя из анализа по шурфам, находятся в удовлетворительном техническом состоянии (II категория). Фундаменты выполнены: под наружные стены ленточными бутобетонными с шириной подошвы 740...880 мм, глубина заложения фундаментов относительно дневной поверхности грунта составляет – 1530...1850 мм; под внутренние стены ленточными бутобетонными с шириной подошвы 1220 мм, глубина заложения фундаментов относительно отметки пола первого этажа составляет 2410 мм; под внутренние несущие колонны фундаменты устроены столбчатыми из бутобетона с размерами подошвы в плане 1800×1900 мм, глубина заложения фундаментов составляет -3.140 м. Расчетное сопротивление колеблется от 391 до 885 кПа, что больше давления под подошвой с учетом дополнительной нагрузки от проектируемой крыши. Физический износ конструкций фундаментов – 20%.

Несущая монолитная плита перекрытия над первым этажом здания находится в ограниченно-работоспособном состоянии (III кате-

гория технического состояния): на отдельных участках бетон плиты имеет пористую структуру и трещины раскрытием до 1,0 мм. Физический износ конструкций плиты перекрытия – 35%.

В неудовлетворительном техническом состоянии (IV категория) находятся несущие конструкции покрытия здания (главные и второстепенные балки, плиты), в конструкциях которых выявлены следующие дефекты: силовые трещины раскрытием до 0,6...0,8 мм; прогибы плит покрытия достигают 30 мм, а второстепенных и главных балок – 40 мм, недостаточная несущая способность конструкций на действие существующих нагрузок. Данные дефекты обусловлены перегруженностью железобетонных конструкций существующим составом покрытия. Физический износ конструкций составляет 65%.

Прочность наружных кирпичных стен здания и внутренних столбов в уровне второго этажа при действующих нагрузках обеспечена. Техническое состояние наружных кирпичных стен удовлетворительное (II технического состояния): имеются трещины по кладке раскрытием до 0,4...1,0 мм, увлажнение и промерзание стен. Сопротивление теплопередаче наружных стен здания составило $R_T=0,74 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$, что ниже нормативных значений для условий реконструкции. Физический износ конструкций – 35%.

Техническое состояние кирпичных перегородок на первом этаже здания неудовлетворительное: выявлены многочисленные наклонные и горизонтальные трещины раскрытием до 8 мм, которые обусловлены наличием в основании рыхлых насыпных грунтов (пески средней крупности, крупные) с коэффициентом уплотнения $K_{упл} \leq 0,92$ мощностью около 2 м.

Техническое состояние покрытия крыши является неудовлетворительным. Сопротивление теплопередаче совмещенного покрытия составило $R_{нок}=1,34 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$, что ниже сопротивления теплопередаче для условий реконструкции. Влажность цементно-песчаной стяжки составила, в среднем, $W=8,4\%$ по массе, что значительно превышает расчетное массовое отношение $W_A=2\%$ по ТКП 45-2.04-43-2006 для условий эксплуатации «А», а также максимально допустимую $W=5\%$ по СНБ 5.08.01-2000 «Кровли. Технические требования и правила приемки».

Для восстановления эксплуатационных качеств здания и устранения выявленных дефектов рекомендуется выполнить следующие ремонтно-строительные работы и мероприятия:

1. Трещины в кирпичной кладке наружных и внутренних стен рекомендуется заделать инъецированием полимерцементного раствора;

2. Увлажнение и сырость по внутренней поверхности наружных стен обусловлена их низкими теплотехническими характеристиками. Необходимо выполнить дополнительную теплоизоляцию наружных стен здания, доведя их величину сопротивления теплопередаче до требуемых по ТНПА;

3. Выполнить усиление фундаментов перегородок с трещинами методом передачи нагрузки от конструкций перегородки на буронабивные сваи. Либо произвести демонтаж перегородок, их фундаментов и выбрать грунт основания до отметки -1.500. После этого пролить грунт водой, уплотнить с помощью ручной вибротрамбовки. Далее отсыпать по 0,3 м песком средней крупности с послойным уплотнением до коэффициента уплотнения $K_{упл} \geq 0,94 \dots 0,95$. Выполнить фундамент и конструкции перегородки согласно разработанного проекта.

4. Выполнить ремонт монолитной плиты перекрытия над первым этажом в следующей последовательности: – простучать нижнюю поверхность плиты, определяя зоны с нарушенной структурой бетона (преимущественно эти зоны расположены на расстоянии 200...250 мм от трещин по плите); – удалить штукатурку по нижней поверхности плиты на дефектных участках. Обработать поверхность бетона плиты металлическими щетками, продуть участки сжатым воздухом; – оголенную арматуру плиты обработать преобразователями ржавчины согласно требованиям ТКП 45-5.09-33-2006; – к арматуре плиты прикрепить вязальной проволокой арматурные сетки из арматуры диаметром 4...5 мм S500 с ячейкой не более 50×50 мм и выполнить торкретирование нижней поверхности плиты бетоном класса по прочности не ниже $C^{20}_{/25}$ толщиной слоя 15...20 мм; – по истечении 3...4 суток после торкретирования дефектных участков плиты выполнить инъецирование цементно-полимерного раствора в бетон плиты с неплотной поризованной структурой; – все работы на захватках выполнять при отсутствии

полезной нагрузки на плиту перекрытия. Загружение плиты выполнять не ранее чем через 13... 14 суток после выполнения ремонтных работ.

5. Выполнить комплекс усиления второстепенных и главных балок покрытия здания. Усиление главных балок рекомендуется выполнять подведением несущих стальных профилей, второстепенных – подведением стальных профилей либо устройством железобетонной «рубашки» с добавлением рабочей арматуры в нижней зоне балок. Усиление выполнять только после демонтажа существующего покрытия кровли и до устройства нового покрытия (т.е. без нагрузки на покрытие).

6. Незначительные сколы бетона, оголение арматуры, каверны, усущенные трещины по нижней поверхности плит перекрытия и покрытия требуется заделать: 1) очистить участки плит от отделочных слоев; 2) удалить продукты деструкции бетона плит, обработать арматуру преобразователями ржавчины; 3) заделать дефекты цементно-песчаным раствором марки не ниже М200.

7. При устройстве скатной крыши демонтировать существующую конструкцию покрытия кровли и после усиления несущих конструкций покрытия выполнить новую эффективными материалами доведя сопротивление теплопередаче до требуемого по ТНПА, при этом нагрузка от конструкций кровли не должна превышать несущую способность чердачного перекрытия. При демонтаже существующего покрытия кровли категорически воспрещается применение инструментов с динамическим воздействием на конструкции покрытия.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – Госстрой СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. (с изм. №1 РБ).
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минстройархитектуры РБ, Минск 2003. – 140 с.
3. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения: ТКП 45-1.04-37-2008. – Минстройархитектуры РБ, Минск 2009. – 45 с.

УДК 624.012.45

**Расчет колонн одноэтажного промышленного здания
с использованием шагового метода последовательных
нагрузений и анализ влияния истории нагружения
на несущую способность колонн**

Гусь О.В, Иванов А.Л, Соколовский А.И.

(Научный руководитель – Коршун Е.Л.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

За основу, при расчете, были взяты колонны одноэтажного промышленного здания, рассчитанные во втором курсовом проекте. Выполнялся расчет данных колонн методом последовательных нагружений с учетом влияния продольных деформаций стержней, а также сжимающих (растягивающих) продольных сил на коэффициенты жесткости конечных элементов [1]. При этом стержневая конструкция разбивается на конечное число прямолинейных элементов, с жесткими либо шарнирными узлами. Внешняя нагрузка приводится к узловой, и разбивается на конечное число достаточно малых, одинаковых порций или шагов. Напряженно-деформированное состояние системы, при этом, рассчитывается с накоплением, т.е. на каждом шаге нагружения определяются добавочные усилия и перемещения от дополнительной порции нагрузки и суммируются с полученными на предыдущем шаге нагружения. Такое многоступенчатое нагружение позволяет отобразить нелинейный характер работы стержневой системы при сравнительно больших перемещениях.

Таким образом, расчет ведется на каждом шаге на одно приращение нагрузки

$$R(X_{i-1}, N_{i-1}) \cdot \Delta Z_i + \Delta P_i = 0, \quad (1)$$

где i — номер шага;

$R(X_{i-1}, N_{i-1})$ — матрица жесткости, построенная с учетом геометрии и продольных сил, зафиксированных на предыдущем шаге нагружения;

X_{i-1}, N_{i-1} — координаты узлов системы и продольные силы на предыдущем шаге нагружения;

$\Delta Z_i, \Delta P_i$ – вектора приращения перемещений и вектор приращения нагрузок на очередном шаге нагружения.

После решения системы (1) вычисляются приращения усилий $\Delta M_i, \Delta Q_i, \Delta N_i$ а затем полные усилия:

$$\begin{cases} M_i = M_{i-1} + \Delta M_i \\ Q_i = Q_{i-1} + \Delta Q_i \\ N_i = N_{i-1} + \Delta N_i \end{cases}, \quad (2)$$

и полные координаты $X_i = X_{i-1} + \Delta Z_i$. (3)

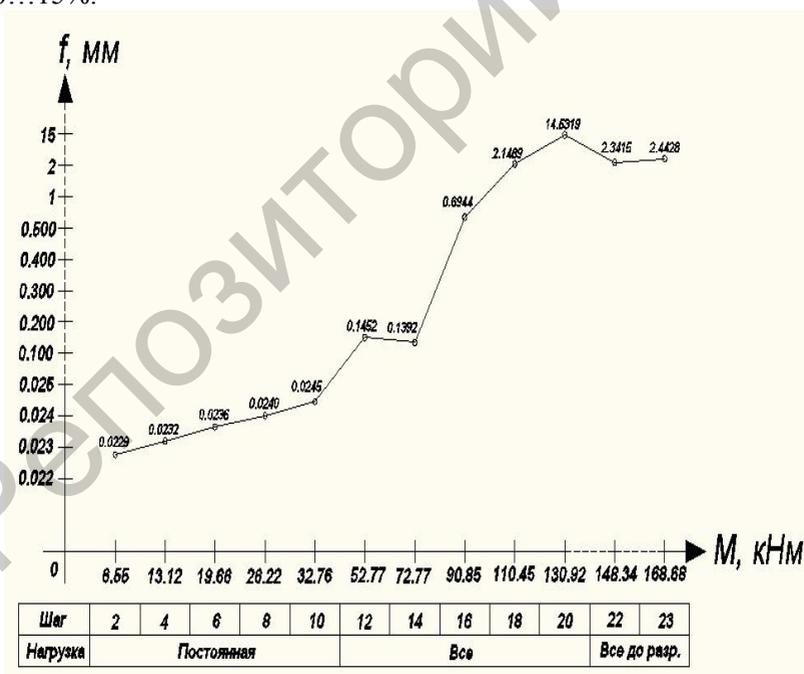
Для железобетонных конструкций жесткость отдельных сечений в конечно-элементной модели определяется как тангенс угла наклона касательной в точке с координатами (M, \mathcal{K}) , где M и \mathcal{K} – соответственно момент, действующий в сечении и кривизна на диаграмме деформирования сечения. Диаграмма деформирования строиться на каждом шаге нагружения в зависимости от уровня продольных сил. Кривизна определяется с использованием усовершенствованного метода “характерных точек”, разработанного для общего случая (произвольная форма сечения, смешанное армирование и т.п.) [2], что позволяет учесть физическую нелинейность системы.

На примере сплошных колонн одноэтажных промышленных зданий рассматривалось влияние различной истории нагружения на их несущую способность. Нагружение производили в трех режимах: 1-ый режим – рассматривали одновременное нагружение колонн постоянной вертикальной нагрузкой от собственного веса покрытия, веса стеновых панелей, плюс временная снеговая нагрузка, плюс горизонтальная временная ветровая нагрузка, плюс вертикальная и горизонтальная временная нагрузка от кранового оборудования вплоть до разрушения; 2-ой режим – поочередное нагружение, на первом этапе постоянной вертикальной нагрузкой от собственного веса покрытия, на втором этапе временной снеговой нагрузкой и на третьем этапе сначала горизонтальная ветровая нагрузка и затем крановая до разрушения системы; и 3-ий режим - нагружение на первом этапе постоянной вертикальной нагрузкой от собственного веса покрытия, на втором этапе горизонтальной вет-

ровой нагрузкой и крановой, и на третьем этапе прикладывалась снеговая нагрузка вплоть до разрушения.

Анализировались несущая способность колонн при различной последовательности нагружений и величины прогибов различных сечений колонн по длине. Ниже приведены графики зависимости прогибов наиболее напряженного сечения колонны (находящегося в средней трети) в зависимости от порядка приложения нагрузок и от внутреннего изгибающего момента в этом сечении.

Полученные данные расчетов свидетельствуют, что история нагружения оказывает влияние на параметры напряженно-деформированного состояния стоек на характерных этапах загрузки. В частности выявлено, что, чем раньше прикладываются продольные нагрузки, тем меньшие величины прогиба в предельном состоянии и больший изгибающий момент может воспринять сечение. Несущая способность колонн при различной истории нагружения также отличалась, но незначительно, в пределах 10...15%.



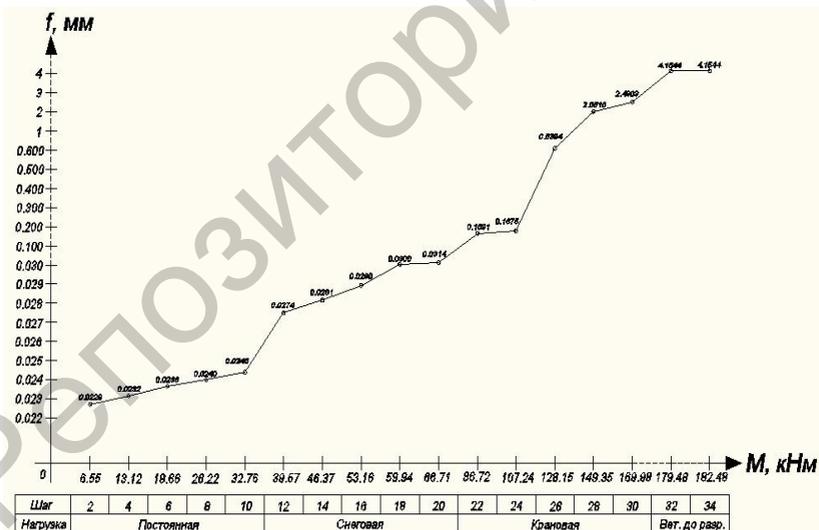
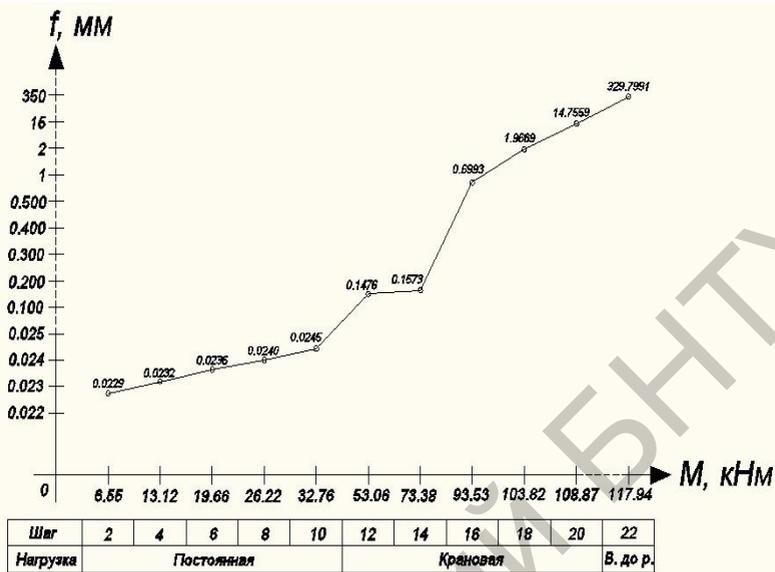


Рисунок 1. Графики зависимости прогибов и изгибающих моментов, действующих в среднем сечении стойки от последовательности приложения нагрузок

ЛИТЕРАТУРА

1. Сидорович Е.М. Принципы расчета физически и геометрически нелинейных железобетонных стержневых систем /Е.М. Сидорович, В.Г. Казачек, Крючков А.А., Чистяков Е.А. // Сб. Вопросы строительства и архитектуры.– Минск, 1986, №15 - с. 32-36.
2. Полная диаграмма деформирования сечений железобетонных элементов. / Казачек В.Г., Шер М.О., Быковский С.Г., Гриб С.В. // Сб. нау чн. трудов. Техника, технология, организация и экономика строительства. – Мн.: Высшая школа, 1988. – Вып. 14. – с. 14 -22.

Характеристика и сравнительный анализ решетчатой и сплошностенчатой железобетонных балок

Гутовец Р.В., Моджаро Е.Н.

(Научный руководитель – Даниленко И.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Наиболее важными задачами, поставленными перед капитальным строительством, в настоящее время являются экономное расходование материалов (металла, бетона и др.) и снижение себестоимости с одновременным повышением качества строительства. Данные задачи для железобетонных конструкций решаются путем более рационального сочетания бетона и стали.

Из всего вышесказанного следует актуальность цели работы: сравнение решетчатой и сплошностенчатой железобетонных балок и выявление наиболее оптимального конструктивного решения, учитывая работу конструкций под нагрузкой, расход бетона и арматуры, себестоимость и другие параметры.

Практический метод расчёта решётчатой балки

Балка представляет собой стержневую статически неопределимую систему с жесткими узлами (рамы) и с жесткими дисками в опорных участках. Такая схема достаточно точно отражает работу балок в начальный период – до приложения нормативных (эксплуатационных) нагрузок, т.е. до тех пор, пока в нижнем поясе трещины малы или вообще отсутствуют.

По мере роста нагрузки трещины в нижнем поясе растут в высоту и ширину и, в конце концов, пересекают сечения нижнего пояса по всей высоте, т.е. полностью выключают бетон из работы. Одновременно с развитием трещин происходит перераспределение местных (узловых) моментов с нижнего пояса на верхний.

Анализ результатов многочисленных экспериментов привел к выводу о том, что на стадии разрушения пояса решетчатых балок работают так же, как и нормальные сечения сплошных балок.

Таким образом, нормальные сечения решетчатых балок можно рассчитывать как нормальные сечения сплошных балок, ослаблен-

ных отверстиями, т.е. с полным основанием пользоваться обычной методикой СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Определение нагрузок

Нагрузки, действующие на балку, представлены в виде постоянных и переменных. Постоянная нагрузка $q = 35,805 \text{ кН/м}$ определяется весом ковра покрытия и системы покрытия. Ковер покрытия включает в себя кровлю, теплоизоляционный слой, а система покрытия состоит из железобетонных плит покрытия и непосредственно стропильной балки. Переменная нагрузка $g = 14,19 \text{ кН/м}$ включает в себя вес снегового покрова.

При расчете балки по предельным состояниям первой группы составляем следующие сочетания нагрузок:

– первое основное сочетание:

$$p'_{1,Б} = 35,805 + 0,7 \cdot 14,19 = 45,738 \text{ кН/м}$$

– второе основное сочетание:

$$p'_{1,Б} = 0,85 \cdot 35,805 + 14,19 = 44,624 \text{ кН/м}$$

Для дальнейших расчетов балки принимаем наиболее неблагоприятное сочетание $p'_{1,Б} = 45,738 \text{ кН/м}$.

$$l_{eff} = L - 2 \cdot \left(\frac{260}{2} + \frac{40}{2} \right) = 18000 - 2 \cdot 150 = 17700 \text{ мм}$$

Определение усилий в сечении балки.

Расстояние от торца балки до опасного сечения – 6680 мм, следовательно, расстояние от левой крайней опоры до опасного сечения составляет 6550 мм.

Предварительный подбор напрягаемой арматуры.

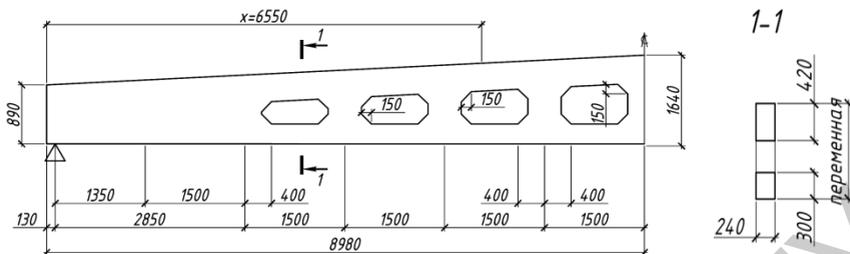


Рисунок 1. Геометрические размеры балки

$$b = 240 \text{ мм}$$

$$h_f = 300 \text{ мм}$$

$$h'_f = 420 \text{ мм}$$

Определим высоту балки в рассматриваемом сечении:

$$h = 0,89 + \frac{x + 0,13}{12} = 0,89 + \frac{6,55 + 0,13}{12} = 1,45 \text{ м}$$

$$c = 150 \text{ мм}$$

$$d = h - c = 1450 - 150 = 1300 \text{ мм}$$

Вычислим изгибающий момент, действующий в рассматриваемом сечении:

$$M_{sd} = 0,5 \cdot p_d \cdot x \cdot l_{eff} - x = 0,5 \cdot 45,738 \cdot 6,55 \times \\ \times 17,7 - 6,55 = 1670 \text{ кНм}$$

Назначение величины предварительного напряжения в напрягаемой арматуре:

$$\sigma_{0,\max} + p \leq k_p \cdot f_{pk};$$

$$\sigma_{0,\max} - p \leq 0,3 \cdot f_{pk};$$

Для канатной арматуры $k_p = 0,8$

При механическом способе натяжения арматуры $p = 0,05 \sigma_{0,\max}$

$$\sigma_{0,\max} \leq \frac{k_p \cdot f_{pk}}{1 + 0,05} = \frac{0,8 \cdot 1400}{1,05} = 1066,67 \text{ МПа}$$

Следовательно, принимаем $\sigma_{0,\max} = 1050 \text{ МПа}$

Ориентировочно зададим суммарную величину потерь предельного напряжения.

$$\Delta P_i(t) \approx (0,3 \dots 0,35) P_0$$

Тогда установившиеся напряжения в напрягаемой арматуре составят:

$$\sigma_{pm,t} \approx (0,65 \dots 0,7) \sigma_{0,\max}$$

$$\sigma_{pm,t} = 0,7 \cdot \sigma_{0,\max} = 0,7 \cdot 1050 = 735 \text{ МПа}$$

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)};$$

$$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа};$$

$$\omega = k_c - 0,08 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 20 = 0,69$$

$$\begin{aligned} \sigma_{s,\text{lim}} &= f_{pd} + 400 - \sigma_{pm,t} - \Delta \sigma_{pm,t} = 1120 + 400 - 735 \\ &= 785 \text{ МПа} \end{aligned}$$

$$\Delta \sigma_{pm,t} = 0, \text{ так как принята арматура класса S1400.}$$

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{1}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,69}{1 + \frac{785}{500} \left(1 - \frac{0,69}{1,1}\right)} = 0,435$$

Вычислим значение коэффициента γ_{sn} , который учитывает упругопластическую работу высокопрочной арматуры

$$\gamma_{sn} = \eta - \eta - 1 \cdot \left(2 \frac{\xi}{\xi_{\text{lim}}} - 1\right) \leq \eta$$

где $\eta = 1,15$ для арматуры S1400.

В решетчатых балках необходимо следить за тем, чтобы нейтральная ось не выходила из пределов верхнего пояса (не заходила в пределы отверстий), следовательно:

$$\xi = \frac{h'_f}{d} = \frac{185}{1236} = 0,1497$$

$$\gamma_{sn} = 1,15 - 1,15 - 1 \cdot \left(2 \frac{0,323}{0,435} - 1\right) = 1,077 \leq 1,15$$

Принимаем $\gamma_{sn} = 1,077$.

Расчет площади напрягаемой арматуры

Определяем положение нейтральной оси:

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2} \right) = 1,0 \cdot 20 \cdot 240 \cdot 420 \cdot \left(1300 - \frac{420}{2} \right) = \\ = 2197,44 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$$

Поскольку $2197,44 \text{ кНм} > M_{sd} = 1484 \text{ кНм}$ сечение рассчитываем как прямоугольное с шириной $b = 240 \text{ мм}$

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1670 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 20 \cdot 240 \cdot 1300^2} = 0,206$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,206} = 0,233$$

Вычислим требуемую площадь напрягаемой арматуры

$$A_p = \frac{M_{sd}}{\gamma_{sn} \cdot f_{pd} \cdot d \cdot 1 - 0,5\xi} = \\ = \frac{1670 \cdot 10^6}{1,077 \cdot 1120 \cdot 1300 \cdot 1 - 0,5 \cdot 0,233} = 1205 \text{ мм}^2$$

Принимаем 9 канатов, тогда общая площадь напрягаемой арматуры $A_p = 9 \cdot 141,6 = 1274,4 \text{ мм}^2$ Площадь поперечного сечения одного каната $\varnothing 15$ класса S1400 по ГОСТ 13840 составляет $141,6 \text{ мм}^2$.

Анализ

Двускатные решетчатые балки нашли широкое применение в конструкциях одноэтажных промышленных зданий, общественных зданий, а также одноэтажных подсобных помещениях. Они используются в качестве несущих элементов покрытия, т.е. являются стропильными конструкциями кровли. Балка состоит из верхнего и нижнего пояса, и стоек, т.е. конструкция решетчатой балки. сродни ферме. нижний пояс является предварительно напряженным, что исключает появление чрезмерных прогибов.

Сплошные балки имеют, как правило, двутавровое сечение.

Между сплошностенчатыми и решетчатыми балочными конструкциями существует коренная разница в отношении распределения внутренних напряжений, возникающих под действием нагрузки.

Сплошностенчатые балочные системы работают на изгиб, т.е. в поперечных сечениях возникают нормальные и касательные напряжения, вызванные изгибающим моментом и поперечной силой.

Главный недостаток изгибаемого бруса сравнительно с растянутым или сжатым (равномерно) заключается в том, что напряжения волокон в изгибаемом бруске распределяются весьма неравномерно по его поперечному сечению: нормальные напряжения равны нулю в нейтральном слое, а в крайних волокнах имеют максимальную величину. Касательные напряжения наоборот.

В балочной конструкции со сплошной стенкой затрачивается много материала, который напряжен значительно ниже расчетного сопротивления.

В решетчатых балочных системах элементы испытывают напряжения двух видов: основные и дополнительные. Основные напряжения возникают от сжатия или растяжения элемента продольной силой, и имеют для всего сечения одинаковую величину. Дополнительные напряжения возникают в результате изгиба элементов вследствие жесткости узлов, внецентренного действия продольной силы и местного изгиба элемента при внеузловой нагрузке. Напряжения в сечениях решетчатых элементов имеют величину, близкую к расчетным сопротивлениям материала.

Трудоемкость изготовления решетчатых конструкций выше, чем сплошностенчатых.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минстройархитектуры. – Мн.:Стройтехнорм, 2002 г. – 274 с.
2. Серия 1.462.1-3/80. Бетонные стропильные решетчатые балки для покрытий одноэтажных зданий.
3. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.:Стройиздат, 1991. – 768 с.

4. Дрозд Я.И. Предварительно напряженные железобетонные конструкции / Г.П. Пастушков. – Минск: Высшая школа, 1984. – 208с.
5. Голышев, А.Б. Железобетонные конструкции: в 2т. / А.Б. Голышев. Киев: Логос, 2001-2003. – Т. 1: Сопротивление железобетона. 2001. – 420 с.

Репозиторий БНТУ

УДК 624.012

Основные этапы развития и применения преднапряженных железобетонных конструкций в РБ

Девятедь А.В., Шамко Е.В.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Актуальность настоящей работы обусловлена большим интересом к возможности применения преднапряженных железобетонных конструкций в строительной индустрии Республики Беларусь.

Целью работы является изучение темы с точки зрения новейших отечественных и зарубежных исследований по сходной проблематике.

В рамках достижения поставленной цели были поставлены следующие задачи:

1. Изучить теоретические аспекты изготовления преднапряженных железобетонных конструкций, использования предварительно напряженных арматурных элементов, преднапрягаемых в построечных условиях.
2. Отметить актуальность проблемы в современных условиях.
3. Обозначить тенденции развития тематики.

Источниками информации для написания работы послужили базовая учебная литература, результаты практических исследований видных отечественных и зарубежных авторов, статьи и обзоры в специализированных и периодических изданиях, посвященных тематике, прочие актуальные источники информации.

Создание и внедрение в практику строительства предварительно напряженных конструкций явилось вторым рождением железобетона на качественно более высоком уровне. Предварительное напряжение позволило повысить трещиностойкость, жесткость и значительно уменьшить собственный вес конструкций, сделав их не только конкурентоспособными с металлическими конструкциями, но и более экономичными при изготовлении и эксплуатации.

Интенсивное развитие монолитного строительства поставило на повестку дня вопросы, связанные с ускорением темпов строительства, уменьшением расхода материалов, удешевлением строитель-

но-монтажных работ. Многие из недостатков монолитного строительства представляется возможным устранить за счёт применения прогрессивных строительных технологий и современных конструктивных схем возведения зданий, предполагающих использование предварительно напряженных арматурных элементов, преднапрягаемых в построечных условиях.

В Республике Беларусь метод предварительного напряжения бетона применялся лишь при изготовлении сборных конструкций на заводах ЖБИ. Сегодня ситуация меняется коренным образом.

В заводских условиях можно относительно просто и с высоким качеством изготавливать предварительно напряженные конструкции различного назначения. А они, при прочих равных условиях, требуют в 2-3 раза меньше арматурной стали в сравнении с обычными, не преднапряженными, конструкциями. И еще один немаловажный момент – сборный железобетон массового изготовления дешевле металлических конструкций.

Заслуживает внимание сборно-монолитный каркас системы АРКОС, конструкция которого разработана белорусским Институтом БелНИИС и реализована в типовой серии зданий Б1.020.1-7.

Сборно-монолитный каркас имеет плоские диски перекрытий, образованные традиционными многопустотными плитами толщиной 22 см и монолитными железобетонными ригелями, скрытыми в их плоскостях. Сборные плиты по концам оперты на монолитные железобетонные ригели посредством бетонных шпонок, размещенных в открытых по торцам полостях плит и выполненных заодно с несущим ригелем.

Здания системы АРКОС получили достаточно широкое применение в Беларуси и Российской Федерации и успешно конкурируют, например, со зданиями системы «КУБ» в различных модификациях, системы «Сорет» (Чебоксары, Казань) и др. По сравнению со всеми известными сборными и сборно-монолитными системами здания системы АРКОС предоставляют наибольшие возможности по архитектурным решениям, позволяют широко использовать как существующую местную базу стройиндустрии, так и новые изделия, получаемые по прогрессивным технологиям (плиты безопалубочного формования и др.).

Каркасы зданий системы АРКОС могут применяться при высоте зданий до 18 этажей и выше. Данная конструкция каркаса всецело проверена в результате многочисленных экспериментальных исследований, проведенных, в том числе, в натуральных условиях при строительстве зданий.

В связи с таким большим количеством положительных качеств и наличием богатого опыта зарубежных строителей родилась идея создания отечественной технологии выполнения монолитных облегченных железобетонных конструкций перекрытий с предварительным напряжением арматуры в построечных условиях.

Предварительное напряжение в построечных условиях.

Идея заключается в следующем — за основу было взято кессонное перекрытие с системой главных и второстепенных балок, расположенных с равным шагом в сетке колонн 6×6 м, одинаковых по высоте. Данное перекрытие обладает большей несущей способностью и жесткостью в сравнении с обычными монолитными перекрытиями толщиной 200 мм.

Трудность технологии при выполнении данного перекрытия заключается в трудоемкости выполнения опалубочных работ. Выходом из ситуации служит решение использования для заполнения пустот между главными и второстепенными балками газосиликатных вкладышей. Шаг главных и второстепенных балок кессонного перекрытия привязывается к типоразмерам газосиликатного заполнения.

Детальная разработка технологии устройства облегченных монолитных перекрытий с применением предварительного напряжения арматуры в построечных условиях, выполняемая на кафедре «Технология строительного производства» и в научно-исследовательской лаборатории «Промышленное и гражданское строительство» Белорусского национального технического университета, позволяет снизить стоимость, расход арматуры и объем бетона, увеличить пролет перекрытия, его жесткость, устойчивость и сейсмостойкость

При возведении зданий в Беларуси размер ячейки каркаса, как правило, не превышает размера 6×6 метров, а расход арматурной стали при этом достигает $25-30$ кг/м². В странах Европы и Северной Америки уже давно возводятся многоэтажные каркасные здания с

большим размером ячейки, но в перекрытиях таких домов сделано предварительное напряжение.

На практике применяются две системы предварительного напряжения в построечных условиях: со сцеплением с бетоном и без сцеплением с бетоном.

Области применения:

- мостостроение – продольное преднапряжение монолитных пролетных строений;

- преднапряжение мостовых балок;

- гражданское строительство – преднапряжение массивных конструкций перекрытий и балок (целесообразно при толщине от 500 мм), преднапряжение фундаментных плит;

- промышленное строительство – преднапряжение силосных корпусов, резервуаров, фундаментов под оборудование.

Как показывает практика, современные требования к архитектурно-планировочным решениям торгово-развлекательных центров, паркингов, многофункциональных комплексов, а зачастую и жилых зданий, предусматривают необходимость реализации сетки колонн большого шага, и соответственно перекрытий и покрытий большого пролета, а также консолей большого вылета. Одним из эффективных способов снижения габаритов, материалоемкости и стоимости, а также повышения эксплуатационных характеристик монолитных перекрытий зданий является использование в них предварительно напряженной канатной арматуры без сцепления с бетоном.

Данная технология осваивается ведущими строительномонтажными организациями республики, среди которых акционерные общества «Минскпромстрой», «Стройтрест № 1», «Стройтрест № 4». Так введен в эксплуатацию автовокзал "Центральный", при строительстве которого применена технология предварительного напряжения монолитных железобетонных конструкций французской фирмы "Фресине". Работники Минскпромстроя прошли обучение и получили сертификат на право выполнения данного вида работы. Также будет сдан в эксплуатацию первый пусковой комплекс завода "Кристалл" в Колядичах, который по функциональности представляет собой логистический центр с производственными цехами.

Преднапряженные конструкции оказываются экономичными для зданий и сооружений с такими пролетами, нагрузками и условиями работы, при которых применение железобетонных конструкций без предварительного напряжения технически невозможно, или вызывает чрезмерно большой перерасход бетона и стали для обеспечения требуемой жесткости и несущей способности конструкций.

Предварительное напряжение, увеличивающее жесткость и сопротивление конструкций образованию трещин, повышает их выносливость при работе на воздействие многократно повторяющейся нагрузки. Правильно запроектированные преднапряженные конструкции и здания безопасны в эксплуатации и более надежны, особенно в сейсмических зонах.

Особое значение имеет расширение области применения предварительного напряжения. Например, его можно широко и эффективно использовать в гражданском и жилищном строительстве. Несущий каркас такого здания представляет собой стержневую систему, выполняемую в монолите или из отдельных элементов, с натяжением арматуры непосредственно в процессе строительства.

При сооружении зданий по предлагаемой технологии используются новые приемы возведения преднапряженного каркаса. Кроме прочего, такие здания обладают высокой сейсмостойкостью, надежностью и долговечностью, а после истечения срока службы могут быть легко разобраны, чего не скажешь о зданиях со сварными соединениями в каркасе.

На базе этой технологии может быть сделан существенный шаг вперед в области высотного строительства, где основная проблема связана с тем, что верхние этажи чрезвычайно нагружают нижние. В предлагаемом варианте этажность здания может быть увеличена без повышения нагрузки на нижний этаж и основание.

Существующий опыт показывает высокую эффективность применения предварительного напряжения в монолитных плитных фундаментах большой протяженности, в монолитных безбалочных перекрытиях, в опорных устройствах и постаментах под тяжелое оборудование, в несущих монолитных конструкциях подземных сооружений, в том числе многоэтажных. Широко используется данная технология и в конструкциях полов. Имеются интересные

примеры предварительного напряжения при реставрации памятников старины.

Имеет смысл большее внимание уделить разработке различных предсамонапряженных железобетонных конструкций, в которых комплексно используются механическое натяжение высокопрочной арматуры и преимущества напрягающего бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кондратчик Н.И., Тур В.В., Кондратчик А.А. Железобетонные конструкции из напрягающего бетона с арматурой, преднапряженной механическим способом//Перспективы развития новых технологий в строительстве и подбор инженерных кадров Республики Беларусь: сб. науч. труд. — Брестский политехнический институт, 1997.
2. Латыш В. В., Леонович С. Н. технология предварительного напряжения монолитных железобетонных конструкций в построечных условиях// Учебное пособие для студентов специальности 1 70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство». Минск, 2006.
3. Лешкевич О.Н., Чубрик А.И. Современная практика возведения монолитных конструкций с преднапряжением в построечных условиях// Мастерская, №1 – 2 (34 – 35), 2007.
4. Потерщук В.А., Пецольд Т.М., Пастушков Г.П., Тур В.В. Конструктивная система многоэтажного каркасного здания с плоскими сборно-монолитными перекрытиями//Перспективы развития новых технологий в строительстве и подбор инженерных кадров Республики Беларусь: сб. науч. труд. — Брестский политехнический институт, 1997.
5. Семенов А.И. Предварительно напряженный железобетон с витой проволоочной арматурой. — М.: Стройиздат, 1976.
6. Сахновский К.В. Железобетонные конструкции: Учеб. для в-зов. — 8-е изд., пререраб. - М., Госстройиздат, 1961.
7. Материалы сайтов: <http://www.stroi.ru/>,
8. <http://proxima.com.ua/>
9. <http://savelaleksandr.narod.ru/>
10. <http://www.nestor.minsk.by/>
11. <http://www.windowmedia.com/>

Контроль качества железобетонных изделий и конструкций

Дудкина Н.Н.

(Научный руководитель – Коледа С.М.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В современной техногенной обстановке значимость неразрушающего контроля трудно переоценить. Это касается всех отраслей промышленности и, в значительной мере, строительной индустрии, особенно в части обеспечения качества выпускаемой продукции, безопасности эксплуатации промышленных и гражданских объектов.

Одной из основных задач неразрушающего контроля (далее – НК) является определение прочности и обнаружение дефектов в конструкциях из бетона и других материалов при технологическом контроле, обследовании зданий и сооружений.

Сегодня неразрушающие методы контроля качества бетона и железобетона широко используются не только в России и Беларуси, но и в странах СНГ – везде, где ведется монолитное строительство. Востребованы эти методы и в странах Западной и Восточной Европы, США, Канаде и т. д. Их развитию уделяется большое внимание – периодически проводятся международные конференции, посвященные неразрушающему контролю. Например, в этом году такая конференция прошла в США, три года назад – в Германии. На Западе такие приборы используются в основном при реконструкции сооружений.

Согласно ГОСТ 22690-88 «Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля» выделяют следующие методы НК:

- метод отрыва со скалыванием;
- ультразвуковой метод;
- метод ударного импульса;
- метод упругого отскока;
- метод пластической деформации.

Выделить какой-то один метод или сказать, что он лучше другого, нельзя. Все они обладают своими достоинствами, недостатками и ограничениями в применении.

С учетом все обостряющейся конкуренции в современном мире недостаточно просто заявить о качестве производимой продукции, необходимо поддерживать его на заданном уровне, доказывая тем самым осознанно выбранную и последовательно реализуемую стратегию в области качества. Согласно четвертому изданию американского национального стандарта ANSI PMBOK 2008 контроль качества – процесс контроля и записи результатов выполнения действий по обеспечению качества для оценки исполнения и разработки рекомендаций относительно необходимых изменений.

Так в XIX веке контроль качества продукции был преимущественно сплошным и заключался в проверке всей партии выпускаемой продукции. Однако со временем данный подход к контролю качества продукции доказал свою неэффективность. И уже в первой четверти XX века в промышленности, дорогостоящий и трудоемкий сплошной контроль был заменен выборочным контролем качества, при котором проверке подлежит относительно небольшое количество единиц продукции из проверяемой партии. Обеспечение достоверности такого контроля качества стало возможным благодаря применению методов математической статистики. В наступившем XXI веке статистический контроль качества получил более широкое применение и стал использоваться не только для оценки соответствия продукции, но и производственных процессов.

Статистический контроль качества продукции требует применения определенных методов, основанных на достижениях теории вероятности и математической статистики. Статистические методы контроля в настоящее время применяются в промышленном производстве, при планировании, проектировании, материально-техническом снабжении, маркетинге и на других стадиях жизненного цикла продукции. Данная группа методов контроля качества обладают рядом преимуществ, к числу которых следует отнести возможность прогнозирования качества продукции и процессов и снижение трудоемкости контрольных операций путем проведения выборочного контроля.

Кроме того применение статистических методов контроля качества позволяет своевременно принимать решения на всех уровнях управления за счет наглядного отображения динамики изменения качества продукции и настроенности процессов. В противовес описанным достоинствам данные методы контроля качества имеют один большой недостаток – сложность применения, необходимость использования специальных знаний, что затрудняет их широкое использование всеми участниками процесса. По этому поводу профессор из Японии Исикава сказал, что управление качеством «начинается с обучения персонала и заканчивается обучением персонала». Это связано с тем, что статистическое мышление необходимо для каждого участника производственного процесса. Каждый сотрудник предприятия, используя статистические методы для анализа и контроля процессов, способствует повышению качества и эффективности производства.

Для решения возникшей проблемы японские ученые из всего множества статистических методов контроля отобрали семь «простых» методов:

- контрольный листок;
- контрольную карту;
- диаграмму Парето;
- диаграмму стратификации;
- гистограмму;
- диаграмму разброса;
- диаграмму Исикавы (или «рыбий скелет»).

Каждое предприятие вправе самостоятельно определить какой метод или группу методов использовать для анализа и контроля качества выпускаемой продукции на каждой стадии жизненного цикла. Наиболее эффективные результаты контроля могут быть достигнуты только при правильном выборе и применении перечисленных выше методов.

Применение статистических методов – весьма эффективный путь разработки новых технологий и контроля качества процессов. Многие передовые предприятия стремятся к их активному использованию и внедряют через производственное обучение.

Предприятие самостоятельно, опираясь на определенный перечень факторов, определяет набор методов, которые будут использо-

ваться в процессе контроля качества выпускаемой продукции. Однако одним из важнейших критериев выбора является соотношение затрат (трудовых, материальных) с полученным результатом (экономия на предупреждении брака, на трудовых затратах), а также простота метода и технические возможности его применения.

Надежность результатов НК во многом зависит от применяемой приборной базы, использования взаимодополняющих методов контроля, учета ряда сопутствующих факторов, а также от оснащенности и квалификации специалистов, осуществляющих контроль. Например, при контроле железобетонных конструкций необходимо для оценки их несущей способности учитывать такие факторы, как возраст и влажность бетона, карбонизацию, состав бетона, наличие и расположение арматуры и т. д.

Далее рассмотрим наиболее распространенные приборы при НК.

Универсальный многоканальный регистратор ТЕРЕМ-4 разработан для регистрации и отображения во времени информации, поступающей от датчиков различного вида: датчиков перемещений и деформаций, напряжений, вибрации, температуры и теплового потока, влажности, давления и т.д. Прибор успешно применяется для мониторинга сложных технических объектов, зданий, мостов, сооружений. Состоит из центрального блока и адаптеров, объединенных в единую сеть общей четырехпроводной линией связи. Каждый адаптер обслуживает от 2 до 32 датчиков любых видов, позволяя производить сбор необходимой информации с локальных участков объекта. Максимальная длина линий связи – 200 метров.



Рисунок 1. Измерительный комплекс Терем – 4

ТЕРЕМ-4 выпускается в любых модификациях, позволяет фиксировать во времени до 250 тысяч отсчетов с произвольно задаваемым периодом регистрации. Прибор имеет минимальные массога-

58

баритные параметры, мобилен и прост в эксплуатации. Информация может просматриваться, как на дисплее, так и на мониторе компьютера.

Приоритетная область использования прибора ОНИКС-2.5 – сплошной оперативный контроль железобетонных изделий, конструкций и сооружений по прочности и однородности, связанный с получением больших массивов информации. Прибор также применим при контроле ячеистых блоков, кирпича, штукатурки, изделий из композиционных материалов.

Освоен выпуск нового многопараметрического измерителя прочности ОНИКС-2.6, позволяющего наиболее полно учитывать особенности контролируемых материалов, осуществлять многопараметрический анализ, выполнять функции дефектоскопа.



Рисунок 2. Измеритель прочности строительных материалов “ОНИКС-2.6”

Сближение уровней качества, достигнутых различными странами мира, стало следствием многих причин. Одной из главных является творческий обмен передовым опытом работы по улучшению качества, интеграция всех подходов, методов и приборов, которые были разработаны на протяжении многих лет.

Ограничение использования методов НК прочности бетона связано с отсутствием квалифицированных специалистов и нежеланием руководства компаний выделять средства для приобретения приборов и обучения специалистов.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 22690-88 «Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля» М.: ИПК Издательство стандартов, 1997 г.

2. www.ptp.by/infovid.php?number=2&pageinfo=1
3. www.expertiza34.ru/nerazrushayushhie-metody-kontrolya-prochnosti-betona.html
4. <http://www.klubok.net/reviews273.html>

Репозиторий БНТУ

Коррозия железобетона

Жихаревич А.В.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Во всем мире в настоящее время проблема коррозии железобетонных конструкций (рис. 1) приобретает особую актуальность.

Неблагоприятное сочетание постоянных и переменных нагрузок с воздействием различных физико-химических процессов среды вызывает коррозию бетона и стальной арматуры, что может привести к разрушению конструкций.



Рисунок 1. Фрагмент коррозии железобетонной колонны

Вредными реагентами для бетона являются: вода, чистая или содержащая растворы солей и кислот, пары, влажные кислые газы, минеральные масла, раствор сахара, отходы по переработке мяса, продукты химических производств. Внешние нагрузки, вызывая образование трещин в бетоне железобетонных конструкций ускоряют процесс коррозии бетона и арматуры.

Одно из преимуществ бетона и железобетона – *долговечность*, т.е. срок, в течение которого они соответствуют своему назначению и могут безопасно эксплуатироваться.

Долговечность элементов зданий и сооружений зависит во многом от степени агрессивности окружающей среды по отношению к материалам, из которых изготовлены конструкции, т.е. коррозионной стойкости этих материалов, проявляющейся в конкретных условиях эксплуатации. Развитие коррозии приводит к уменьшению размеров и площадей поперечных сечений элементов конструкций, к снижению их несущей способности и жесткости. Именно поэтому коррозия может являться причиной аварийного состояния ЖБК.

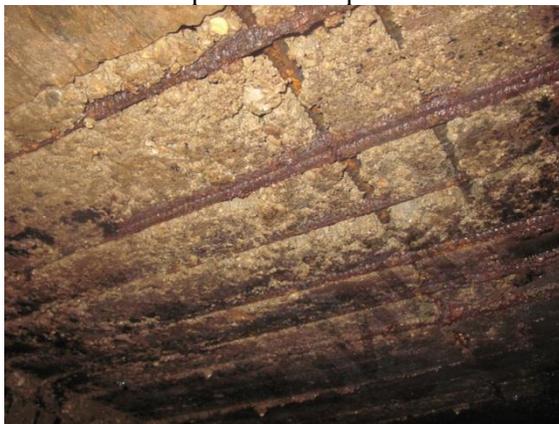


Рисунок 2. Фрагмент железобетонной плиты перекрытия (отслаивание и разрушение защитного слоя)

Железобетонные конструкции постоянно подвергаются воздействию внешней среды, в результате которого возникает коррозия материала. По характеру воздействий различают химическую, электрохимическую и механическую коррозии.

Поскольку железобетон является композиционным материалом, разрушение железобетонных конструкций может быть результатом коррозии как *бетона*, так и *арматуры*. В первом случае окружающая среда агрессивна по отношению к бетону, а потому он разрушается; при этом обнажается и разрушается арматура. Если же окружающая среда неагрессивна к бетону, но агрессивна к арматуре, то, проникая через поры и трещины защитного слоя к арматуре, она вызывает коррозию.

Различаются три вида физико-химической **коррозии бетона**:

Коррозия I вида. Коррозия этого вида вызывается фильтрацией сквозь толщу бетона мягкой воды, вымывающей его составные части, в частности гидрат окиси кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – гашеную известь процесс называется выщелачиванием извести и весьма опасен для бетона, поскольку известь является составляющей почти всех цементов.

Внешним признаком коррозии I вида служит белый налет на поверхности конструкции в месте выхода воды, что и послужило основанием назвать данный вид коррозии «белой смертью» бетона. Налет – это результат выпадения в осадок, растворенных в бетоне солей, в частности гидрата окиси кальция и карбоната кальция.

По мере выщелачивания извести из бетона его механическая прочность снижается; при этом первоначальная потеря извести сказывается на прочности меньше, чем последующая. Выщелачивание первых 16% извести приводит к потере 20% прочности, а последующих 14% – уже 50% прочности. Полное разрушение конструкций наступает при выщелачивании извести более 35-50%.

Оценивая устойчивость бетонов к коррозии I вида, следует отметить, что главными факторами, противостоящими ей, являются плотность бетона и характеристика цемента (в частности, минимальное количество извести в нем).

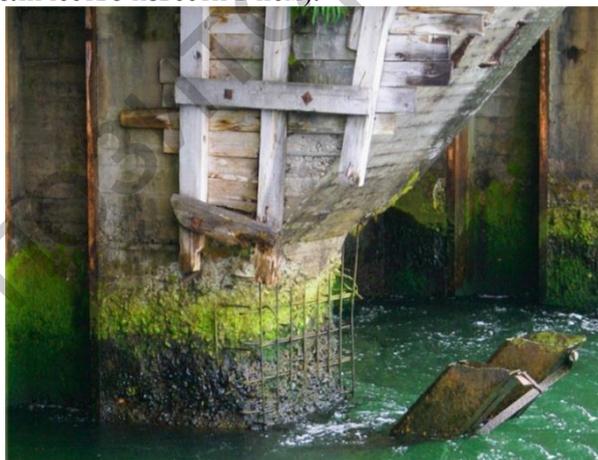


Рисунок 3. Коррозия железобетона в зоне переменного уровня морской воды

Коррозия бетона II вида связана с развитием обменных реакций между кислотами или солями окружающей среды с одной стороны, и составными частями цементного камня – с другой. Чем энергичнее протекает реакция взаимодействия и, чем более растворимы новообразования, тем скорее и полнее разрушается бетон.

Последовательность разрушения бетона при коррозии I вида, заключающаяся в постепенном выщелачивании продуктов гидролиза цемента, иная при коррозии II вида, когда разрушение цементного камня идет в поверхностных слоях бетона (рис. 3), соприкасающихся с агрессивной средой, и процесс разрушения этих слоев может достичь полного развития при сохранении в прилегающих слоях бетона почти без изменения всех элементов цементного камня.

Если новообразования, не обладающие вяжущими свойствами и достаточной плотностью, чтобы воспрепятствовать дальнейшему прониканию агрессивной среды, растворяются или смываются механически, то обнажаются, более глубокие слои бетона. Последние также разрушаются, и процесс коррозии протекает до полного разрушения всего бетона, однако скорость этого процесса может быть различной. Если новообразования нерастворимы или после удаления растворимых продуктов реакции остается достаточно прочный слой продуктов реакции, который в конкретных условиях контакта агрессивной среды и бетона, например в подземных сооружениях, не удаляется, а сохраняется на месте, свойства этого слоя определяют интенсивность разрушения бетона при коррозии II вида.

К примеру, от действия кислот происходит разрушение бетонных и железобетонных сооружений. Большое разрушение бетонных и железобетонных элементов можно наблюдать на химических заводах и в некоторых цехах других заводов, где из-за утечки кислот из аппаратуры, неисправности канализации и т.д. кислоты попадают на поверхность бетона сооружений. Разрушение надземных конструкций промышленных зданий от действия кислот обычно начинается с полов, особенно если последние выполнены из некачественных и недостаточно стойких материалов. При попадании кислот на пол разрушается не только он сам, но и другие соприкасающиеся с ним элементы зданий – стены, лестницы и т.д.

Признаком **коррозии бетона III вида** является развитие процессов, в результате которых в порах и капиллярах бетона создается

давление, вызывающее образование напряжений в структурных элементах материала. Это связано с увеличением объема твердой фазы. Соли либо образуются вследствие химических реакций взаимодействия агрессивной среды с составными частями цементного камня, либо приносятся извне и выделяются из раствора вследствие постепенного испарения из него воды.

Выделение твердой фазы и рост кристаллообразований могут вызвать на определенной ступени развития значительные растягивающие усилия в стенках пор и капилляров и разрушение структурных элементов бетона.

При коррозии I и II вида разрушение цементного камня было связано с растворением составных частей и продуктов обменных реакций, при коррозии же III вида при накоплении солей в порах бетона на начальных стадиях он уплотняется. Если этот процесс развивается медленно, заполнение пор и пустот в бетоне кристаллическими новообразованиями и связанное с ним уплотнение бетона создает картину ложного благополучия. Прочность бетона при этом на какой-то период увеличивается и превышает таковую для бетона, не подвергавшегося действию агрессивной среды. Из-за этого иногда не удается распознать начальные формы развивающейся коррозии III вида. Лишь после возникновения значительных растягивающих усилий в стенках пор и капилляров, вызванных продолжающимся ростом кристаллообразований, происходит разрушение структурных элементов цементного камня бетона и наблюдается быстрое снижение (сброс) прочности. К коррозии бетона II вида относят сульфатную коррозию, а также коррозию бетона при кристаллизации солей в его порах.

Однако на разрушение железобетонных конструкций и элементов может оказывать влияние не только коррозия бетона, но и арматуры.

Защитный слой бетона затрудняет доступ к арматуре влаги кислорода, воздуха или кислотообразующих газов, однако с увеличением пористости бетона и разрушений в нем, происходящих под действие агрессивных сред, его защитные свойства резко снижаются.

Коррозия арматуры (ржавление) происходит в результате химического и электролитического воздействия окружающей среды; обычно она протекает одновременно с коррозией бетона, но может

протекать и независимо от нее. Для развития процесса коррозии стали необходимы следующие условия: контакт стали с электролитом; наличие разности потенциалов (микроэлементов) на поверхности; возможность беспрепятственного перехода ионов металла в раствор на аноде; доступ кислорода к катоду микроэлемента.

Коррозия железобетона увеличивается в условиях влажной среды, при которых стальная арматура корродирует быстрее. В обычных условиях скорость коррозии арматуры составляет 0,1 мм в год, при неблагоприятных условиях до 1 мм. Объем прородированного металла в 2...3 раза больше, чем до коррозии, поэтому по периметру арматуры создается радиальное давление, вызывающее образование продольных трещин и откол защитного слоя бетона.

Следует отметить, что коррозия бетона и железобетона может привести к потере несущей способности конструкций и её жесткости, вследствие уменьшения поперечных сечений элементов конструкций. Следует помнить, что в чистом виде коррозия всех типов встречается редко: при действии агрессивной водной среды на бетон в последнем обычно происходят процессы разрушения, включающие элементы всех трех видов коррозии бетона, правда, не в равной степени. Для того чтобы коррозия не стала причиной аварийного состояния ЖБК необходимо предусматривать определенные меры защиты.

Мерами защиты от коррозии железобетонных конструкций, находящихся в условиях агрессивной среды, в зависимости от степени агрессии являются: снижение фильтрующей способности бетона введением специальных добавок, повышение плотности бетона, увеличение толщины защитного слоя бетона, а также применение лакокрасочных или мастичных покрытий, оклеечной изоляции, замена портландцемента глиноземистым цементом, применение специального кислотостойкого бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Калинин В.М., Сокова С.Д. Оценка технического состояния зданий: Учебник. М.: 2006. – 268 с.
2. Москвин В.М., Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Гузев Е.А. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. – М.:Стройиздат, 1980.– 536 с.

3. Мальцев, Т.А. Анализ дефектов и повреждений строительных конструкций: учебное пособие по курсу "Техническая эксплуатация строительных конструкций" для студ. спец. 2903 – Саратов СГТУ, 1996. – 96 с.
4. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс: учебник для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 5-е изд. – М.:Стройиздат, 1971. – 767 с.

Репозиторий БНТУ

УДК 624.012

Арматура используемая при проектировании железобетонных конструкций в Беларуси и странах Европы

Зикрацкий Н.В., Пташевский В.В., Старовойтов К.Г.
(Научный руководитель – Шилов А.Е)
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

До 2003 года в Республике Беларусь при проектировании железобетонных конструкций пользовались документом СНиП 2.03.01. В 2003 году в РБ был издан свой собственный нормативный документ СНБ 5.03.01-02, который был гармонизирован с европейскими нормативными документами EN 206-1 «Бетон. Часть 1: Технические условия, эксплуатационные характеристики, производство и критерии соответствия», ИСО 3898: 1997 «Основные положения проектирования конструкций. Условные обозначения. Основные символы», EN 1992-1 Еврокод 2: «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1: Общие правила проектирования и правила проектирования зданий». В частности изменения коснулись классификации арматуры.

Было введено новое обозначение классов: буквой «S» и числом, соответствующему нормативному сопротивлению в МПа (S240, S500, S1000, S1200). В следующей таблице представлен переход от старых норм к новым.

В таблицах 1 и 2 не указывается конкретный вид стержневой арматуры (горячекатаной, термомеханически упрочненной), при ее обозначении используется обозначение соответствующего класса горячекатаной арматуры (например, под классом A800 подразумевается арматура классов A800, At800, At800K, At800CK).

При обозначении арматуры после указания диаметра и класса арматуры по СНБ 5.03.01 следует указывать обозначение арматуры по стандарту, регламентирующему качество арматуры, например, обозначение арматуры класса S400 диаметром 12мм – Ø12 S400 (A400 ГОСТ 5781). В случае, когда согласно стандарту выпускается несколько видов арматуры одинакового класса по прочности на растяжение, необходимо дополнительно указывать отличающие принятый вид арматуры признаки, например, обозначение проволоч-

ки класса S1400 диаметром 5 мм гладкой – Ø5 S1400 гладкая ГОСТ 7348.

Таблица 1. – Ненапрягаемая арматура

Класс арматуры по СНБ 5.03.01	Обозначение согласно изменению №4 СНиП 2.03.01	Обозначение согласно СНиП 2.03.01	Документ, регламентирующий качество арматуры, по СНБ 5.03.01	Документ, регламентирующий качество арматуры, согласно настоящему изменению	Вид и профиль арматуры
S240	A240	A-I	ГОСТ 5781	СТБ 1704	Стержневая гладкая
	A400	A-III	ГОСТ 5781	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
		-	ГОСТ 10884 ТУ РБ 04778771.001 ТУ РБ 190266671.001	СТБ 1704	Стержневая периодического серповидного профиля
		-	ГОСТ 10884 ТУ РБ 04778771.001 ТУ РБ 190266671.001	СТБ 1704	Стержневая периодического серповидного профиля
S500	A500	-	ТУ РБ 400074854.02 5 ТУ ВУ 400074854.02 6	-	Стержневая периодического кольцевого профиля
		-	ТУ РБ 400074854.04 7	-	Стержневая гладкая
		Вр-I	Вр-I	ГОСТ 6727	СТБ 1704
	B500	-	СТБ 1341	СТБ 1341	Проволочная гладкая

Таблица 2. – Напрягаемая арматура

Класс арматуры по СНБ 5.03.01	Обозначение согласно изменению №4 СНиП 2.03.01	Обозначение согласно СНиП 2.03.01	Документ, регламентирующий качество арматуры, по СНБ 5.03.01	Документ, регламентирующий качество арматуры, согласно настоящему изменению	Вид и профиль арматуры
S540	A400в	A-IIIв	-	СТБ 1701	Стержневая периодического кольцевого профиля
S80	A800	A-V	ГОСТ 5781 ТУ РБ 400074854.025	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
-	-	-	ГОСТ 10884 ТУ РБ 400074854.001 ТУ РБ 400074854.037	СТБ 1706	Стержневая периодического серповидного профиля
S1200	A1200	A-VII	ГОСТ 10884 ТУ РБ 400074854.037	СТБ 1706	Стержневая периодического серповидного профиля
-	-	-	ТУ РБ 400074854.037	-	Стержневая периодического кольцевого профиля
S1400	-	-	-	СТБ 1706	Проволочная гладкая Проволочная с вмятинами
-	Ø3,Ø4,Ø5 B-II	Ø3,Ø4,Ø5 B-II	ГОСТ 7348	ГОСТ 7348	Проволочная гладкая
-	Ø3,Ø4,Ø5 Bp-II	Ø3,Ø4,Ø5 Bp-II	-	-	Проволочная с вмятинами

Класс арматуры по СНБ 5.03.01	Обозначение согласно изменению №4 СНиП 2.03.01	Обозначение согласно СНиП 2.03.01	Документ, регламентирующий качество арматуры, по СНБ 5.03.01	Документ, регламентирующий качество арматуры, согласно настоящему изменению	Вид и профиль арматуры
-	К-7	К-7	ГОСТ 13840	ГОСТ 13480	Канаты
-	К-19	К-19	ТУ 14-4-22	ТУ 14-4-22	Канаты

По способу производства арматура может быть горячекатаной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. К арматуре, применяемой в железобетонных и предварительно напряженных конструкциях, предъявляют много требований. Одно из них – это способность арматуры к наилучшему сцеплению с бетоном, для чего поверхности арматуры придают соответствующие очертания и профиль (рифлы). Например, ёлочкой, спиралью, клиновидные и т.д.

На данный момент в Беларуси согласно СНБ 5.03.01-02 используются следующие арматуры.

Таблица 3. Характеристики ненапрягаемой арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр	Вид поверхности	$k = f_{yk} \div f_{yk}$	Нормативное сопротивление $e f_{yk} (f_{0.2k})$ $H/мм^2$	Расчетное сопротивление $f_{yd} (f_{0.2d})$ $H/мм^2$	Расчетное сопротивление поперечной арматуры f_{ywd} , $H/мм^2$	
S240	5,5-40	Гладкая	1,08	240	218	174	157*
S400	6-40	Периодического профиля	1,05	400	367	290	263*
S500	4-5	Гладкая и периодического профиля	1,05	500	417	333	300*
	6-22	Периодического про-	1,05	500	435	348	313*

		филя					
S500	25-40	Периодического про- филя	1,05	500	417	333	-
* В сварных каркасах при диаметре поперечно арматуры 4–5 мм или менее 1/3 диаметра продольных стержней.							

Таблица 4. Характеристики ненапрягаемой арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид арматуры	$k = f_{tk} / f_{pk}$	Нормативное сопротивление f_{pk} ($f_{0,2k}$), Н/мм ²	Расчетное сопротивление f_{pd} , Н/мм ²
S540	16–36	Стержневая	1,0	540	430
S800	10–32	“	1,1	800	640
S1200	10–32	“	1,1	1200	960
S1400	3–5	Проволочная	1,1	1400	1120
S1400	9–15	Канатная	1,1	1400	1120

Хотя наши белорусские нормы и гармонизированы с европейскими, они имеют значительные отличия в обозначении и разделении на классы. Принятое условное обозначение класса арматуры в СНБ 5.03.01-02 является в достаточной степени информативным, так как в нем после буквенного обозначения (S) указана величина нормативного сопротивления арматуры, выраженная в МПа (например, S240, S400, S 500, S 540, S800, S1200, S1400). В отличие от норм РБ в Европе арматура также делится по видам продукта (стержни и стержни из бухт, сетки из проволоки), в свою очередь каждый из которых на три класса А, В, С в зависимости от пластических свойств (различные площадки текучести).

В Еврокоде расчеты применимы только для арматур с пределом текучести f_{yk} от 400 до 600 МПа. Также применяются жесткие требования к способам сварки арматурных стержней, требования, по свариваемости которых должны соответствовать EN 10080.

В обоих источниках приводится значение коэффициента $k = (f_t / f_y)_k$. Но каждый источник приводит точные значения этого параметра для каждого класса, когда в нормах EN прописаны ми-

нимальные значения, а фактические значения определяются отдельно для каждого класса.

Таблица 5. Значение коэффициента $k = (f_t / f_y)_k$ в EN 1992-1-1-2009

Вид продукта	Стержни и стержни из бухт			Сетки из проволоки			Требования или значение квантиля, %
	А	В	С	А	В	С	
Минимальное значение $k = (f_t / f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0

Таблица 6. Значение коэффициента $k = (f_t / f_y)_k$ в СНБ 5.03.01-02

Класс арматуры	Номинальный диаметр	Вид поверхности	$k = f_{tk} / f_{yk}$
S240	5,5–40	Гладкая	1,08
S400	6–40	Периодического профиля	1,05
S500	4–5	Гладкая и периодического профиля	1,05
	6–22	Периодического профиля	1,05
Класс арматуры	Номинальный диаметр	Вид поверхности	$k = f_{tk} / f_{yk}$
S540	16–36	Стержневая	1,0
S800	10–32	“	1,1
S1200	10–32	“	1,1
S1400	3–5	Проволочная	1,1
S1400	9–15	Канатная	1,1

При сравнении двух норм можно увидеть, что в EN 1992-1-1-2009 к применяемой арматуре предъявляются более жёсткие требования, и количество видов арматур, применяемых при проектировании железобетонных конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции».
2. EN 1992-1-1:2004 Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила проектирования и правила проектирования зданий».
3. ИСО 3898:1997 «Основные положения проектирования конструкций. Условные обозначения. Основные символы».
4. EN 206-1 «Бетон. Часть 1: Технические условия, эксплуатационные характеристики, производство и критерии соответствия».

УДК 624.012

Особенности проектирования и расчета междуэтажного перекрытия с предварительно напряженной арматурой в построечных условиях

Ильенков О.В.

(Научный руководитель – Зверев В.Ф.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

На данный момент все больше и больше зданий и сооружений в нашей стране выполняются с использованием монолитного железобетона. В отличие от сборных конструкций монолитный железобетон обеспечивает большую гибкость в области архитектурно-планировочных решений. В отличие от монолитных конструкций сборный железобетон обладает одним существенным преимуществом – возможностью использования в нем предварительно напряжения, существенно повышающего жесткость и трещиностойкость конструкций.

В последнее время начинает подниматься интерес к технологии преднапряженного монолитного железобетона в построечных условиях в промышленном и гражданском строительстве.

Виды систем предварительного напряжения

Как правило, в гражданском строительстве применяется система предварительного напряжения с использованием канатной арматуры. Существуют две принципиальные схемы систем преднапряжения: система предварительного напряжения со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном и система преднапряжения без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном.

Система предварительного напряжения без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

Данная система подразумевает отсутствие сцепления напрягаемой арматуры с бетоном в течение всего срока эксплуатации. Как правило, используются канаты диаметром от 12 до 15,7 мм, где каждый канат имеет индивидуальную пластиковую оболочку со смазкой. Данная схема каната получила название "моностренд".

Передача усилий на бетон осуществляется за счет установки на торцах каната анкерных устройств. За счет наличия смазочного состава достигается минимальный коэффициент трения каната о стенки канала и соответственно минимальные потери преднапряжения от трения. Также за счет пластиковой оболочки и смазки напрягаемая арматура надежно защищена от коррозии на протяжении всего срока эксплуатации конструкции.

Система предварительного напряжения со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном

Основным отличием системы преднапряжения со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном является то, что каналообразователь, выполняемый из трубы из гофрированной стали или пластика, после натяжения находящихся в нем канатов заполняется безусадочным цементным раствором, обеспечивающим в дальнейшем защиту канатов и передачу усилия с канатов на бетон конструкции по всей длине каната.

Технология монтажа система предварительного напряжения со сцеплением с бетоном состоит из следующих технологических процессов:

Монтаж каналообразователей и анкеров, герметизация стыков каналообразователей.

«Набивка», или протяжка, напрягаемой арматуры в каналообразователи.

Натяжение канатной арматуры после набора бетоном достаточной передаточной прочности.

Инъецирование каналообразователей.

Таблица 1. – Преимущества и недостатки систем преднапряжения со сцеплением и без сцепления

Параметр	Система преднапряжения со сцеплением	Система преднапряжения без сцепления
1. Потери на трение	Коэффициент трения $\mu = 0,15-0,21$	Коэффициент трения $\mu = 0,06$
2. Область применения	Массивные балки, фундаментные плиты	Тонкие перекрытия, силовые полы по грунту, невысокие балки
3. Ограничения по производству работ	Инъецирование при температуре не менее $+5^{\circ}\text{C}$	Работы могут производиться при любой темпера-

Параметр	Система преднапряжения со сцеплением	Система преднапряжения без сцепления
		туре
4. Трещиностойкость	Площадь напрягаемой арматуры со сцеплением учитывается в расчете на трещиностойкость и раскрытие трещин	Площадь напрягаемой арматуры без сцепления не учитывается в расчете на трещиностойкость и раскрытие трещин
5. Габариты	Минимальный диаметр канала 50 мм	Диаметр каната в оболочке всего 2 мм
6. Передача усилий	Передача усилий на бетон осуществляется по всей длине каната, за счет сил сцепления	Передача усилий на бетон происходит только по торцевым анкерам

Раскладки напрягаемой арматуры в статически неопределимых конструкциях

Как правило, в статически неопределимых конструкциях напрягаемая арматура раскладывается в форме приближенной к эпюрам изгибающих моментов от равномерно распределенной нагрузки.



Рисунок 1. Идеализированная модель арматурного каната (по модели Лина)

Как правило, при расчетах фактическая раскладка в конструкции заменяется на идеализированную. Наиболее распространенная форма идеализированной раскладки подразумевает замену фактической геометрии каната в последовательность направленных вверх

парабол и прямолинейных участков. Участок каната над колонной, где парабола направлена вниз, заменяется точечной сосредоточенной силой.

Впервые подобная модель была предложена в середине 1950-х гг. американским ученым Т.И. Лином и получила название модель Лина.

Данный подход позволяет чрезвычайно просто и с высокой точностью моделировать преднапряжение в конструкции, загружая ее равномерно распределенными нагрузками и сосредоточенными силами. Данный метод также называют методом баланса нагрузки – load balancing method.

Моделирование предварительного напряжения с помощью температурной нагрузки

Преднапряженная арматура может быть смоделирована также напрямую при помощи стержневых элементов. Сечения стержневых элементов задаются соответствующими сечениям напрягаемой арматуры, подбирается соответствующий модуль упругости элемента. Предварительное напряжение моделируется путем приложения к стержневым элементам температурной нагрузки:

$$\Delta t = \frac{\varepsilon_0}{\alpha}$$

где $\varepsilon_0 = \frac{\sigma_0}{E_p}$, E_p – модуль упругости напрягаемой арматуры, σ_0 – контролируемое натяжение напрягаемой арматуры, α – коэффициент линейного расширения арматурной стали.

Достоинства применения технологии предварительного напряжения железобетонных конструкций в построечных условиях

Наиболее важные преимущества, предлагаемые системами преднапряжения монолитного железобетона, могут быть кратко перечислены следующим образом:

- по сравнению с железобетоном, значительная экономия бетона и стали;
- меньшие прогибы, в сравнении со стальными и железобетонными конструкциями;

- меньшая ширина раскрытия трещин и, следовательно, постоянная защита стали от коррозии;
- увеличение длины пролетов;
- снижение толщины перекрытий;
- сокращение нагрузок на фундамент;
- уменьшение общего веса сооружений, что чрезвычайно важно для зон повышенной сейсмической активности.

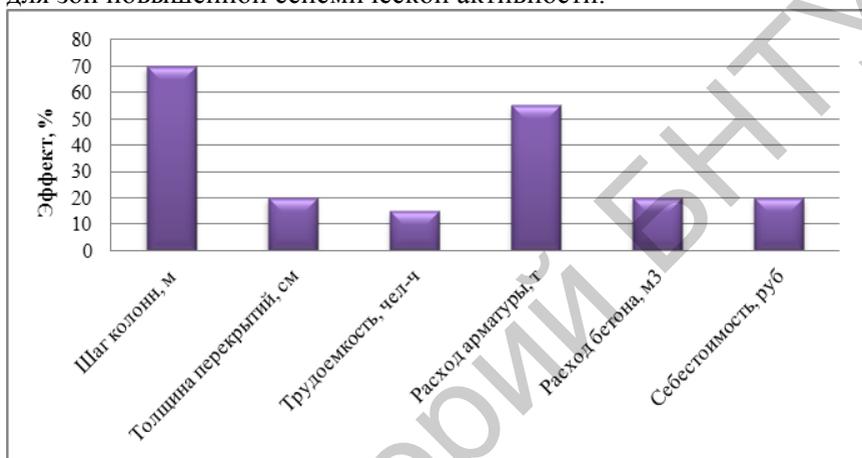


Рисунок 2. Достоинства применения технологии предварительного напряжения в построечных условиях

ЛИТЕРАТУРА

1. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. Мн.: Стройтехнорм. – 206 с.
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минстройархитектуры. – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.
3. Портаев Д.В. Расчет и конструирование монолитных предварительно напряженных конструкций гражданских зданий: Научное издание. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 248 с.
4. Ritz, P. Post-Tensioned Slabs/ Dr. P. Ritz. – VSL International LTD, 1985.
5. Stevenson, A. M. Post-Tensioned Concrete Floors in Multi-Storey Buildings/ A. M. Stevenson. – British Cement Association, 1994.

УДК 624.012

Монолитное каркасное здание с использованием сборных железобетонных конструкций

Козловский Е.А.

(Научный руководитель – Пецольд Т.М.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В процессе разработки дипломного проекта совместно с руководителем были выбраны следующие конструктивные решения: диски перекрытий, диафрагмы жесткости и фундаменты выполнить в монолитном железобетоне, а колонны – в сборном. Пространственную жесткость каркаса обеспечить стволom жесткости и диафрагмами жесткости. Колонны были приняты круглого сечения. Стыки колонны и фундамента приняты по серии 1.050. Узел сопряжения колонны и монолитного диска перекрытия, а так же узел соединения колонн разрабатывались в процессе работы над дипломным проектом.

Такое конструктивное решение было принято, так как производство работ по монтажу вертикальных монолитных конструкций один из самых трудоемких процессов на строительной площадке, к тому же занимающий «львиную долю» времени строительства объекта. А как известно «время – деньги». Применение же сборных колонн должно значительно уменьшить сроки строительства. Это не должно повлиять на свободу архитектурных форм, чем так привлекает монолитный каркас, потому что диск перекрытия остается монолитным. Т.е. остается возможным создавать сложную сетку колонн, здания необычной формы в плане. А следовательно, сборно-монолитные каркасы мы можем применять к разным типам зданий, от обычных жилых и общественных, до уникальных. Однако сборные колонны имеют существенный недостаток – стык на ванной сварке, поэтому было принято решение заменить его стыком на болтовых соединениях.

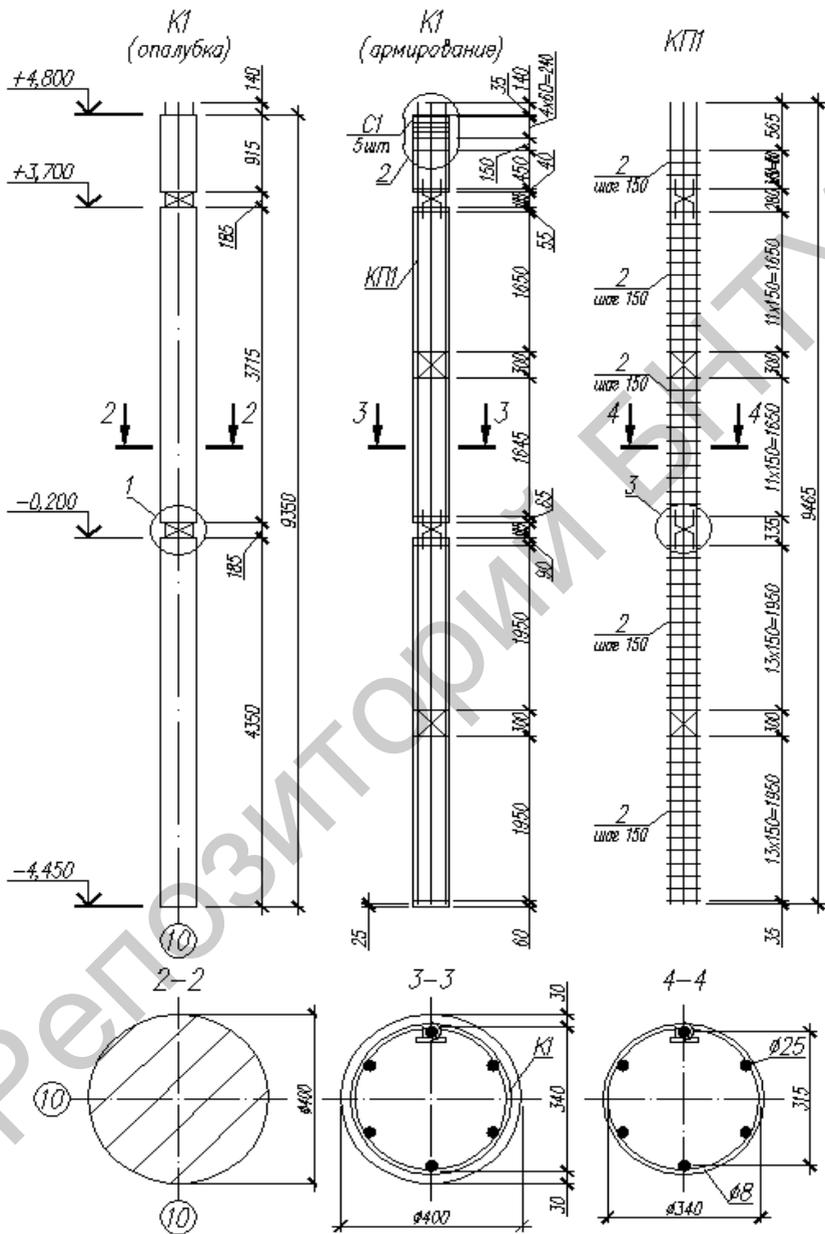


Рисунок 1. Колонна К1

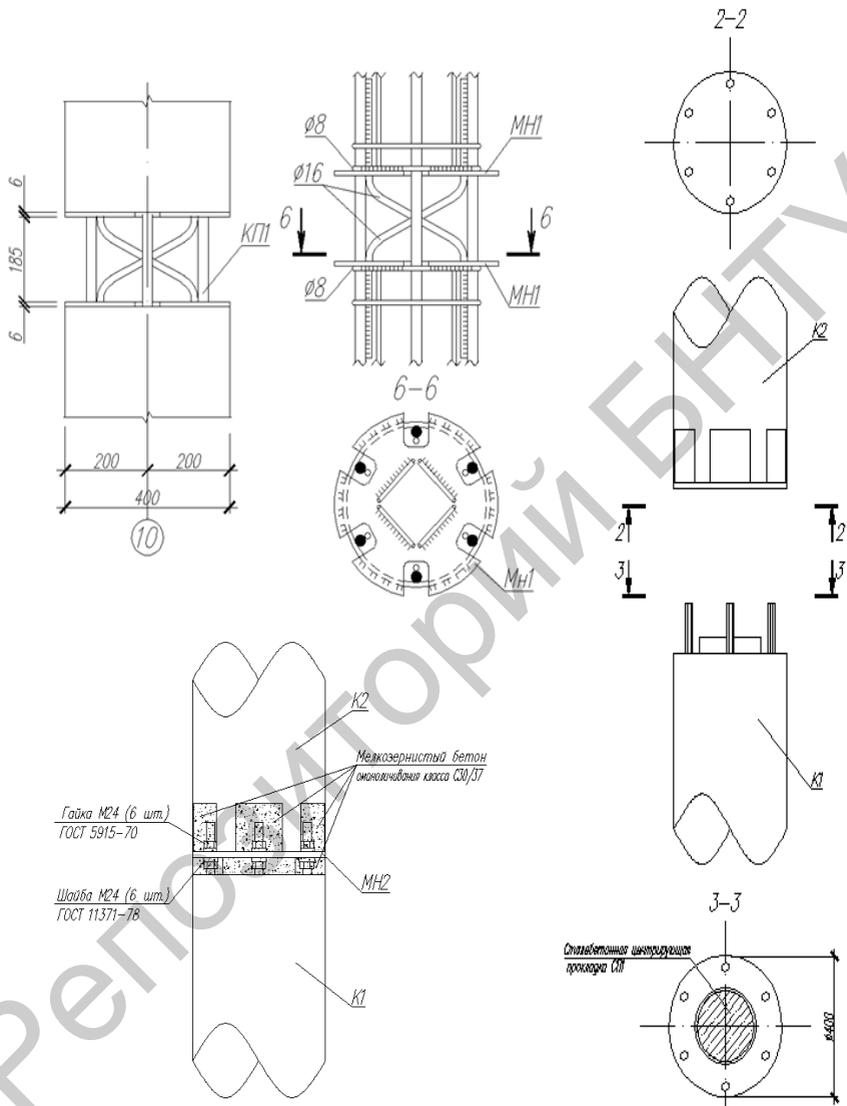


Рисунок 2. Конструкция разработанных стыков

Узел стыка колонн на болтовых соединениях позволит избежать недостатков, которыми обладает стык на ванной сварке, а именно:

82

трудоемкость исполнения, сварочных напряжений, необходимость наличия квалифицированного сварщика на строительной площадке, а также наличия оборудования для проведения физического контроля качества сварочных работ. К тому же стык на болтах выполняется гораздо быстрее, нежели стык на ванной сварке. Все эти качества стыка ведут к понижению трудоемкости строительных работ, а так же сокращению времени строительства.

Основные преимущества принятого конструктивного решения:

- возможность реализовать практически любые архитектурно-планировочные замыслы, а также обеспечить высокое качество и скорость строительства объекта.
- стык на болтовых соединениях обладает повышенной надежностью, отличается простотой конструкции и вызывает минимальные трудо и энергозатраты при монтаже, а также при применении таких стыков обеспечивается высокая точность установки колонн.

Из всего вышеописанного следует: при применении описанных конструктивных решений мы получим понижение трудоемкости строительно-монтажных работ и повышение их качества, уменьшим длительность строительства и понизим его стоимость.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – Госстрой СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. (с изм. №1 РБ).
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минстройархитектуры РБ, Минск 2003. – 140 с.

Влияние технологии изготовления на свойства стеклопластиковой арматуры

Ладных И.А.

(Научный руководитель – Хотько А.А.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Стеклопластиковая арматура представляет собой гетерогенную систему, состоящую из ориентированных стеклянных волокон и полимерного связующего. Высокопрочное стеклянное волокно в стеклопластиковой арматуре почти полностью воспринимает воздействие растягивающих усилий. Поэтому, свойства арматуры, в известной степени, «копируют» свойства стеклянного волокна. Полимерное связующее в стеклопластиковой арматуре выполняет роль клеящей среды, объединяющей отдельные волокна в монолитный стержень и обеспечивающей совместную их работу, а также защищает волокно от механических повреждений [1,3,4,5].

Благодаря своим физико-механическим характеристикам и техническим преимуществам стеклопластиковая арматура является значимой альтернативой стальной арматуре, как обладающая сочетанием высокой прочности и коррозионной стойкости. Стеклопластиковая арматура активно применяется в виде гибких связей для трёхслойных железобетонных, кирпичных и других штучных конструкций, монолитных железобетонных стен с кирпичной облицовкой.

Однако при наличии данных преимуществ существует ряд недостатков:

1. Низкий модуль упругости.
2. Низкая огнестойкость изделий, армированных композитной арматурой.
3. Невозможность изготовления гнутых арматурных изделий и сложность в изготовлении предварительно напряженных конструкций.
4. Значительно более высокая стоимость.

Причем следует отметить, что указанные недостатки имеют различные количественные значения у разных производителей стекло-

пластиковой арматуры. Причиной этого в первую очередь являются некоторые организационные трудности:

- не существует единых требований на уровне государственных или международных стандартов, к механическим свойствам, методам контроля и правилам изготовления и использования арматуры;

- в виду принципиального отличия диаграммы, деформирования композитной арматуры, от стальной, не существует понимание по назначению расчётных характеристик. Как правило, расчётные характеристики, либо не известны вовсе, либо указываются производителем, на основании индивидуальных соображений;

- не стандартизированы методики расчёта композитобетонных конструкций;

- недостаточно изучен опыт эксплуатации изделий с композитной арматурой, во многих случаях неверное позиционирование по области применения;

- не используется единая методика для контроля механических свойств композитной арматуры;

- не нормированы требования, и ни как не контролируются характеристики сцепления стеклопластиковой арматуры с бетоном.

При проведении исследования строительного рынка следует отметить, что производители ищут решения технических недостатков стеклопластиковой арматуры. Тем не менее, разница свойств стеклопластиковой арматуры различных производителей до сих пор очевидна. Так производители в разных странах предлагают различные температурные пороги работы стеклопластиковой арматуры (Республика Беларусь – -70°C до $+100^{\circ}\text{C}$, Китай – -80°C до $+120^{\circ}\text{C}$). Периодический профиль, наносимый на поверхность стержней, отличается очень значительно, что сказывается на их сцеплении с бетоном. Так же показатели коэффициентов теплопроводности, относительного удлинения имеют различные данные.

Технологический процесс изготовления стеклопластиковой арматуры состоит из относительно большого числа последовательных операций. Каждая из этих операций, несомненно, влияет на свойства конечного продукта. К числу таких операций следует отнести равномерное натяжение стекложгута, принудительную запрессовку полимера в тонкие ленты из стеклянного волокна, удаление части летучих компонентов до начала процесса полимеризации, повыше-

ние плотности структуры стержня путем многоступенчатого горячего формования, дополнительное уплотнение стержня спиральной обмоткой (обеспечивающей периодический профиль арматурным стержням) и обеспечение плавного температурного режима полимеризации связующего [1,4,5].

За счет повышения плотности структуры значительно снижается водопоглощение арматуры и, как следствие, повышается ее химическая стойкость. Повышение прочности и модуля упругости арматуры в технологическом процессе достигается также за счет повышения числа стеклянных волокон и устранения их неоднородности. Вид стеклянного волокна, в качестве которого в основном используется непрерывное стандартное алюмоборосиликатное волокно, оказывает также одно из основных влияний на свойства стеклопластиковой арматуры. Чем тоньше стеклянное волокно, тем выше его прочность и стоимость. Физические свойства силикатных волокон, т.е. диэлектрические, термические, а также их химическая стойкость при воздействии различных реагентов определяются химическим составом стекла.

Содержание связующего в стеклопластиковой арматуре на технологической линии регулируется плоской отжимной фильерой, которая установлена при выходе ленты из ванны со связующим. От количества связующего в значительной степени зависят прочностные характеристики арматуры и ее водопоглощение. Исследователями установлено, что при содержании связующего 19-20% стеклопластиковая арматура обладает наиболее высокой прочностью и низким водопоглощением. Как известно, именно различный процент содержания связующего приводит к различным температурным порогам использования стеклопластиковой арматуры [1].

С повышением температуры прочность арматуры снижается. Это явление можно объяснить проявлением пластических свойств связующего, за счет чего более активно сказывается неоднородность стеклянных волокон [1,2,3].

Учеными исследовалось также влияние процесса пропаривания на прочность стеклопластиковой арматуры. При этом установлено, что стеклопластиковая арматура в зависимости от температуры пара способна значительно снижать прочность.

Были проведены испытания бетонных конструкций со стеклопластиковой арматурой на огнестойкость. При этом изучалось поведение арматуры в среде бетона в условиях пожара. Предел огнестойкости армированных бетонных конструкций наступает, как правило, в результате потери или несущей способности за счет понижения предела прочности растянутой арматуры в процессе нагревания до критической температуры, при которой сопротивление арматуры снижается до значения рабочих напряжений. Все испытанные стеклопластбетонные конструкции разрушались хрупко с разрывом арматуры при средней температуре в растянутой рабочей арматуре 100⁰С. Хрупкое и мгновенное разрушение балок произошло уже через 13...18 мин [1].

Выполненный обзор исследований позволяет сделать вывод о необходимости разработки нормативной документации, регламентирующей физико-механические свойства стеклопластиковой арматуры, методы испытания арматуры, правила проектирования стеклопластбетонных конструкций. Разработка такой документации позволит не только полноправно использовать стеклопластиковую арматуру, но и получать этот продукт с более качественными характеристиками, с учетом обоснованного похода к технологии изготовления композитной арматуры.

ЛИТЕРАТУРА

1. Фролов, Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н.П. Фролов. – Москва: Стройиздат, 1980. – 104с.
2. Залого В.Ф. Исследования прочности по наклонным сечениям стеклопластбетонных и железобетонных балок без поперечного армирования / В.Ф. Залого. – Минск, 1971.
3. SMP. Американский журнал, 2010.
4. Materials engineering forums. Fiber-Glass-Reinforced plastics for corrosion resistance. – London, 1973.
5. Katalog techniczny. Zbrojenie kompozytowe typu HFR. – Poznan, 2010.

**Основные положения расчета железобетонных элементов
на действие поперечных сил
по СНБ 5.03-01-02 и ТКП EN 1992-1-1-2009**

Лалов Д.В., Семижон А.С.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Расчет на действие поперечных сил является неотъемлемой частью при проектировании железобетонных конструкций. Поэтому с течением времени разрабатываются новые и совершенствуются старые методы расчета. На сегодняшний момент в Республике Беларусь действует два нормативных документа по расчету железобетонных конструкций: СНБ 5.03-01-02 и ТКП EN 1992-1-1-2009. Каждый из них предоставляет методы расчета на действие поперечных сил.

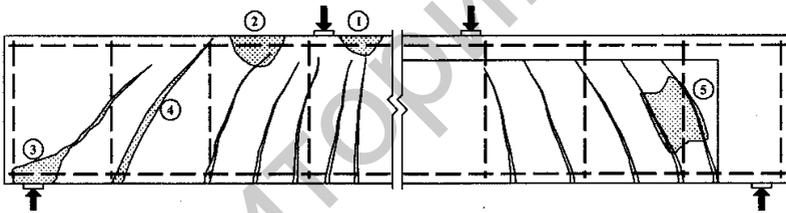


Рисунок 1. Разрушение изгибаемой балки по наклонному сечению

Разрушение изгибаемой балки по наклонному сечению может происходить по одной из следующих форм:

Форма I. По сжатой зоне (1,2 рис. 1).

Форма II. Разрушение по растянутой зоне. (3, рис. 1)

Форма III. Разрушение по диагональной наклонной трещине. (4, рис. 1).

Форма IV. Разрушение по наклонной сжатой полосе бетона между наклонными трещинами. (5, рис. 1).

Согласно этим формам, на которых основаны методы расчета по прочности наклонных сечений, существует несколько упрощенных моделей, среди которых:

а) общая деформационная модель для наклонных сечений;

б) модель «ферменной аналогии»;

в) модель наклонных сечений.

Отметим, что метод наклонных сечений приведен только в СНБ. В ТКП EN 1992-1-1-2009 метод не используется. Примечательным является и то, что в большинстве случаев именно этот метод используется белорусскими проектировщиками.

Расчет железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил при отсутствии вертикальной и (или) наклонной (отогнутой) арматуры, производится из условия: $V_{sd} \leq V_{Rd,ct}$, где расчетная поперечная сила $V_{Rd,ct}$ по СНБ 5.03.01-02 [1] определяется:

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{2}{3}} - 0,15\sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d.$$

По ТКП EN-1992-1-1 [2] расчетное значение сопротивления поперечной силе определяется по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ где } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,$$

d – в мм; $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$, $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c > (-0,2f_{cd})$, МПа по [1]

и $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2f_{cd}$, по [2].

Продольная сила в поперечном сечении от воздействия нагрузки или предварительного напряжения по [1] $N_{Ed} < 0$, по [2] $N_{Ed} > 0$. Коэффициент $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$ по национальному приложению РБ. В нормативном документе [2] k_1 рекомендуется принимать равным 0.15, в СНБ коэффициент принят с обратным знаком и равен -0.15 .

Минимальные значения $V_{Rd,ct,min} = [0,4f_{ctd} - 0,15\sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ [1]

и $V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ [2] отличаются значениями $0.4f_{ctd}$ и v_{min} , которое определяется по формуле (6.3N) [2]:

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}.$$

Для однопролетных предварительно напряженных элементов без поперечной арматуры сопротивление поперечной силе в зонах, которые не имеют трещин вследствие изгиба, необходимо ограничить пределом прочности бетона при растяжении. Для таких сечений со-

противление поперечной силе рассчитывается следующим образом:

$$V_{rd,c} = \frac{I b_w}{s} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$$

где σ_{cp} – средние сжимающие напряжения, вызванные действием продольного усилия от нагрузки или усилием предварительного напряжения. Расчет ведется по формулам:

– в СНБ $\sigma_{cp} = (N_{Ed} - A_s \cdot f_{yd}) / A_c$;

– в ТКП EN $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$

Таким образом, при сравнении формул замечаем, что в источнике 2 не учитывается напряжение, воспринимаемое арматурой.

В нормативных документах указано, что, если расчетное сечение располагается на расстоянии $0,5d \leq x(a, [2]) < 2d$ от грани опоры, его прочность на действие перерезывающей силы следует проверять по формуле: $V_{rd,ct} = \left[0,12k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{2d}{x}\right) - 0,15\sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$, не превышающим $V_{rd,ct,max} = 0,5b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{ctd}$.

Обратим внимание, что в [2] вводится коэффициент $\beta = a_v/2d$. Данное понижение может применено при определении V_{Ed} . Таким образом, перенеся коэффициент в часть с расчетным значением поперечной силы, получим следующую формулу:

$$V_{rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot \left(\frac{2d}{a_v}\right)$$

Расчет железобетонных элементов конструкций с поперечной арматурой по ТКП EN 1992-1-1-2009 основывается на ферменной модели (рис. 2).

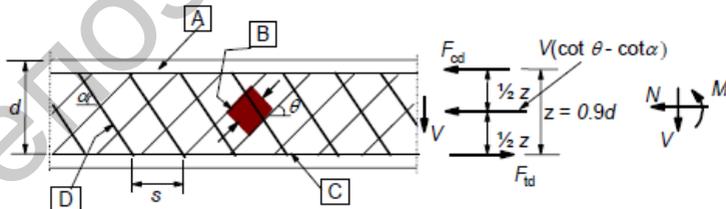


Рисунок 2. Расчет железобетонных элементов конструкций с поперечной арматурой по ТКП EN 1992-1-1-2009

Модель представляет собой ферму, состоящую из верхнего сжатого А и нижнего растянутого С поясов, воспринимающих соответ-

ственно равнодействующую сжимающих и растягивающих напряжений в арматуре. Пояса соединены сжатыми бетонными В и растянутыми D подкосами, которые представляют поперечную арматуру.

Согласно нормам [2] расчет следует производить из условия: $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$, где V_{Ed} – расчетное значение поперечного усилия, $V_{Rd,s}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением.

Для элементов с вертикальной поперечной арматурой V_{Rd} принимается как меньшее из значений, рассчитанных по формулам:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z f_{yw} \cot \theta;$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta},$$

где A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры, s – расстояние между хомутами, v_1 – коэффициент понижения прочности бетона, учитывающий влияние наклонных трещин.

Если расчетное значение напряжения в поперечной арматуре – менее $0,8f_{ck}$, то значение v_1 может быть определено:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{для } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа,}$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{для } f_{ck} \geq 60 \text{ МПа.}$$

Рекомендуемое значение α_{cw} по нормам [2] принимается следующим:

– для конструкций без предварительного напряжения;

$$1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad \text{для } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd};$$

$$1,25 \quad \text{для } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd};$$

$$2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \quad \text{для } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0f_{cd}.$$

где σ_{cp} – среднее сжимающее напряжение в бетоне с положительным знаком от расчетного значения продольной силы. Данная модель практически эквивалентна расчёту железобетонных элементов по прочности на основе стержневой модели источника [1].

Расчет на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине

Проверку прочности железобетонных элементов на действие поперечной силы на основе модели наклонных сечений производят

по сжатой и растянутой зонам наклонного сечения трещины независимо друг от друга.

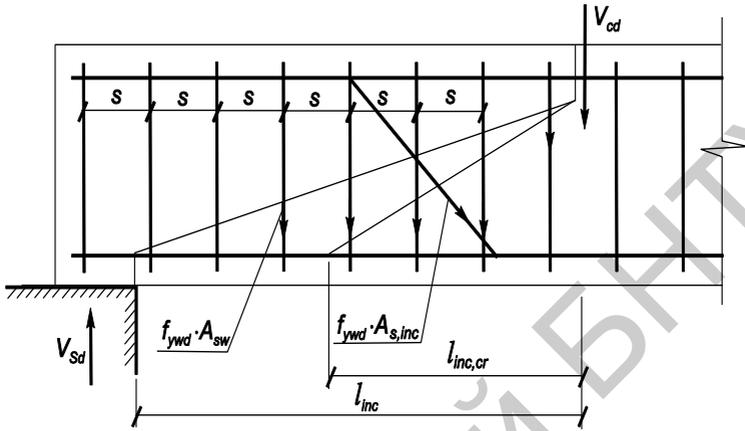


Рисунок 3. Схема к определению прочности сечений, наклонных к продольной оси/ на действие поперечной силы

Расчет железобетонных элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы (рис. 3) для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению исходя из условия $V_{Sd} \leq V_{Rd}$, где V_{Rd} – поперечное усилие, воспринимаемое наклонным сечением. $V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc}$. Здесь V_{cd} – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном над вершиной наклонной трещины; V_{sw} – сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий в поперечных стержнях (хомутах), пересекающих опасную наклонную трещину; $V_{s,inc}$ – сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий в отгибах, пересекающих опасную наклонную трещину.

Поперечное усилие V_{cd} , воспринимаемое бетоном, определяется по формуле:

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{l_{inc}},$$

где l_{inc} – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента; η_{c2} – коэффициент, учитываю-

ший влияние вида бетона ($\eta_{c2} = 2,0$ – для тяжелого, $\eta_{c2} = 1,7$ – мелкозернистого бетона); η_f – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах. Коэффициент η_N учитывает влияние продольных сил. Положительное влияние продольных сжимающих сил не учитывается, если они создают изгибающие моменты, одинаковые по знаку с моментами от действия поперечной нагрузки. Однако при действии продольных растягивающих сил значение коэффициента η_f принимается по формуле: $\eta_f = -0,2 \frac{N_{sd}}{f_{ctd} \cdot b_w \cdot d} \leq 0,8$.

Для предварительно напряженных элементов в формулу вместо N_{sd} подставляется усилие предварительного обжатия N_{pd} . Значение $(1 + \eta_f + \eta_N)$ во всех случаях принимать не более 1,5. При этом $V_{cd} \geq \eta_{c3} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$.

Длина $l_{inc,cr}$ проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента определяется из минимума выражения $(V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc})$, где в формулу при определении значения V_{cd} вместо l_{inc} подставляется $l_{inc,cr}$. Полученное значение $l_{inc,cr}$ принимается не более $2d$ и не более значения l_{inc} , а также не менее d , если $l_{inc} > d$.

Для элементов с поперечной арматурой в виде хомутов, нормальных к продольной оси элемента и имеющих постоянный шаг в пределах рассматриваемого наклонного сечения, значение $l_{inc,cr}$ соответствует минимуму выражения $(V_{cd} + V_{sw})$ и определяется по

формуле: $l_{inc,cr} = \frac{\sqrt{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}}{v_{sw}}$, где v_{sw} – усилие в хомутах на единицу длины элемента.

Для таких элементов поперечное усилие V_{sw} определяется по формуле: $V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr}$. При этом для хомутов, устанавливаемых по расчету, должно выполняться условие: $v_{sw} = \frac{\eta_{c3} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d}{2}$

При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой должна быть обеспечена прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами по формуле: $V_{sd} \leq V_{Rd,max}$, где $V_{Rd,max} = 0,3 \eta_{wl} \cdot \eta_{cl} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$. Коэффициент η_{wl} учитывает влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента.

Резюмируя, отметим: разрушение по наклонному сечению может происходить по одной из 4 форм, которые легли в основу методов расчёта. Большинство таких расчётов выполняется с применением модели наклонных сечений, которая отсутствует в источнике [2].

Таким образом, рассмотрев методы расчета железобетонных элементов на действие поперечных сил, можем сделать вывод, что нормативный источник [1] дает большую свободу инженерам при проектирования конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02. «Бетонные и железобетонные конструкции».- Мн.: Стройтехнорм, 2003г. – 274 с.
2. ТКП EN 1992-1-1-2009, «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций». – Мн.:Стройтехнорм, 2010 г. – 208с.
3. «Железобетонные конструкции. Основы теории, расчёта и конструирования» (под ред. Пецольда Т.М. и Тура В.В.). – Брест: изд. БГТУ, 2003 – 380 с.

УДК 624.012.45

Анализ и особенности требований по назначению номинальной толщины защитного слоя бетона по нормативным документам СНБ 5.0.3.01-02 и ТКП EN 1992-1-1-2009.

Лученок Т.П., Шилов А.А.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Руководствуясь решением Главы государства, а также постановлением Совета Министров Республики Беларусь “О проведении в соответствии с Европейскими нормами и стандартами национальных технических правовых актов” в области строительства с 01.01.2010г. на территории РБ введена в действие Белорусская редакций EN 1992-1-1 “Еврокод – 2. Проектирование железобетонных конструкций”[2]. Особенность нынешней ситуации заключается в том, что в настоящее время одновременное действие СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции [1] и ТКП EN 1992-1-1-2009 “Еврокод – 2. Проектирование железобетонных конструкций: Часть 1 – 1. Общие правила и общие правила для зданий”[2] узаконено информационным письмом Министерства архитектуры и строительства РБ от 12.03.2010 г.

Следует отметить, что несмотря на определенные различия (в частности по методам расчета прочности наклонных сечений, определения продольного изгиба и т.д.), многие положения вышеуказанных нормативных документов достаточно гармонизированы, однако применение конкретных требований и рекомендаций этих документов требует учета своих соответствующих специфических особенностей.

Цель настоящей работы – анализ требований нормативных документов [1] и [2] и их особенностей по назначению номинальной толщины защитного слоя бетона при проектировании ЖБК. Согласно п.11.2.9. [1] и 4.4.1.2 (1P, 2P) [2], минимальная толщина защитного слоя бетона C_{\min} должна обеспечить надежное сцепление

арматуры с бетоном, защиту стали от коррозии, соответствующую огнестойкость, при этом в рабочих чертежах конструкций указывают номинальную толщину защитного слоя бетона, определенную суммированием минимально допустимой толщины защитного слоя C_{\min} бетона с размером допусков (принятых допустимых при проектировании отклонений) ΔC_{dev} , установленных соответствующим рассматриваемыми стандартами.

Согласно п.4.4.1.1 (2Р) и 4.4.1.2 (2Р) [2]:

$$C_{\text{nom}} = C_{\min} + \Delta C_{\text{dev}}$$

при этом минимальную толщину защитного слоя C_{\min} следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния окружающей среды:

$$C_{\min} = \max\{C_{\min,b}; C_{\min,dur} + \Delta C_{\text{dur},\gamma} - \Delta C_{\text{dur},st} - \Delta C_{\text{dur},add}; 10 \text{ мм}\},$$

где $C_{\min,b}$ – минимальная толщина из условия сцепления, см. 4.4.1.2 (3); [2]

$C_{\min,dur}$ – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды, см. 4.4.1.2 (5); [2]

$\Delta C_{\text{dur},\gamma}$ – дополнительный элемент надежности, см. 4.4.1.2 (6); [2]

$\Delta C_{\text{dur},st}$ – уменьшение минимальной толщины при использовании нержавеющей стали, см. 4.4.1.2 (7); [2]

$\Delta C_{\text{dur},add}$ – уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты, см. 4.4.1.2(8). [2]

Для обеспечения надежной передачи сил сцепления и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина слоя должна быть не менее $C_{\min,b}$ (таблица 4.2).

Таблица 1. – Минимальная толщина слоя $C_{\min,b}$, требования к обеспечению сцепления бетона с арматурой

Условия сцепления	
Размещение стержней	Минимальная толщина слоя $C_{\min,b}$ ¹⁾
Отдельный стержень	Диаметр стержня
Соединенные вместе стержни	Эквивалентный диаметр \varnothing_n (см. 8.9.1)
1) Если номинальный максимальный диаметр крупного заполнителя более 32 мм, $C_{\min,b}$ необходимо увеличить на 5 мм.	

Минимальный защитный слой для арматурной стали и напрягающих элементов в нормальном бетоне, исходя из классов условий эксплуатации и классов конструкции, определяется значением $C_{\min, \text{dur}}$. Рекомендуемые значения для $C_{\min, \text{dur}}$ принимаются по таблице 2 (для арматурной стали) и таблице 3 (для напрягаемой арматуры).

Таблица 2. – Минимальный защитный слой $C_{\min, \text{dur}}$ из условий обеспечения долговечности арматурной стали по EN 10080 в миллиметрах

Требования долговечности для $C_{\min, \text{dur}}$							
Класс конструкций	Класс условий эксплуатации по таблице 4.1						
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Таблица 3. – Минимальный защитный слой $C_{\min, \text{dur}}$ из условий обеспечения долговечности напрягаемой стали в миллиметрах

Требования долговечности для $C_{\min, \text{dur}}$							
Класс конструкций	Класс условий эксплуатации по таблице 4.1						
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Согласно п.4.4.1.2(6) [2]; 4.4.1.2(7) [2] защитный слой следует увеличить на дополнительный элемент надежности $\Delta C_{\text{dur}, \gamma}$.

При использовании нержавеющей стали или в результате других особых мероприятий минимальный защитный слой может быть

уменьшен на значение $\Delta C_{dur,st}$. Для таких ситуаций следует учитывать влияние всех основных свойств строительных материалов, включая сцепление.

При этом по п.4.4.1.2(8) [2] для бетона с дополнительной защитой (например, покрытием) минимальная толщина защитного слоя может быть уменьшена на значение $\Delta C_{dur,add}$.

Источник [2] учитывает также способ сопряжения конструкций, в частности по п.4.4.1.2(9), 4.4.1.2(11). Если монолитный бетон укладывается на другой бетонный элемент (сборный или монолитный), минимальная толщина защитного бетонного слоя от арматуры до контактной поверхности может быть уменьшена до значения, обеспечивающего требования сцепления при условиях:

- класс бетона по прочности на сжатие не ниже $C^{25}/_{30}$;
- кратковременное нахождение бетонной поверхности в атмосферных условиях (менее 28 суток);
- контактная поверхность должна быть шероховатой.

Для неровных поверхностей (например, с выступающим заполнителем) минимальный защитный слой должен быть увеличен на 5 мм.

Согласно п.4.4.1.3(13) [2] если бетон подвержен износу (истиранию), как правило, особое внимание следует уделить выбору заполнителя согласно EN 206-1. В качестве альтернативы износоустойчивость может быть обеспечена при увеличении толщины защитного слоя (так называемый «жертвенный» слой). В этом случае, как правило, минимальная толщина защитного слоя C_{min} может быть увеличена для класса износа XM1 на k_1 , для XM2 – на k_2 и для XM3 – на k_3 . Значения коэффициентов k_1 , k_2 и k_3 могут быть приняты в национальном приложении. Рекомендуемые значения равны 5, 10 и 15 мм.

Все перечисленные факторы учитываются [2] при назначении величины минимальной толщины защитного слоя C_{min} , при расчете же номинальной толщины защитного слоя C_{nom} по п.4.4.1.3(1) и 4.4.1.3(2) должно производиться суммирование толщины минимального защитного слоя и отклонения (ΔC_{dev}). Требуемая толщина защитного слоя должна быть увеличена на абсолютное значение допустимого отрицательного отклонения.

Для зданий в EN 13670 приведено допустимое отклонение. При этом по п.4.4.1.3(3) в некоторых ситуациях допустимое отклонение, а вместе с ним и величина допуска ΔC_{dev} может быть уменьшена:

– если в процессе изготовления выполняется контроль качества, в рамках которого производится измерение толщины защитного слоя бетона, величина допуска (отклонения) может быть уменьшена:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ мм}$$

– если для контроля используются особо точные измерительные приборы и несоответствующие элементы (например, сборные конструкции) будут исключены (отбракованы), то величина отклонения ΔC_{dev} может быть уменьшена:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ мм}$$

При назначении допустимого отклонения при проектировании (ΔC_{dev}) согласно п.4.4.1.3(4) [2]. Для бетона, укладываемого на неровную поверхность, как правило, номинальную толщину защитного слоя в общем случае необходимо увеличить на повышенное значение допустимого отклонения. Повышение производится на величину, обусловленную неровностью, но номинальная толщина защитного слоя всё же должна составлять, как минимум, k_1 , мм, при укладке бетона по подготовленному грунту (включая, стяжки), и k_2 , мм, при укладке бетона непосредственно по грунту. Защитный слой до арматуры при других видах поверхности, например при абразивной обработке, или с обнаженным заполнителем, также необходимо увеличить с учетом неровности поверхности (см. 4.4.1.2 (11)).

В СНБ 5.03.01-02 [1] требования и рекомендации по назначению номинальной толщины защитного слоя бетона приведены отдельно для ненапрягаемой и напрягаемой арматур, соответственно в разделах 11.2.9-11.2.14 и 11.3.3. [1]

Согласно п.11.2.9 [1] величина допуска для определения номинальной толщины бетона должна составлять:

– для сборных конструкций заводского изготовления – не менее 5;

– для монолитных конструкций – от 5 до 10.

Сама же минимальная толщина бетона должна ограничиваться величинами, указанными в таблице 6.

Таблица 6. – Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона в миллиметрах

Показатель	Класс по условиям эксплуатации						
	X0	XC1	XC2, XC3, XC4	XD1, XD2, XD3	XA1	XA2	XA3
Минимальный размер защитного слоя C_{cov}	15	20	25	35	По СНиП 2.03.11		

Примечания:

1. Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона установлена для арматуры, работающей с полным расчетным сопротивлением.

2. Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона по данной таблице может быть уменьшена, но не более чем на 5 мм, в каждом из перечисленных случаев:

а) если конструкция проектируется из бетона, имеющего класс по прочности на сжатие, превышающий не менее чем на один разряд минимальный класс бетона по таблице 5.2 для соответствующего класса по условиям эксплуатации;

б) если проектируется вторичная защита бетона конструкции;

в) если использована арматура, имеющая антикоррозионное покрытие.

При этом суммарный размер, на который может быть снижена минимально допустимая толщина защитного слоя бетона, не должен превышать 15 мм, а минимально допустимая толщина защитного слоя бетона должна составлять не менее, мм:

- для класса X0 — 10;
- для класса XC1 — 15;
- для классов от XC2 до XC4 — 20.»

В п.11.2.11 приводятся рекомендации для определения защитного слоя сборных конструкций, в частности плит, и в п.11.2.12 – для фундаментов из монолитного и сборного железобетона с учетом наличия или отсутствия бетонной подготовки; п.11.2.13 регламентирует величину защитного слоя в зависимости от диаметра арматуры и максимального размера заполнителя.

В п.11.3.3 [1] приведены требования для назначения защитного слоя бетона для напрягаемой арматуры, в частности, минимальное расстояние от поверхности напрягаемой арматуры или от грани каналов, в которые она уложена, до ближайшей поверхности бетона (защитный слой бетона) в зависимости от вида арматуры, установленной в сечении посередине пролета железобетонной конструкции, должно быть не менее значений, указанных в таблице 7.

Таблица 7. – Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона в миллиметрах

Показатель	Класс по условиям эксплуатации						
	X0	XC1	XC2, XC3, XC4	XD1, XD2, XD3	XA1	XA2	XA3
Минимальный размер защитного слоя	20	30	35	50	По СНиП 2.03.11		

По сравнению с Еврокодом [2], СНБ [1] (п.11.3.3.3) ужесточает требования по назначению толщины защитного слоя бетона у торцов, предварительно напряженных элементов для обеспечения условий сцепления на длине зоны передачи напряжений, при этом ее принимают не менее:

- для стержневой арматуры класса S800 — $3\varnothing$, но не менее 40 мм;
- для арматурных канатов и проволоки — $2\varnothing$, но не менее 30 мм.

Вывод

В результате анализа положений норм [1] и [2] по назначению номинальной и минимальной величин толщины защитного слоя бетона при проектировании ЖБК, можно сделать вывод о том, что концептуально требования и рекомендации этих стандартов гармонизированы, однако в [2] предложена более гибкая система назначения допусков и отклонений, учитывающих множество различных факторов, связанных не только с условиями сцепления, защиты от влияния окружающей среды, наличия дополнительной защиты арматуры и т.д., но и с использованием дополнительных элементов

надежности, учета класса конструкций, а также контроля качества процесса производства и точности используемых при этом измерительных приборов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минстройархитектуры РБ, Минск 2003. – 140 с.
2. ТКП EN 1992-1-1-2009 Еврокод 2. Часть 1-1. МаиС РБ, Минск 2010.

Конструкции фундаментов под высотные здания

Мадалинская Н.Г.

(Научные руководители – Мадалинский Г.Г., Горячева И.А.)

Белорусский национальный технический университет,

Минск, Беларусь

К высотным принято относить дома высотой более 75 м. Такое, довольно условное определение отражает ту нечеткую границу, выше которой условия строительства и эксплуатации меняются качественным образом.

При их проектировании и строительстве особое место занимают проблемы обеспечения надежности конструкций "нулевого цикла", т.е. оснований, фундаментов и подземных частей.

В силу того, что грунтовое основание – часть не только самого сооружения, но и природной геологической среды, его свойства обладают большей изменчивостью и с меньшей определенностью поддаются количественному описанию, чем свойства других, искусственно создаваемых, конструктивных элементов любого сооружения. При этом обычно основание – наиболее деформируемый, "податливый" из этих элементов, и взаимодействующие с ним фундаменты и конструкции подземной части здания оказываются в общем случае наиболее нагруженными элементами конструктивной схемы, а усилия в них могут быть определены с меньшей достоверностью, чем в конструкции надземной части. Эти очевидные обстоятельства приобретают особую значимость в выполнении инженерных изысканий, проектировании и строительстве высотных зданий.

Основная особенность высотных зданий по сравнению с обычными сооружениями заключается в том, что к их основанию прикладываются значительно большие по величине и зачастую более неравномерные давления. Эти обстоятельства вызваны как значительным (порядка сотен тысяч тонн) весом здания, так и тем, что высотные здания часто проектируются по архитектурно-планировочным соображениям как сооружения башенного типа. Высота современных высотных зданий обычно значительно превышает горизонтальные размеры.

Отмеченные особенности высотных зданий отражаются при разработке современных нормативных и рекомендательных документов по проектированию и устройству высотных зданий в существенном повышении требований к детальности и содержательности инженерных изысканий, к расчетам оснований и фундаментов, а также выбору конструктивных типов фундаментов и технологий их устройства, оптимальных для конкретных условий.

Такое повышение требований продиктовано также и тем обстоятельством, что степень ответственности выбора проектных решений нулевого цикла при строительстве высотных зданий выше, чем для обычных сооружений, так как исправление допущенных ошибок в процессе строительства для таких зданий значительно сложнее и дороже обычных, а в особо сложных условиях такие исправления могут оказаться невозможными.

При проектировании фундаментов высотных зданий приходится принимать различные "идущие в запас" дополнительные положения, которые должны уравнивать недостаточную полноту о факторах, влияющих на условия работы их оснований.

Выбор конструкции фундамента высотного здания должен осуществляться на основании технико-экономического сравнения вариантов и определяется конструктивной схемой здания, свойствами грунтов, нагрузками, передаваемыми зданием на основание, взаимодействием строящегося здания с массивом грунта и окружающей застройкой.

При использовании различных современных конструктивных решений (стилобат, заглубление фундамента и т.д.) следует учитывать весь комплекс последствий их принятия, включая усложнение проектирования и повышение сложности работ по устройству фундаментов.

В любом случае определяющими при выборе варианта устройства фундаментов должны быть факторы обеспечения их безопасной и эффективной эксплуатации.

Для высотных зданий, характеризующихся большими и неравномерными нагрузками на фундамент и основание, эффективными решениями могут быть следующие варианты фундаментов:

- плитные на естественном или укрепленном основании (предпочтительно повышенной жесткости, в том числе коробчатые с развитой подземной частью здания);
- свайные (предпочтительно в виде глубоких опор);
- комбинированные, в том числе свайно-плитные и плитно-анкерные.

ЛИТЕРАТУРА.

1. С.Галкин. Конструктивные решения высотных зданий.// Архитектура и строительство. 2007. №1. – 48-53 с.
2. В. Потерщук., Т. Пецольд. Высотное строительство – поиски новых конструктивных решений.// Архитектура и строительство. 2007. №1. – 56-58 с.
3. В. Петрухин, И. Колыбин, В. Шейнин. Геотехнические особенности небоскребов.//Высотные здания.2006.№1. – 60-65 с.
4. ТКП 45-3.02-108-2008(02250). Высотные здания.

Особенности моделирования отдельных элементов монолитного перекрытия в расчётном комплексе «Лира»

Новик В.В., Сивец Е.О.

(Научный руководитель – Гринев В.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

С ростом технического уровня развития различных сфер деятельности человека новые подходы к решению старых проблем за счёт применения более развитых технологий находят всё большее и большее применение. Ярким примером служит современное строительство, которое позволяет добиваться одновременно и высокой скорости монтажных работ и превосходного качества сдаваемых в эксплуатацию объектов. Так всё шире используется технология монолитного возведения стен, колон и перекрытий, поскольку монолит имеет определённые преимущества перед классическим способом монтажных строительных работ.

Особенно хорошо просматривается тенденция предпочтения монолитного метода возведения перекрытий, ведь конструкционные элементы, изготовленные таким передовым способом менее затратны, но, тем не менее, не только не уступают в качестве, но и по многим параметрам превосходят стандартные. Основными преимуществами такого вида возведения перекрытий являются возможность придания ему почти любой формы, легкодоступность материалов для их возведения, возможность формирования «единых» большепролетных перекрытий, простота отделки. Однако самым важным преимуществом является возможность индивидуального проектирования под каждый конкретный объект. Это способствует не только экономии материалов, которая напрямую приводит к уменьшению издержек и стоимости возводимого объекта, но и уменьшению их толщины, за счёт которого расширяется пространство проектируемого помещения.

Во время анализа доступной литературы подобных экспериментов обнаружено не было, самыми близкими к данной тематике были исследования в области моделирования монолитных железобетонных перекрытий на стальных балках. Это свидетельствует о том,

что наше изыскание является не только актуальным, но и отчасти инновационным в данной области изучения работы железобетона. С учётом вышеперечисленных фактов можно установить необходимость более глубоких дальнейших исследований.

С целью выявления правильной модели было составлено несколько вариантов схем реализации монолитного перекрытия и его элементов для расчётной системы «Лира» ПК ЛИРА — многофункциональный программный комплекс, предназначенный для проектирования и расчета машиностроительных и строительных конструкций различного назначения. Расчёты в программе выполняются как на статические, так и на динамические воздействия. Основой расчётов является метод конечных элементов (МКЭ). Различные подключаемые модули (процессоры) позволяют делать подбор и проверку сечений стальных и железобетонных конструкций, моделировать грунт, рассчитывать мосты и поведение зданий в период монтажа и т. д.

Планируемая конструкция представляет собой монолитные квадратные плиты перекрытия размерами 9х9 метров с ригелями и колоннами (рис. 1).

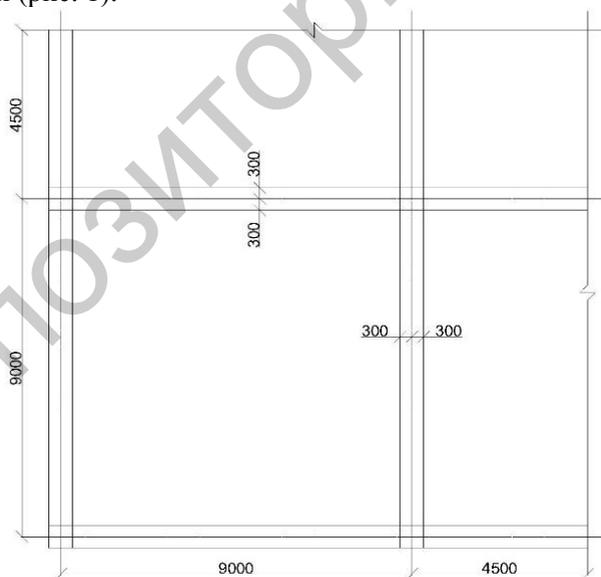


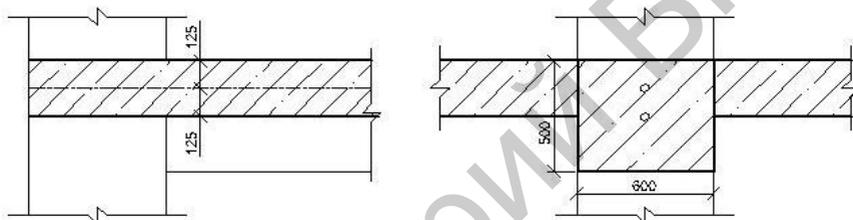
Рисунок 1. Фрагмент перекрытия

Была составлена пространственная модель фрагмента здания, в которой основная плита перекрытия моделировалась пластинчатыми элементами, колонны – стержневыми, а балки моделировались как стержневыми, так и пластинчатыми элементами. С целью выявления правильной модели было составлено несколько вариантов схем реализации монолитного перекрытия и его элементов.

Также примем полезную нагрузку (P1) и собственный вес (P2) равными соответственно $P1 = 0.8 \text{ т/м}^2$ и $P2 = 0.84375 \text{ т/м}^2$.

Основным аспектом для планирования моделирования является задание узла «плита-ригель-плита». В работе были приняты следующие варианты задания элементов узлов:

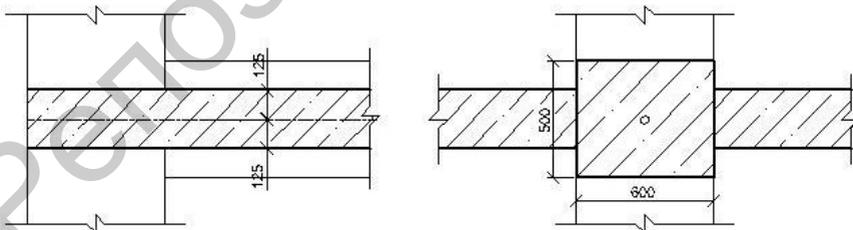
Вариант 1:



Моделируем балку в расчетном комплексе из пластинчатых элементов. Параметры модели:

- размеры сечения $600 \times 500 \text{ мм}$;
- центры тяжести плиты перекрытия и балки-плиты не совпадают.

Вариант 2:

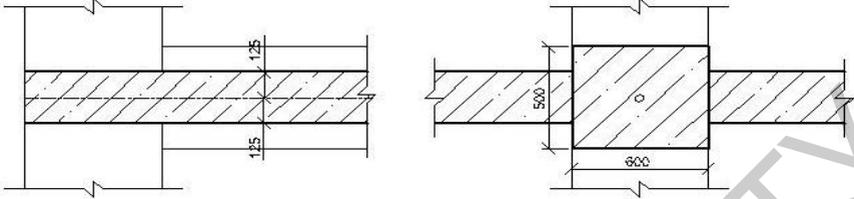


Моделируем балку в расчетном комплексе как плиту из пластинчатых элементов со следующими параметрами:

- размеры сечения $600 \times 500 \text{ мм}$;

– центры тяжести плиты перекрытия и балки-плиты совпадают.

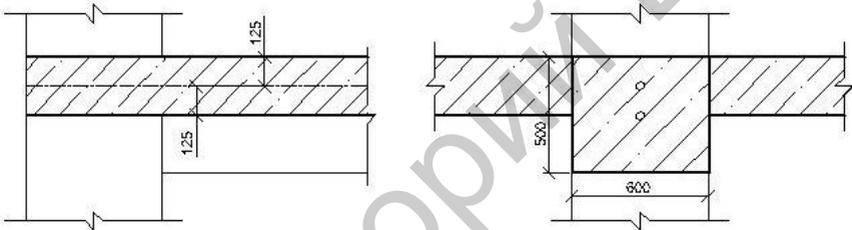
Вариант 3:



В данном варианте моделируем балку из стержневых элементов со следующими параметрами:

- размеры сечения 600×500 мм;
- центры тяжести плиты перекрытия и балки совпадают.

Вариант 4:

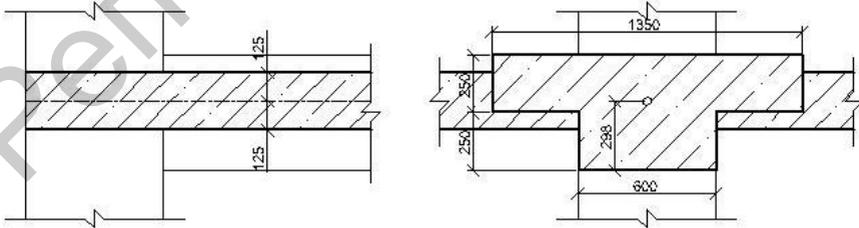


Параметры моделируемой балки:

- размеры сечения 600×500 мм;
- центры тяжести плиты перекрытия и балки не совпадают.

В четвертом варианте можем наблюдать эксцентриситет осей плиты перекрытия и балки.

Вариант 5:

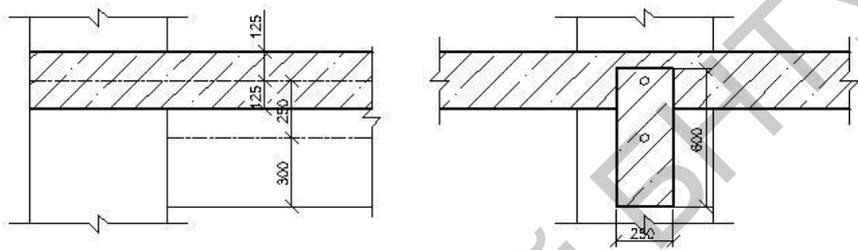


В данном варианте моделируем тавровую балку со следующими параметрами:

– максимальные размеры сечения 1350×500 мм, стенка 600×250 мм;

– центры тяжести плиты перекрытия и тавровой балки совпадают.

Вариант 6:



Моделируем балку со следующими параметрами:

– размеры сечения 600×250 мм;

– центры тяжести плиты перекрытия и балки расположены на расстоянии 250 мм.

Для данных вариантов в системе «Лира» были составлены расчетные схемы (рис. 2).

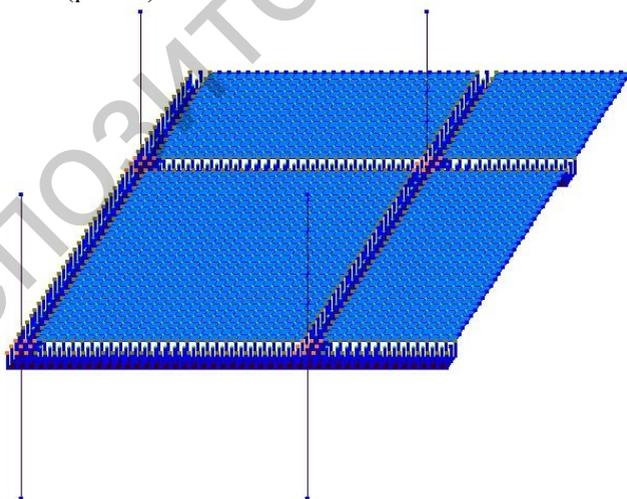


Рисунок 2. Общий вид расчетной схемы

По результатам расчётов были построены эпюры изгибающих моментов в анализируемой балке (рис. 3).

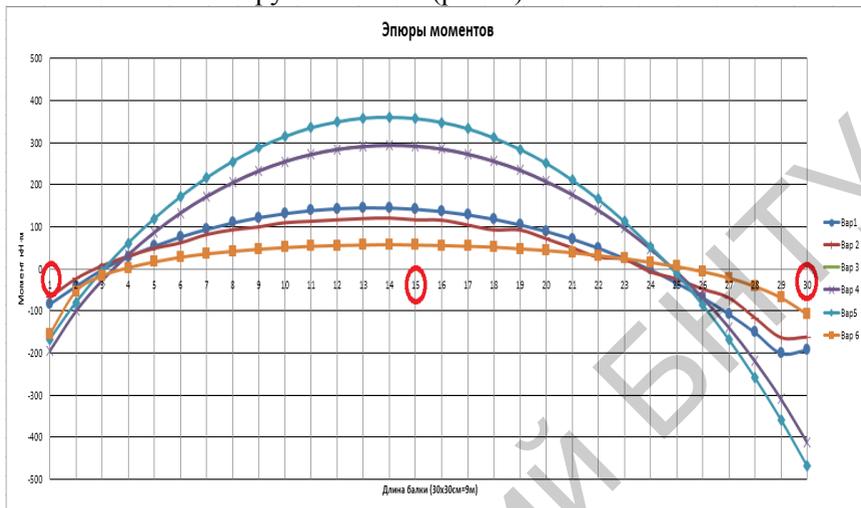


Рисунок 3. Эпюра изгибающих моментов по длине балки

Как можно заметить по полученным данным – характер изменений во всех вариантах одинаков. Небольшие различия будут наблюдаться лишь для первого и второго случая на 28, 29 и 30-ом участках – но эти различия легко объясняются моделированием балки пластинчатыми конечными элементами. Очевидно различие в числовой величине в зависимости от выбранных вариантов, несмотря на единый характер полученных данных. Для наглядности рассмотрим разницу между максимальным и минимальным значением в сравнении со средним значением момента в трёх точках

– точках соединения ригельных балок (точка 1 и 30) и в середине пролёта балки (точка 15).

Для точки 1 имеем: $M_{\max} = -194 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_{\min} = -68,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$ $\text{Ср.}M = -143,42 \text{ кН}\cdot\text{м}$
 $\Delta M_{\max} = 35,26\%$ $\Delta M_{\min} = 52,52\%$.

Для точки 30 имеем: $M_{\max} = -469 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_{\min} = -162,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$
 $\text{Ср.}M = -292,15 \text{ кН}\cdot\text{м}$ $\Delta M_{\max} = 60,54\%$

$\Delta M_{\min} = 44,34\%$.

Для точки 15 имеем: $M_{\max} = 357 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_{\min} = 57 \text{ кН}\cdot\text{м}$ $\text{Ср.}M = 209,68 \text{ кН}\cdot\text{м}$
 $\Delta M_{\max} = 62,36\%$ $\Delta M_{\min} = 72,82\%$

В ходе проведенных исследований было изучено влияние жесткости элементов на величину изгибающего момента. Полученные результаты, позволят оптимально проектировать монолитные железобетонные перекрытия и более точно выполнять расчеты в программных комплексах, которые реализуют метод конечных элементов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Руководство пользователя программным комплексом «Ли́ра 9.6» R7

Прогрессивные виды бетонов нового поколения

Петрусевич В.А., Расанец М.А.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В конце XX в. в технологии бетона произошли значительные изменения: появились модифицированные с помощью высокоэффективных добавок бетоны нового поколения, новые понятия и термины, изменились некоторые традиционные конструкторские и технологические нормативы.

Ключевой фактор технологии производства таких бетонов – комплексное использование обладающих высокой пуццолановой активностью дисперсных материалов, в основном микрокремнезема, и суперпластификаторов.

Прогресс в получении новых видов бетонов долгое время отождествляли, главным образом, с их более высокой прочностью на сжатие. Термин «бетон высокой прочности» (или «высокопрочный бетон») ранее использовался по отношению к бетонам классов В30...В50, соответствующих в современных нормах классам $C^{25}/_{30}$... $C^{40}/_{50}$ и характеризующих бетоны т.н. нормальной прочности. В настоящее время практически во всех европейских нормах прочность бетона на сжатие по-прежнему остается основной квалификационной характеристикой. Вместе с тем, американские нормы (ACI - 319) отказались от назначения параметрического ряда классов бетона по прочности на сжатие. При этом все больше внимания помимо прочности уделяется и другим важным конструктивно-технологическим характеристикам свойств бетонов (показателям долговечности, удобоукладываемости, плотности и т.д.).

В соответствии с требованиями европейских норм к высокопрочным бетонам относят бетоны, имеющие прочность на сжатие более $f_{c,cube}^G=60$ МПа ($f_{ck}=50$ МПа), приготовленные по традиционным технологиям на портландцементном вяжущем и качественных рядовых заполнителях.

Американские нормы устанавливают нижний предел, соответствующий понятию высококачественных бетонов при $f_{ck} = 55$ МПа.

В Японских нормах установлено 3 группы бетонов, исходя из значения их нормативного сопротивления f_{ck} : обычные конструкционные бетоны (18...36 МПа), высокопрочные бетоны «1» (36...60 МПа), высокопрочные бетоны «2» (более 60 МПа). Канадские нормы используют другую классификацию, согласно которой установлено пять классов высококачественных бетонов в зависимости от средней прочности на сжатие f_{cm} (см. приложение, табл.1).

В последнее время высококачественные бетоны подвергли дальнейшему разделению на группы, среди которых выделяют т.н. очень высококачественный бетон (англ. Very High-Performance Concrete – VHPC) и ультравысококачественный бетон (англ. Ultra High-Performance Concrete – UHPC). Это материалы, получаемые, главным образом, в специальных условиях и применяемые на практике пока в небольших объемах.

Очень высококачественный бетон – это бетон, получаемый в условиях строительства из составляющих исключительно высокого качества, но по традиционным технологиям и с использованием портландцементного вяжущего. В большинстве случаев к ним относят бетоны класса от C100 до C150. Основные направления работы по совершенствованию высококачественных бетонов связаны с повышением их прочности на растяжение и деформативности, т.е. исключения или снижения влияния факторов, приводящих к хрупкому разрушению структуры.

Ультравысококачественный бетон относится к последнему поколению материалов на основе портландцемента. Составы таких бетонов существенно отличаются от традиционных и, как правило, данный материал невозможно получить без применения дисперсного армирования структуры. Условно принято, что UHPC – это бетоны, показывающие прочность при сжатии более 150 МПа. Очевидно, что эта группа бетонов в дальнейшем подвергнется еще более детальной классификации по мере развития их технологий, т.к. в различных вариантах производства существенно отличаются как составы, так и способы их получения.

Современные технологии предоставляют строительному производству новые виды бетонов, имеющих высокие технологические и эксплуатационные свойства. В таблице 2 (см. приложение, табл. 2)

приведены основные виды современных бетонов и их характеристики.

Многие из этих бетонов нашли массовое применение при возведении уникальных конструкций и сооружений, превратившись в основной конструкционный материал, а некоторые, например порошковые (RPC) и MDPC, представляют собой концептуальный материал и применяются в ограниченных количествах, в основном при производстве сборных изделий или мелкоштучных деталей.

Все перечисленные высокопрочные бетоны имеют общие отличительные признаки, к которым можно отнести: – низкое водовязущее отношение, т.е. отношение количества воды затворения к сумме цемента и активной микродобавке; – большое содержание микрокремнезема (silica fume) или других высокодисперсных активных микродобавок; – ограничение крупности заполнителя; как правило, используются мелкозернистые бетоны, где в качестве заполнителя применяют высококачественные пески; – большое содержание высококачественных пластифицирующих добавок.

Кроме высокопрочных бетонов к бетонам нового поколения можно отнести: экобетон, нанобетон, кислотоупорный бетон, безусадочный бетон, жаростойкий бетон и т.д.

Рассмотрим более подробно светопроводящий бетон.

Светопроводящий бетон (LiTraCon) – один из самых молодых строительных материалов. Это комбинация стекловолокна и мелкозернистого бетона. Благодаря такому сочетанию, материал становится полупрозрачным. Точнее, он пропускает около 10% света. Сквозь него можно видеть силуэты людей и предметов интерьера. Выглядит все это очень необычно, но вряд ли получит в скором времени широкое распространение. Причина - в высокой стоимости нового материала: примерно 20 тысяч евро за кубический метр. Пока известно лишь об одном случае масштабного применения "литракона" – при строительстве административного здания концерна BMW в Лейпциге.

Приложение

Таблица 1.

Классы высококачественных бетонов в зависимости от их средней прочности на сжатие					
Средняя прочность f_{cm} ,	50	75	100	125	150

Мпа					
Класс	I	II	III	IV	V

Таблица 2.

Виды бетонов	Характеристика	Область применения
Высокопрочные High-Strength Concrete (HSC)	Прочность при сжатии 80-150 МПа	Элементы каркасов высотных зданий, конструкции мостов, путепроводов и др.
Сверхвысокопрочный Ultra High-Strength Concrete (UHSC)	Прочность при сжатии более 150 МПа	Специальные кон- струкции и элемен- ты(например, опоры морских буровых платформ в северных широтах)
Низкой проницаемости и высокой коррозион- ной стойкости, не тре- бующие "вторичной" защиты	Марка по водонепроницае- мости выше W16	Подземные соору- жения, эксплуатиру- емые в условиях агрессивного воздей- ствия жидких сред
С улучшенными де- формационными ха- рактеристиками Shrinkage compensated Concrete	Бетоны с компенсированной усадкой или с расширением; с повышенной термической трещиностойкостью	Протяженные моно- литные конструкции; массивные фунда- ментные плиты
Самоуплотняющиеся Self-Compacting (SCC)	Высокоподвижные самовы- равнивающиеся смеси ста- бильной консистенции с рас- плывом конуса более 60 см, не требующие виброуплот- нения	Густоармированные конструкции слож- ной конфигурации
Порошковые Reactive powder Concrete (RPC)	Мелкозернистые бетоны прочностью 180-250 МПа	Мелкообъемные элементы, огражда- ющие конструкции и детали
Без макродефектов Macro Defect-Free Con- crete (MDFC)	Мелкозернистые бетоны по- ристостью менее 1% без мак- родефектов прочностью бо- лее 150 МПа	Мелкообъемные элементы и детали

ЛИТЕРАТУРА

1. Пецольд Т.М., Тур В.В. Железобетонные конструкции (основы теории, расчета и конструирования) – Брест: изд. БГТУ, 2003 – 379с.
2. Сивков С.П., Менделеева Д.И., Пухаренко Ю.В. и др. Наномодификация бетонов для создания многоуровневой структуры. Нанодобавки. Способы введения. Структура, свойства и строительно-технические характеристики бетонов различного назначения// Информационный научно-технический журнал «Технологии бетонов», №3(80), 2013 – с.6-16.
3. Русина В.В. Жаростойкие бетоны с использованием техногенного сырья// Ежемесячный научно-технический и производственный журнал «Строительные материалы», №1(696), 2013 – с.12 – 14.
4. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Кардумян Г.С. Уникальные бетоны и опыт их применения в современном строительстве//Периодическое издание «Промышленное и гражданское строительство», №6(579), 2013 – с.42 – 44.

УДК 699.82

**Дренаж в промышленном и гражданском строительстве,
как функция комплексной защиты подземных сооружений
от увлажнения и подтопления**

Русин А.А.

(Научный руководитель – Ловыгин Н.А.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Подземные сооружения различного назначения нередко подвергаются подтоплению. Причиной этого являются атмосферные осадки, грунтовые воды, поверхностные стоки и другие факторы. Кроме этого возможно влияние технических источников – утечек из бассейнов, резервуаров, водопроводов, канализации и т.п. Эти явления усугубляются в плотной городской застройке из-за барражирования грунтовых вод подземными частями зданий и сооружений.

Для защиты от подтопления традиционно предусматривается устройство гидроизоляционной системы, включающей гидроизоляционную мембрану, дренаж в виде отсыпки песчаной призмы и дренажных труб с фильтрующими обсыпками из песчано-гравийной смеси, керамзита и других материалов или оберток из искусственных волокнистых материалов.

Гидроизоляционная мембрана, как правило, выполняется из обмазочных или рулонных битумных и битумо-полимерных материалов и служит не более 10 – 15 лет [1]. Устройство пристенного дренажа из сыпучих материалов связано с трудоемкими работами по отрывке котлована на необходимую глубину, а также отсыпке фракционных песков, щебня, гравия. Определенные трудности связаны с качественным подбором фильтрующих материалов и большим объемом применяемого фракционированного песка и гравия. Велики при этом и транспортные расходы.

В связи с этим качество водоотводящих конструкций зачастую остается низким, ухудшая тем самым и качество гидроизоляционной системы. Наибольшие подтопления и нарушения тепло-влажностного режима помещений наблюдается в весенний период. Вся влага начинает просачиваться через стены зданий внутрь помещений. Даже при небольших дефектах гидроизоляционной мем-

браны вода просачивается в подземное сооружение, а отсутствие теплоизоляции, защищающей гидроизоляционную мембрану от разрушения, ускоряет выход последней из строя [2].

С целью улучшения условий эксплуатации подземных сооружений в последнее время были разработаны различные типы конструкций вертикальных (пристенных) и горизонтальных пластовых дренажей, позволяющих значительно сократить использование песчано-гравийных отсыпок и увеличить водопропускную способность дренажных систем. Надежность гидроизоляционной системы сооружений в этом случае сохраняется на высоком уровне. Часто для этих целей используют дренажные плиты из фильтрационных материалов [3].

Дренажные плиты из фильтрационных бетонов на основе различных связующих и заполнителей имеют пористую структуру образованную таким образом, чтобы связующее (например, цементный раствор) только обвалакивало зерна заполнителя, оставляла пространство между ними. Внутри плит формируются отверстия для отвода воды. Основные характеристики фильтрационных бетонов: коэффициент фильтрации $K_{\phi} = 50\text{--}500$ м/сут.; прочность при сжатии $R_c = 2,5\text{--}10,0$ МПа; толщина дренажной плиты $d = 8\text{--}10$ см.

Крупнопористые плиты на основе фильтрационного пенополистирола или пенополиэтилена имеют значительные преимущества перед фильтрационным бетоном: малую массу $\rho_0 = 18\text{--}20$ кг/м³, высокую водопроницательную способность $K_{\phi} > 1000$ м/сут., стойкость к агрессивным грунтовым водам.

Наличие в грунтах илистых и глинистых частиц приводит к заполнению фильтрующих полостей, снижению дренажной способности плит. Для обеспечения длительной работы в дренажах используют геотекстильные материалы, которые фильтруя воду, задерживают частицы грунта и препятствуют их проникновению в дренажную систему.

Геотекстильные материалы и конструкции с их использованием уже более 30 лет используются в дорожном, гидротехническом и подземном строительстве.

Геотекстилем называют водопроницаемые тканые, нетканые, вязаные и композиционные полотна из синтетических волокон, вы-

полняющие три основные функции в массиве грунта – сепарацию, фильтрацию и армирование.

Большинство синтетических материалов, используемых в настоящее время, достаточно устойчиво к растворам солей, щелочей, кислот, а также микроорганизмам, содержащихся в грунтовых водах.

Тканые геотекстильные материалы состоят из волокон имеющих взаимно перпендикулярное направление. Они отличаются друг от друга видом волокна и типом плетения (холстовое, панамское, диагональное), а также числом нитей на единицу площади.

Нетканые геотекстильные материалы получают тремя способами – механическим (иглопробивные), термическим (термоупрочненные), адгезивным (клееные). Наибольшее распространение получили иглопробивные и термоупрочненные материалы.

В отличие от тканых материалов у нетканого геотекстиля с неупорядочно расположенными волокнами механические свойства не зависят от направления приложения нагрузки. Растягивающие усилия передаются только на одну часть волокон, а другие переориентируются в направлении растяжения.

Вязаные материалы состоят из одной или нескольких волоконных систем, петлеобразно соединенных друг с другом в виде пряжи. Особенностями этих материалов является высокая прочность на растяжение при небольшом относительном удлинении вдоль волокон пряжи; возможность восприятия нагрузки в диагональном направлении.

Область применения геокомпозитов весьма разнообразна и обширна: вертикальный и горизонтальный дренаж; крепление насыпей и откосов; стабилизация грунта; армирование склонов, подпорных стенок; пластовый дренаж сооружений и садов на крышах; пристенный дренаж туннелей и т.п.

Анализ существующих в настоящее время дренажных систем позволяет сделать вывод о том, что самую надежную защиту зданий и сооружений обеспечивает устройство пристенного и горизонтального пластового дренажа с использованием геокомпозитов в сочетании с трубчатым дренажом. Геокомпозиты различных конструкций возможно применять при любом типе грунта к глубине заложения

ния сооружения до 15 – 20 м, а также в условиях воздействия агрессивных грунтовых вод.

ЛИТЕРАТУРА

1. Паноко П.П., Ловыгин А.Н. Гидроизоляция конструкций подземных сооружений как функция их надежности и долговечности. Современные методы расчета и обследований железобетонных и каменных конструкций // Материалы 67-студенческой научно-технической конференции. Минск. БНТУ. 2011
2. Самусевич Д.В., Ловыгин А.Н. Теплоизоляционная защита конструкций подземных сооружений как фактор системного обеспечения их работоспособности и долговечности. Современные методы расчета и обследований железобетонных и каменных конструкций // Материалы 68-студенческой научно-технической конференции. Минск. БНТУ. 2012
3. Шилин А.А., Зайцев М.В. и др. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте. // Тверь. 2003.

**Анализ эффективности применения трубобетонных колонн
квадратного сечения**

Сабук И.В.

(Научный руководитель – Рак Н.А.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Увеличение масштабов строительства высотных зданий требует применения надежных и экономичных вертикальных несущих конструкции. Одним из примеров таких несущих элементов служат трубобетонные колонны (ТБК), которые широко внедряются на стройплощадках в экономически развитых странах мира [1].

Следует отметить, что в настоящее время наиболее изучены трубобетонные конструкции круглого поперечного сечения, в которых в наибольшей степени проявляется эффект обоймы. Однако круглая поверхность колонны усложняет их применение с конструктивной точки зрения, вызывает дополнительные сложности при устройстве стыков колонн с несущими элементами перекрытий.

В Еврокоде и нормативных документах других стран (Китай, США, Япония и др.) при расчете ТБК квадратного поперечного сечения работа бетона в условиях объемного сжатия не учитывается. Это приводит к недоиспользованию ресурса их несущей способности. В актуализированных строительных нормах России и нормах Беларуси подобной методики вообще нет.

Целью данной работы является выполнение сравнительного анализа методик расчета ТБК [2] и [3] и оценка эффективности применения ТБК по сравнению с железобетонными колоннами с жесткой арматурой.

В работе [2] предложена методика расчета коротких трубобетонных колонн квадратного сечения $h/b = 4$. Суть ее заключается в нахождении зоны поперечного сечения, где главные напряжения σ_1 и σ_2 обоих направлений имели знак минус. С учетом главного сжимающего напряжения σ_3 , для всех зон действующего по направлению, практически совпадающему с продольной осью рассматриваемого элемента, данная зона поперечного сечения соответствует области объемного сжатия бетонного ядра. Эта зона представляет со-

бой квадрат с закругленными углами со стороной порядка $(0,52 - 0,58) b_b$, где b_b – ширина сечения бетонного ядра, и располагается в центральной части сечения образца (рис. 1).

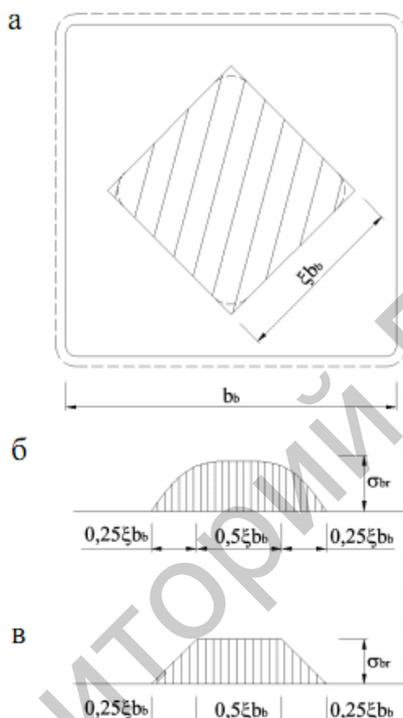


Рисунок 1. Расчетная схема для определения осредненной величины бокового сжимающего напряжения по [2]

(а – поперечное сечение с зоной объемного сжатия в центре; б – фактическая эпюра боковых сжимающих напряжений; в – принятая к расчету эпюра боковых сжимающих напряжений)

В центре зоны объемного сжатия можно выделить участок с размерами, равными половине этой зоны, в пределах которого главные сжимающие напряжения σ_1 и σ_2 равны между собой и соответствуют радиальным напряжениям трубобетонных колонн круглого поперечного сечения с аналогичными геометрическими и конструктивными параметрами. Эти напряжения равны:

$$\sigma_{br} = \frac{\mu_p R_{s,p}}{k},$$

в которой μ_p – коэффициент армирования трубобетонной колонны; R_s – предел текучести стали оболочки; k – коэффициент бокового давления, определяемый по формуле:

$$k = 7 - 1,2 \frac{\mu_p R_{s,p}}{R_b},$$

В [2] предложена формула для вычисления осредненной величины радиального напряжения по всему сечению в бетоне σ_{brm} , которая связана с прочностью при объемном сжатии:

$$R_{b3} = R_b + k \sigma_{brm}$$

После принятия с некоторым запасом $\xi = 0,52$ и преобразований получены следующие формулы:

$$R_{b3} = R_b + 0,4 \mu_p R_{s,p}$$

$$N = R_{b3} A + 0,9 R_{s,p} A_p,$$

где A_p – площадь сечения стальной оболочки.

В нормах [3] приведена другая методика расчета, в которой работа бетона в обойме не учитывается.

Согласно [3] несущую способность сталежелезобетонного поперечного сечения на сжатие в пластической стадии $N_{pl,Rd}$ следует определять суммированием несущих способностей в пластической стадии его компонентов:

$$N_{pl,Rd} = A f_{yd} + 0,85 A f_{cd} + A f_{sd}$$

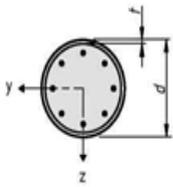
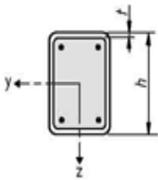
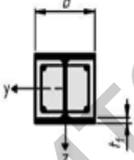
Выражение применяют к полностью или частично обетонированным стальным сечениям. Для замкнутых сечений, заполненных бетоном, коэффициент 0,85 в формуле может быть заменен на 1,0.

С учетом требований таблицы 6.3 [3] и следующих требований:

$\bar{\lambda} \leq 2,0$, где $\bar{\lambda}$ – условная гибкость,

– коэффициент влияния стали δ , характеризующий долю усилия, воспринимаемого стальным сечением, должен удовлетворять следующему условию: $0,2 \leq \delta \leq 0,9$.

Таблица 6.3 — Максимальные значения (d/t), (h/t) и (b/t), f_c , Н/мм²

Поперечное сечение	$\max(d/t)$, $\max(h/t)$ и $\max(b/t)$
<p>Круглая труба</p> 	$\max(d/t) = 90 \cdot \frac{235}{f_c}$
<p>Прямоугольная труба</p> 	$\max(h/t) = 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_c}}$
<p>Двутавр с частичным обетонированием</p> 	$\max(b/t) = 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_c}}$

Для выполнения сравнения были взяты следующие исходные данные:

Бетон: C²⁵/₃₀, C³⁰/₃₇, C⁴⁰/₅₀

Профиль: □ 300×300×8 ГОСТ 30245-94, сталь С375.

Результаты расчетов сведены в табл. 1:

Таблица 1. – Несущая способность ТБК по методикам [2] и [3]

Методика расчета	C25/30	C30/37	C40/50
N2	5524.095	5794.129	6334.195
N3	4159.542	4429.575	4969.642

$\frac{N_2}{N_3}$	1.33	1.31	1.27
-------------------	------	------	------

Как показали вычисления несущая способность горизонтального рассчитанная по методике [2], превышает в среднем на 34,5% его несущую способность, рассчитанную по методике [3]. Данное расхождение обусловлено тем, что первый метод учитывает влияние эффекта обоймы.

Сравним теперь расход металла на ТБК (при расчете по [2]) и равнопрочную ей железобетонную колонну с жесткой арматурой. При этом расчет железобетонных элементов с жесткой арматурой выполняем по п.7.1.2.17 норм [4].

Результаты расчетов приведены в табл.2, в которой A_{sa} – площадь поперечного сечения профиля ТБК; A_{sl} – требуемая площадь поперечного сечения жесткой арматуры железобетонной колонны.

Таблица 2. – Сравнение площади сечения стали для равнопрочных ТБК и железобетонных элементов с жесткой арматурой

N_{rd} , кН	5524.095	5794.129	6334.195
A_{sl} , см ² по [4]	136,89	137,38	138,38
A_{sa} , см ² по [2]	89,9	89,9	89,9
Экономия металла, см ²	46,99	47,48	48,48
Экономия металла, %	34,3	34,6	35,0

Сравнение расчетов трубобетонной колонны с квадратным сечением и железобетонной колонны с жесткой арматурой показало, что применение ТБК позволяет сэкономить до 35% металла и сократить трудозатраты. Эти результаты подтверждают эффективность применения ТБК квадратного сечения в современном строительстве.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кришан, А.Л. Трубобетонные колонны с предварительно обжатым ядром / А.Л. Кришан – Ростов н/Д.: Рост. гос. строит. ун-т, 2011. – 372 с.

2. Кришан, А.Л. Прочность трубобетонных колонн при осевом сжатии / А.Л. Кришан, С.А. Мельничук // Вестник МГТУ им. Носова. – 2012. – с. 51-54.
3. ТКП EN 1994-1-1 Еврокод 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Мн., МАиС, 2009. – 105 с.
4. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн., МАиС, 2003. – 139 с.

Репозиторий БНТУ

Адаптация проектных решений крупнопанельных жилых домов в условиях применения технологического оборудования зарубежных производителей.

Сидоренко А.Д.

(Научный руководитель – Смех В.И.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В течение последних лет специалисты проектных институтов и предприятия-производители сборного железобетона, работающие в области индустриального домостроения, встали перед необходимостью совершить качественный скачок в решениях и подходах, применяемых при проектировании нового поколения жилых домов и производстве сборных железобетонных изделий для них.

Это было вызвано следующими условиями:

– назревшей необходимостью приведения проектов массового применения в соответствие с изменившимися архитектурно-планировочными, конструктивными, пожарно-техническими и другими требованиями, а также повысившимися требованиями к теплозащите зданий и энергосбережению;

– поставленной в республике задачи увеличить объемы строительства жилья в рамках принятой программы реконструкции заводов КЖД.

– переходом на применение современных технологий, используемых предприятиями по выпуску сборного железобетона за рубежом с привлечением к модернизации ДСК ведущих зарубежных фирм.

До недавнего времени, одним из основных условий, которое проектировщики должны были выполнять по требованию заказчика, являлось сохранение существующей технологии производства, и все модернизации и корректировки сводились к изменению начинки панелей. Это было вызвано стоимостью бортоснастки, затраты на которую несоизмеримы со стоимостью проектных работ. При замене изношенной бортоснастки, которая в силу этих же причин производилась частями, повторялись профили и решения уровня 25...30-летней давности. Причем в ряде случаев, эти профили раз-

работывались еще для однослойных панелей, без учета современных толщин слоев, конструкции анкеров и т. п.

Надо отметить, что при разработке объемно-планировочных решений главной является задача энергосбережения. Как правило, современные крупнопанельные здания в Германии, Швеции, Финляндии имеют простые очертания, минимальный периметр наружных стен, балконы и лоджии выходят за отапливаемый прямолинейный контур здания. Крепление балконов и лоджий к основным конструкциям здания и перекрытиям обеспечивается применением специальных элементов типа Halfen-Deha, Shock, которые минимизируют «мостики холода», а также специальных колонн-стоек. Размеры таких балконов позволяют удобно использовать их для отдыха (рисунок 1).



Рисунок 1. Пример застройки крупнопанельных домов в г. Тампере (Финляндия)

Оконные проемы имеют максимальную площадь остекления на фасадах, обращенных к югу. Этажность таких домов, как правило, 3...5 этажей. Все дома выше 2-х этажей оборудованы лифтами.

Упрощенный внешний облик таких зданий успешно компенсируется высокими качествами отделки, благоустройством и комфортом проживания. Главным при решении градостроительных задач является не уплотнение существующей застройки, а создание комфортной среды проживания, способной привлечь жителей в этот район.

Заводы сборного железобетона за рубежом – это зачастую небольшие предприятия с ограниченными производственными площадями, работающие в условиях постоянно меняющейся номенклатуры. Для успешной реализации различных проектов без изменения компонентов оборудования, необходимо, чтобы решения конструкций и узлов строго соответствовали ряду определенных требований.

Непременным атрибутом универсальной технологии являются подъемные устройства многоразового использования, гильзы для пропуска коммуникаций, закладные устройства для монтажных подкосов, широкая номенклатура изделий для скрытой электропроводки (типа «Keiser») – эти компоненты во многом и обеспечивают скорость оснащения форм.

При этом борта, использующиеся на предприятиях-изготовителях изделий для КПД, имеют максимально упрощенную конструкцию (рисунок 2).



Рисунок 2. Панели перекрытия с упрощённым профилем

Как правило, это профили 2-х видов:

- универсальный прямой профиль с одной или двумя фасками для изготовления изделий всех видов толщиной от 80 мм и более для изготовления изделий всех видов;
- универсальный профиль с фасками и продольной шпонкой для изготовления плит перекрытий и внутреннего слоя наружных стеновых панелей.

Часто борта изготавливаются таким образом, чтобы на противоположных сторонах были профили разных типов. Это позволяет использовать один и тот же бортовой элемент для изделий с разным боковым профилем (рисунок 3).



Рисунок 3. Производство стеновой панели нестандартной формы

Из подобных универсальных бортов на поддоне набирается нужный контур изделия. Недостающие участки, неизбежно возникающие при этом способе формообразования, заполняются специальными плоскими элементами с профилем, соответствующим основному, или пенопластовым элементом, приклеенным к поддону.

При отсутствии металлических бортов нужной высоты используют водостойкую фанеру. При этом для устройства фасок используется специальный рулонный профиль ПВХ, крепящийся к фанере степлером или обычными гвоздями. Следует отметить, что как только производство изделия или элемента стандартных очертаний и габаритов приобретает массовый характер, фирма предпочитает изготовить индивидуальную форму, совместимую с технологией

Производители стремятся также максимально увеличивать длину применяемых бортовых элементов, если идет массовое изготовление длинных панелей – например, для строительства промышленных зданий. Этим достигается сокращение времени на оснащение поддонов и повышает устойчивость бортов во время укладки бетона, вибрации, транспортировки и т.д.

Таким образом, эффективность производства обеспечивается не только декларированной универсальностью оснастки, но и за счет выполнения целого комплекса мероприятий, включающих разработку соответствующих опалубочных систем, рецептурой применяемых бетонных смесей, сопутствующей широкой номенклатурой закладных и подъемных устройств, гибких связей, пенополистирольных плит, специально предназначенных для применения в конструкциях КПД.

К усложняющим факторам применения технологий в наших условиях можно отнести отсутствие перечисленной выше фурнитуры, или неприемлемость ее применения по ценовым условиям.

С учетом всех вариантов использования современных технологий, сравнения затрат на изготовление бортов форм, главным условием решения задачи модернизации существующих заводов КПД является разработка системы профилей и соединений, пригодная для всех видов оборудования – циркулирующих поддонов, стендов и кассет.

Проектирование бортовых систем должно основываться на следующих принципах:

- отказ от противодождевых гребней и применение стыка т.н. «плоского» типа с одинаковым нижним профилем для всех панелей;
- изготовление цокольных панелей одинаковой с этажными панелями толщины;
- применение плит лоджий без напуска на продольные наружные стены, что не требует изменений их опалубки;
- отказ от подрезки по контуру в плитах перекрытия, необходимость в которой отсутствует по определению;
- использование составных боковых бортов-разделителей, позволяющих изготавливать панели разной высоты – для типового этажа и чердака, а также технического подполья и подвала;
- узлы и стыковые соединения должны быть запроектированы таким образом, чтобы ни в вертикальных, ни в горизонтальных стыках панелей не происходило снижения термического сопротивления.

Кроме того, конструкция панелей и узлов должна максимально исключать человеческий фактор, как при изготовлении изделий, так и при их монтаже. Известно, что изделие, при изготовлении которого

го производитель не испытывает трудностей, конструкция которого технологична и рациональна, гарантирует надежные эксплуатационные показатели.

Планировочные решения жилых домов, опалубочные чертежи панелей наружных стен, плит перекрытий и узлов изначально разрабатывались для изготовления изделий на стандовых линиях. В дальнейшем применение современных технологий позволяет значительно расширить номенклатуру производимых изделий. Универсальность бортов позволяет без проблем выпускать изделия любых форм, для осуществления поставленной объёмно-планировочной задачи при проектировании. Использование готовых подъёмных устройств и закладных деталей заметно сокращает время на бортоснастку изделий, что заметно ускоряет и упрощает производство крупнопанельных изделий на заводе и соответственно решает задачу выхода на заданную проектную мощность.

Например, удачное переоборудование Мозырского ДСК, позволило ему выйти на проектную мощность 70000 м^2 в августе 2009 г и успешно решать задачи по строительству жилых домов нового поколения в Мозыре, Гомеле и Гомельской области, Смоленске, Курске. В настоящее время завод может выпускать 85000 м^2 общей площади жилья. При этом расширяется номенклатура блок-секций и выпускаемой продукции. С помощью универсальной опалубочной системы на имеющемся оборудовании могут выпускаться любые наружные стены, если они толщиной 350 мм и предназначены для зданий с высотой этажа 2.8 м.

Так, для системы энергосберегающих индивидуальных домов для Мозырского ДСК запроектирован и в 2012 г изготовлен опытный образец наружной стеновой панели длиной 12,0 м с термическим сопротивлением $4.5 \text{ м}^2 \cdot \text{С/Вт}$ (рисунок 4).



Рисунок 4. Экспериментальная 3-слойная наружная стеновая панель длиной 1 2м с термическим сопротивлением $4.5 \text{ м}^2 \cdot \text{С/Вт}$

Оказалось, что вопреки сложившемуся мнению о стендовом производстве, как менее универсальном, запроектированные на основе изложенных принципов линии в наших условиях оказались не только эффективными и мобильными, но и экономичными.

ЛИТЕРАТУРА

1. Методология и принципы ценообразования в строительстве. Инновационные технологии в строительной отрасли и их внедрение. Материалы I международной научно-практической конференции (г. Минск, 23-24 мая 2013 года). РНТЦ 2013.
2. PRE-FAB by Weckenmann (Журнал компании Weckenmann для предприятий по производству бетонных конструкций) вып.3 Ноябрь, 2011.
3. Энергоэффективное строительство в Республике Беларусь. Сборник докладов международной конференции (г. Минск, 28 февраля 2013 года) МАИС РБ 2013.

Вторичное использование бетона

Специан В.С.

(Научные руководители – Латыш В.В., Делендик С.Н.)

Белорусский национальный технический университет,

Минск, Беларусь

Развитие человеческой цивилизации определялся уровнем производства предметов потребления – продуктов питания, жилищ, транспортных средств, бытовой техники и др. Каждый уровень производства связан с образованием отходов. И чем выше уровень цивилизации, тем больше отходов она производит. Осознание того, насколько неблагоприятно влияют отходы на окружающую среду, пришло сравнительно недавно. На сегодняшний день совершенствование системы обращения с отходами признается одной из главных проблем в области охраны окружающей среды.

Бетон превратился в настоящее время в наиболее используемый в мире материал, его достижения стали почти легендарными, и его использование оказало огромное влияние на формирование современной цивилизации и на все формы современной инфраструктуры. Из бетона строятся как культовые и, так и обыденные уникальные здания и сооружения. В результате разборки зданий и сооружений, а также накопления некондиционной продукции на предприятиях сборного железобетона образуются значительные количества так называемого бетонного лома.

Экология бетона

Оксфордский центр по устойчивому развитию совместно с Советом по железобетону Великобритании подготовили материал о достоинствах бетона – как материала архитектурно привлекательного и экологически благоприятного, отвечающего всем требованиям устойчивого строительства. Во многих офисных зданиях из других современных материалов, по данным специалистов, возникают проблемы со здоровьем у работающего там персонала, получившие название “синдром нездоровых зданий”, приносящий ежегодно убытки в 600 млн. стерлингов вследствие потерь рабочего времени.

Благоприятный климат внутри помещений позволяет повысить производительность труда персонала на 6% – 16%.

Говоря о других достоинствах бетона по отношению к окружающей среде, нужно отметить, что его компоненты наименее дефицитны и места их добычи достаточно легко могут быть рекультивированы. Являясь почти инертным, бетон является идеальной средой для использования многочисленных отходов и вторичных продуктов переработки, которые в ином случае заполняли бы отвалы и свалки. Изготовление бетона и доставка его к месту его укладки также весьма энергоэкономичны по сравнению с другими строительными материалами. В США, например, около 60% бетона производится в пределах 180 км от места применения (металл и дерево перевозятся за несколько сот и даже тысяч километров). Единственно энергоемкий компонент бетонной смеси – цемент – занимает всего от 10% до 15% его объема и при этом за рубежом от 20% до 70% энергии для его производства получают от альтернативных источников (сжигания автопокрышек, деревянных поддонов, одноразовой посуды и других горючих отходов).

Повсеместно доступный, технологичный и недорогой материал – бетон – составляет в наши дни большую часть городской застройки. И в наступившем столетии, по всей видимости, бетону уготована та же роль в окружающих нас зданиях и сооружениях, причем не только на Земле, но и в космическом пространстве. По данным ученых, на Луне имеются все основные компоненты бетонной смеси – песок и вода. Те же компоненты являются целью поиска новых европейских и американских экспедиций на Марс. Комитет по лунному бетону уже давно создан в рамках Американского института бетона.

Переработка строительных отходов и вторичное использование бетона

Проблема утилизации строительных отходов остро стоит во всем цивилизованном мире. По данным международной организации RILEM в странах ЕС, США и Японии к 2000 г. ежегодный объем только бетонного лома составил более 360 млн.т. Начиная с 70-х годов во многих странах ведутся ширококомасштабные исследования в области переработки бетонных и железобетонных отходов,

изучения технико-экономических, социальных и экологических аспектов использования получаемых вторичных продуктов. Переработка бетонного лома направлена в настоящее время в основном на получение вторичных заполнителей и высвобождение арматурной стали. Энергозатраты при добыче природного щебня в 8 раз выше, чем при получении щебня из бетона, а себестоимость бетона, приготавливаемого на вторичном щебне, снижается на 25%. Однако стоит отметить, что полностью заменять гранитный щебень вторичным в конструкциях нельзя. По данным исследования данного вопроса РУП "Институт БелНИИС" в конструкции можно вводить до 30% вторичного щебня.

Зарубежный опыт в переработке строительных отходов.

В мировой практике применяются два основных принципа организации переработки тяжелых строительных отходов и некондиционной продукции стройиндустрии:

1. переработка образовавшихся отходов на месте их возникновения (на стройплощадке) – не позволяет применять высокопроизводительное оборудование, обеспечивающее получение чистого и фракционированного продукта;

2. переработка отходов на специальных комплексах – предусматривает дополнительные транспортные расходы на доставку отходов к месту переработки, которые компенсируются эффективной работой дробильно-сортировочного комплекса большой мощности, возможностью более глубокой переработки, отбором всех посторонних включений, возможностью организации постоянной логистики и маркетинга, относительно простым решением экологических проблем.

Таблица 1. – Сравнение площади сечения стали для равнопрочных ТБК и железобетонных элементов с жесткой арматурой (их более 20).

Страна	Отходы строительства, млн.т	Повторно использовано, %
Нидерланды	11	90
Бельгия	7	87
Великобритания	30	45
Германия	59	17

Например, в Германии в каждой земле существуют крупные перерабатывающие комплексы. Только в Берлине (где снос построенных во времена ГДР панельных пятиэтажек даже не планируется).

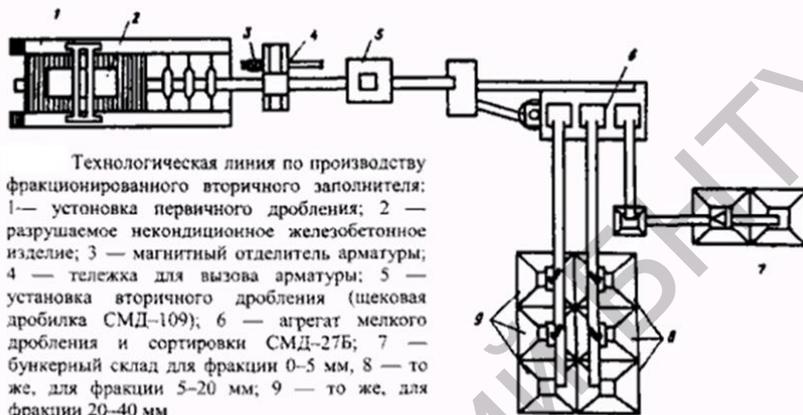


Рисунок 1. Технологическая линия по производству фракционированного вторичного заполнителя

Производительность комплексов в зависимости от их комплектации и загрузки составляет 100-800 тыс. т в год.

Отечественный опыт переработки строительных отходов.

На территории бывшего СССР работы начаты в Москве, в начале 80-х годов, где также существовал фактор высокой стоимости земли под отвалы. Первое применение дробленого бетона началось с использованием его в качестве подсыпки под временные дороги и для заполнения пустот и оврагов.

В 2008 году принят Закон Республики Беларусь «Об обращении с отходами». С принятием Закона изменились принципы государственной политики в области обращения с отходами - приоритетность использования отходов по отношению к их обезвреживанию или захоронению и иное.

Особое внимание уделяется обращению со строительными отходами, увеличению объемов их переработки и использования. В настоящее время в Гродненской области, к примеру, строительные отходы, образующиеся при производстве строительных материалов,

перерабатываются и используются повторно практически в полном объеме на таких предприятиях, как ОАО «Сморгоньсиликатобетон», ОАО «Красносельскстройматериалы», ОАО «Гродненский комбинат строительных материалов», ОАО «Гродножилстрой», ОАО «Гроднопромстрой».

Таблица 2. – Физико-механические характеристики щебня из дробленого бетона

Щебень	Фракция, мм	Насыпная плотность, кг/м ³	Водопоглощение, %	Показатель дробимости	
				в сухом состоянии	в насыщенном водой состоянии
<i>Без обработки</i>	5-10	1170	7	22,5	29,2
	10-20			20	23,9
	5-20				
<i>После самоизмельчения</i>	5-10	1310	4,3	13,3	16,8
	10-20			20,1	20,9
	5-20			17,7	19,3
<i>После помола в шаровой мельнице</i>	5-10	1350	3,8	11,2	13,4
	10-20			12,7	11,8
	5-20			12,1	12,2

Установлено, что применение крупных заполнителей из дробленого бетона классов С20/25...С40/50 позволяет получать бетон той же или незначительно (на 5...10%) ниже прочности бетона на природных заполнителях. С уменьшением крупности вторичного заполнителя (до 3...10 мм) при прочих равных условиях прочность существенно снижается. Использование вторичных заполнителей увеличивает деформативность бетона: она тем больше, чем меньше крупность заполнителя и прочность бетона, подвергаемого дроблению. Модуль упругости бетона на вторичных заполнителях снижается на 7...18% по сравнению с бетоном на природных заполнителях.

Положительный эффект достигается при использовании крупного заполнителя из дробленого бетона в сочетании с природным кварцевым песком. Также преимущество в низкой цене, в среднем, он в два раза дешевле гранитного щебня, что очень выгодно.

ЛИТЕРАТУРА

1. Электронный научный журнал «Инженерный вестник Дона» (<http://www.ivdon.ru>).
2. Сухая-засыпка.py (<http://suhaja-zасыпка.ru>).
3. A. Leshchinsky, M. Lesinskij. Concrete aggregate from construction and demolition waste, BFT, N8, 2003, pp. 14-22.
4. Specification for concrete with recycled aggregate, RILEM TC 121-DRG, Materials and Structures, V. 27, 1994, pp. 557-559.
5. Кикава О. Ш., Соломин И. А. «Переработка строительных отходов». — М.: «СигналЪ», 2000 г.
6. СтройПРОФиль – общероссийский журнал строительной отрасли. Строительные материалы и технологии №104 (12.02.2013).

Прогрессирующее обрушение

Титов А.Л.

(Научный руководитель – Зверев В.Ф.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Тема расчета на прогрессирующее обрушение раскрыта в ТКП 45-3.02-10-2008 «Высотные здания» [1], там же даны следующие определения:

Высотное здание – многоэтажное здание жилого назначения высотой от 75 до 100 м включительно, общественного и многофункционального назначения высотой от 50 до 200 м включительно. Высота здания – разность отметок от поверхности проезжей части ближайшего к зданию проезда до отметки пола верхнего этажа, не считая технического.

Прогрессирующее обрушение – разрушение несущих конструкций здания в пределах трех и более этажей или на одном этаже площадью более 80 м², возникающее в результате разрушения отдельного несущего конструктивного элемента, вызванного особым воздействием.

Аварийная ситуация может быть вызвана деятельностью человека (взрывы газа, теракты, пожары, наезды транспорта, дефекты проектирования и строительства, неквалифицированная реконструкция с пристройкой, надстройкой, перепланировкой помещений, сопровождаемая ослаблением или перегрузкой несущих элементов и оснований) или природными явлениями (землетрясения, ураганы, оползни). Так как исключить вероятность возникновения подобных ситуаций полностью невозможно, необходимо обеспечить некоторую степень безопасности людей и сохранности их имущества за счет уменьшения вероятности прогрессирующего обрушения при локальных разрушениях несущих конструкций.

При проектировании высотных зданий в общем случае следует учитывать следующие особые воздействия:

– нагрузки, характеризующиеся давлением на внешние и внутренние поверхности зданий и их отдельные конструктивные эле-

менты (например, взрывы, давление ветра и другие опасные метеорологические явления);

- нагрузки, вызванные ударом (например, ударные воздействия от транспортных средств, ракеты, попадание осколков);

- вибрационные воздействия в процессе сноса;

- вынужденные деформации конструктивной системы в целом или отдельных конструктивных элементов (при пожарах, осадке опор при образовании карстовых воронок и провалов в основаниях зданий и т. д.).

Основные средства защиты зданий от прогрессирующего обрушения: резервирование прочности несущих элементов, обеспечение несущей способности ригелей колонн, диафрагм, дисков перекрытий и стыков конструкций; создание неразрезности и непрерывности армирования конструкций; повышение пластических свойств связей между конструкциями; включение в работу пространственной системы несущих элементов.

В качестве примера взято 13-ти этажное каркасное здание из монолитного железобетона. В качестве объекта для разрушения была выбрана угловая колонна (см. рис. 1), т.к. при ее удалении наблюдается наиболее значительное увеличение пролета. Расчет был проведен в программном комплексе SCAD.

В основу расчета на прогрессирующее обрушение в ПК SCAD положены следующие положения:

- в качестве исходной модели конструкции здания для расчёта на прогрессирующее обрушение принимается модель, полученная по результатам прочностного анализа и последующего подбора арматуры в элементах железобетонных конструкций и сечений элементов стальных конструкций;

- элементы расчетной схемы, моделирующие внезапно удаляемые элементы сооружения, объединяются в группы; количество элементов сооружения, одновременно вышедших из строя (обрушившихся), не ограничивается;

- расчёт выполняется для комбинации загружений, включающей постоянные нагрузки и длительные части временных нагрузок с коэффициентом 1;

– для учёта внезапности удаления элементов конструкции и эффекта падения обрушившихся конструкций вводятся коэффициенты динамичности;

– проверка элементов железобетонных и стальных конструкций, входящих в состав расчетной схемы после внезапного удаления элементов, выполняется только с учетом первого предельного состояния;

– расчётные прочностные и деформационные характеристики материалов принимаются равными их нормативным значениям.

План первого этажа на отм. 0.000

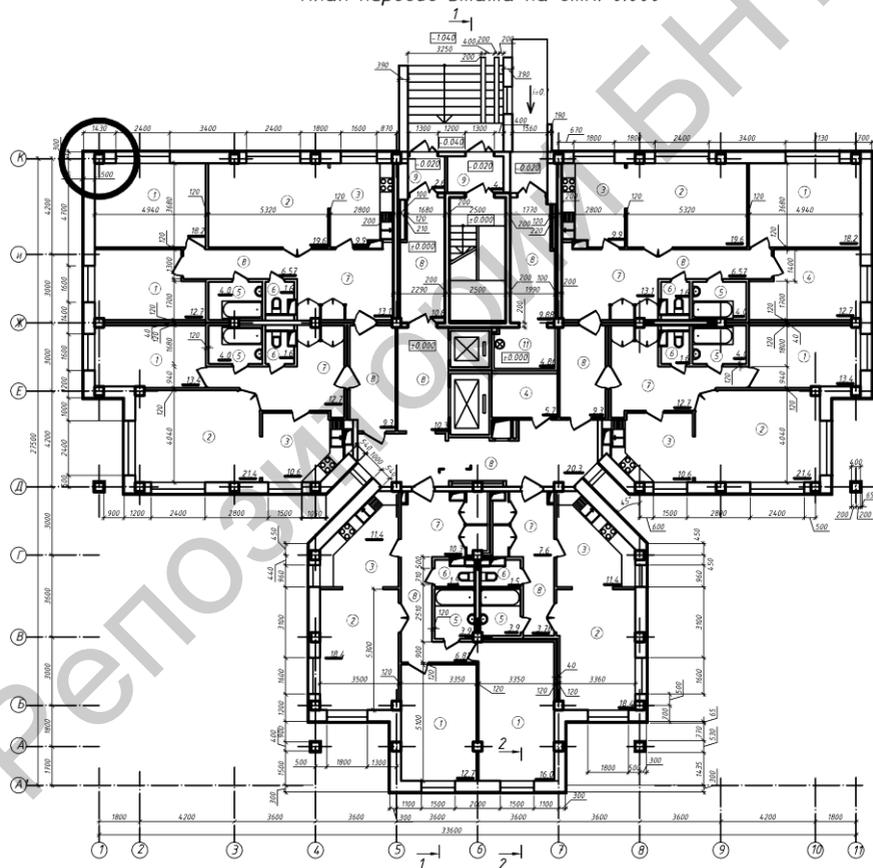


Рисунок 1. Выбор объекта разрушения

Расчет на прогрессирующее обрушение выполняется в два этапа.

Первый этап включает:

- статический и динамический (если это необходимо) расчеты с целью определения напряженно-деформированного состояния конструкции в нормальных условиях эксплуатации;
- определение расчетных сочетаний усилий (PCY);
- подбор арматуры в элементах железобетонных конструкций с учетом первого и второго предельных состояний;
- проверка и подбор прокатных сечений элементов стальных конструкций.

Для выполнения второго этапа необходимы дополнительные данные, которые включают:

- список конечных элементов, входящих во внезапно удаляемый фрагмент конструкции;
- проверочную комбинацию нагрузжений, в которую входят постоянные нагрузки и длительная часть временных нагрузок с коэффициентом 1;
- группу нагрузок, определяющую вес обрушившихся конструкций;
- коэффициент перегрузки (динамичности) - K_f для корректировки реакции системы при внезапном удалении элемента конструкции;
- для коэффициента перегрузки - K_g корректировки реакции системы на обрушение вышедших из строя конструкций (по умолчанию принимается $K_g = K_f = 2$);
- значение интервала неопределенности.

Следует отметить, что определение коэффициента перегрузки представляет собой отдельную задачу. Наиболее часто используется методика, приведенная в книге И.Н. Тихонова [2]. Но использование данного метода подразумевает ручное вычисление, из-за чего возможно неточное определение коэффициента перегрузки, что весьма сильно повлияет на результаты расчета.

Модель можно рассчитать линейным и нелинейным методом. Преимуществом первого способа является сравнительно малые затраты компьютерного времени и приемлемая точность вычисления.

Если выполняется нелинейный расчет, то следует назначить метод расчета и задать соответствующие методу параметры (количе-

ство шагов, количество итераций). Расчет будет более точным, однако время, затраченное на расчет, возрастает.

Результаты расчета отображаются в двух- и трехцветной графической интерпретации. Красным цветом маркируются вышедшие из строя элементы, желтым – попавшие в промежуток неопределенности, зеленым – сохранившие работоспособность. При расчете на прогрессирующее обрушение в ПК SCAD используются расчеты только по первой группе предельных состояний, величина прогибов и ширина раскрытия трещин не нормируются.

Многочисленно было проведено исследование на предмет выявления степени влияния жестких блоков на результаты расчета. В качестве жесткого блока был принят последний этаж, выполненный в полностью монолитном варианте (включая наружные стены). Степень влияния оказалась весьма высока – деформации по вертикали при разрушении колонны нижнего этажа уменьшились практически в два раза, также значительно снизилась величина площади разрушения (с 43 м^2 до 30 м^2 , в процентном соотношении с 6,1% до 4,3%).

Ограничение размеров области повреждений при удалении внешней колонны или несущей стены приведены в [1] и нормируют площадь разрушения следующим образом:

При удалении наружной колонны или стены требуется, чтобы площадь обрушения покрытия непосредственно над удаленным элементом была не более 70 м^2 и не более 15% от общей площади покрытия. Перекрытие, располагаемое ниже поврежденного элемента, не должно разрушаться. Любое разрушение не должно распространяться за пределы конструкций, играющих второстепенную роль по отношению к удаленному элементу.

Выводы

1. Рассчитываемое здание показало высокую степень устойчивости к прогрессирующему обрушению;
2. Наличие совмещенного с техническим этажом жесткого блока позволяет значительно уменьшить степень разрушения;
3. Модуль расчета на прогрессирующее обрушение в ПК SCAD требует дальнейшей проработки, т.к. не позволяет оценить величину деформаций, точно определить необходимые коэффициенты, учесть физическую нелинейность работы материала.

ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-3.02-108-2008 (02250): Высотные здания. Строительные нормы проектирования.
2. И.Н. Тихонов. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. Москва, 2007.

Репозиторий БНТУ

Асаблівасці рэканструкцыі з рэстаўрацыяй палаца-паркавага ансамбля XVIII стагоддзя

Хоціна М.Ул.

(Научный руководитель – Латыш Ул. В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Гістарычныя звесткі. Жыліцкі палацава-паркавы ансамбль размешчаны ў маляўнічым месцы ў вёсцы Жылічы Кіраўскага раёна Магілёўскай вобласці. З'яўляючыся класічным узорам архітэктуры XVIII - XIX стст., старажытная сядзіба арыентавалася на спалучэнне побыту і забаў, гаспадарчай дзейнасці і заняткаў мастацтвам.

Дабосненскі маёнтак належыў роду Булгакаў, з канца XVIII стагоддзя і да 1917 г. Булгакі - знакаміты шляхецкі род Мінскай губерні, які валодаў шматлікімі маёнткамі ў Мінскай, Гродзенскай і Магілёўскай губернях.

Маёнтак Дабосня займаў плошчу каля 100га. Акрамя самога палацава-паркавага ансамбля ў сядзібу ўваходзілі велізарныя сады з абодвух бакоў р.Добосня, агароды, а гэтак жа вялікія сажалкі, дзе вялася рыбная гаспадарка. На тэрыторыі маёнтка размяшчаліся гаспадарчы двор, стайні, карэтны двор, вадзяны млын, бровар, крухмальны і цукровы заводы.

Цэнтральным ядром кампазіцыі з'яўляецца палац, пабудаваны ў стылі позняга класіцызму. Ліпавыя алеі, якія акружаюць палац з трох бакоў надаюць парку рэгулярны характар. Уладальнік сядзібы Ігнацій Булгак пачаў будаўніцтва не пазней як у 1823 годзе. Будаўніцтвам палаца кіраваў архітэктар Клабукоўскі - выпускнік Пецярбургскай акадэміі мастацтваў. Кансультантам на будаўніцтве быў прафесар Віленскага ўніверсітэта Карл Падчашынскі - прадстаўнік класіцызму пачатку XIX стагоддзя.

Пасля пераходу ў 1848 годзе спадчыны малодшаму сыну Эдгару было завершана будаўніцтва палаца. У 1914 г. Эдгар Булгак прадаў Дабосню свайму пляменніку, Эмануілу Іосіфавічу Булгаку, сам з'ехаў за мяжу, дзе і памёр ў 1923 годзе.



Малюнак 1. Галоўны фасад палаца (фотаздымак пачатку XX ст.)

Эмануіл Булгак ў 1917 г. у сувязі з рэвалюцыйнымі падзеямі, якія змянілі гістарычны шлях Беларусі, быў таксама вымушаны назаўсёды пакінуць бацькоўскі дом. Вядома, што Эмануіл, апошні ўладальнік маёнтка Дабосня, жывіў у Францыі і памёр ў 1943 годзе, не пакінуўшы нашчадкаў.



Малюнак 2. Інтэр'ер сталовай (фотаздымак пачатку XX ст.)

За перыяд калектывізацыі былі пашкоджаныя і выбылі з эксплуатацыі аранжарэя і флігель, які прымыкаў да яе. У час вайны

1941...1945гг. гэтыя будынкi былі разабраныя "па цаглінцы" і ў далейшым не адноўлены. У такім выглядзе палац захаваўся да цяперашняга часу.

У 1949г. у будынках комплексу размяшчалася школа працоўнай моладзі. У 1956г. у памяшканнях комплексу размяшчаліся навучальныя класы і адміністрацыйныя памяшканні сельскагаспадарчага тэхнікума МСХ БССР. У 1966г. быў адкрыты музей.

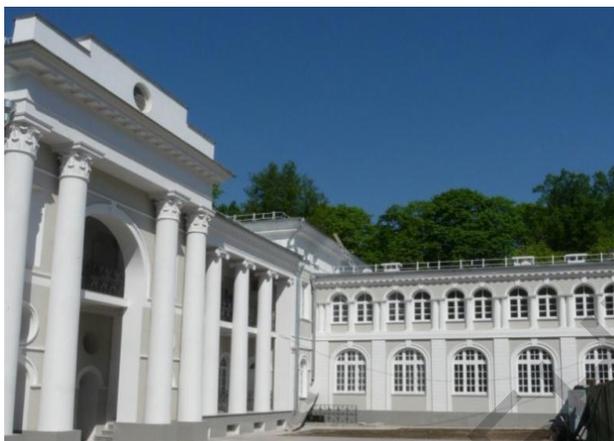
У пасляваенны перыяд спецыялізавання арганізацыі неаднаразова прыступалі да працы над праектамі рэстаўрацыі палацавага комплексу, але, за выключэннем цяжкіх рамонтаў канца 40х-50х гадоў, рэстаўрацыйныя працы доўгі час не вырабляліся. Мастакамі - рэстаўратарамі ў 1970-х г. быў выкананы аб'ём работ па рэстаўрацыі ляпніны ў галоўным корпусе палаца. У цяперашні час у будынках ансамбля размяшчаюцца "Жыліцкі гістарычны комплекс-музей", бібліятэка, школа мастацтваў.

Работы па рэканструкцыі палаца-паркавага ансамбля пачаліся на прыканцы 2008 года і вядуцца да цяперашняга часу.

Частка палаца, дзе знаходзіцца музычная школа ўжо адрэканструявана.



Малюнак 3. Выгляд палаца да пачатку правядзення рэканструкцыі



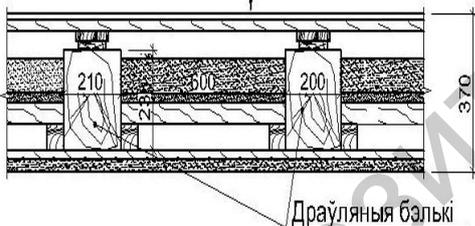
Малюнак 4. Частка палаца пасля рэканструкцыі

Канструкцыя і стан існуючага міжпавярховага перакрыцця

У межах дыпломнага праекту ставілася задача па рэканструкцыі перакрыцця над першым паверхам. Згодна з абследваннем, перакрыццё над першым паверхам будынка палаца выканана з размяшчэннем драўляных бэлек перакрыцця ў адзін і два ўзроўні з крокам 760-910мм. Ніжні ўзровень перакрыцця ўспрымае нагрузкі ад уласнай вагі і тынкавых столяў.

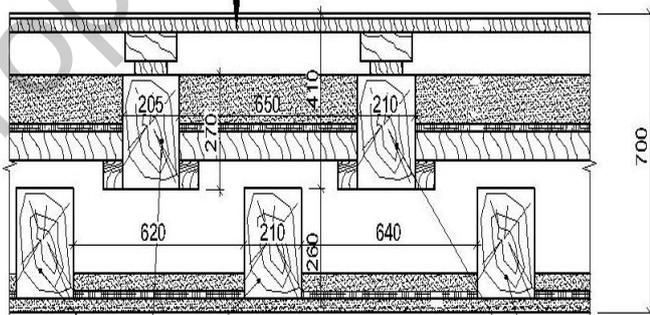
Практычна ўсе памяшканні першага паверха маюць падвесныя столі з гіпсавай пліткі, якая хавае сапраўдны стан столяў. Аднак, на участках, дзе адсутнічаюць падвесныя столі, іх стан незадавальняючы, а ў некаторых памяшканнях і перадаварыйны. Такі стан столяў выклікала намаканне перакрыццяў. Участкі верхняга ўзроўню перакрыццяў па драўляных бэльках будынка палаца над першым паверхам ў большасці памяшканняў перагружаныя і патрабуюцца мерапрыемствы па іх замене, узмацненню ці зніжэнню ўзроўню нагрузак. У некаторых месцах больш за 50% перасеку бэлек пашкоджана цвіллю.

- паркет 15мм
- дошка падлогі 25мм
- лага 120-130x25(н), крок 770-850мм
- падкладка 20мм
- пясок 80мм
- гліняная абітоўка 25мм
- накат з дошак 50мм
- падшыўка з дошак 20мм
- тынкоўка па драўніцы 30мм



Драўляныя бэлькі

- паркет 14мм
- дошка падлогі 30мм
- лага 160-190x70(н), крок 850-870мм
- падкладка 20-30мм
- пясок 115мм
- мох 20мм
- накат з дошак 65мм
- пясок 30-40мм
- мох 10-20мм
- падшыўка з разрэджаных брускоў 20x20мм
- тынкоўка па драўніцы 30мм



Драўляныя бэлькі

Драўляныя бэлькі

Патрабаванні па рэканструкцыі перакрыцця над першым паверхам: 1 Канцэпцыя выкарыстання аб'екта ў будучым прадугледжвае правядзенне ў палацы бальных і музычных вечароў, тэматычных спектакляў, што цягне за сабой прысутнасць ў памяшканнях палаца даволі вялікай колькасці людзей. Таму ступень вогнеўстойлівасці будынка прымаецца IV-ай.

2 Максімальная магчымая вышыня маналітнага перакрыцця павінна скласці не больш як 400мм па патрабаванні архітэктараў-рэстаўратораў для аднаўлення аўтэнтычных століў.

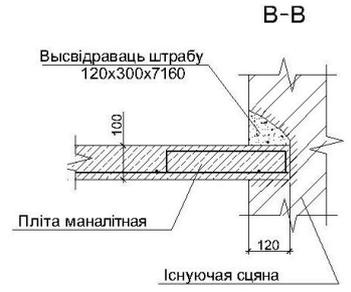
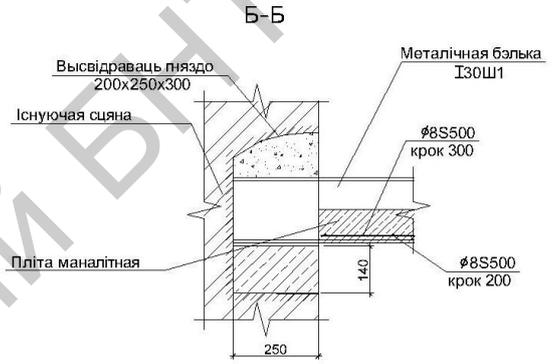
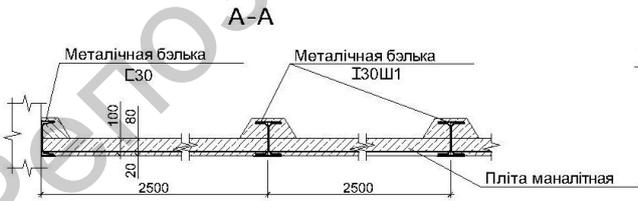
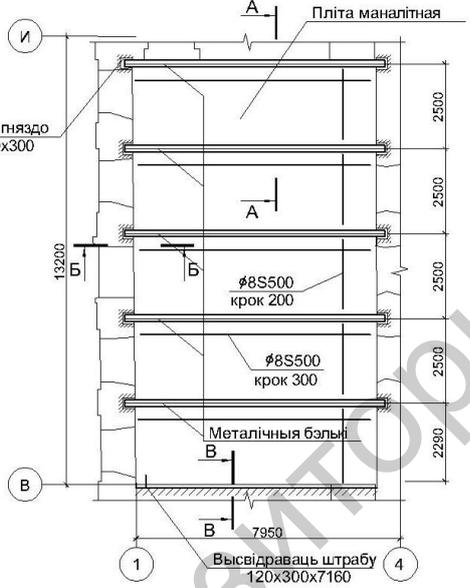
3 Па той жа прычыне неабходнасці аднаўлення аўтэнтычных століў ніжня паверхня маналітнага перакрыцця павінна быць плоскай.

Праектным інстытутам прапанаваны праект замены міжпавярховага перакрыцця па драўляных бэльках, паводле якога выконваецца маналітнае перакрыццё па металічным бэлькам. Металічныя бэлькі ўсталёўваюцца ў папярэдне высвідраваныя гнёзды. Маналітная пліта выконваецца з абапіраннем на ніжнюю полку металічнай бэлькі. Самі бэлькі абетаніруюцца.

Варыянт маналітнага перакрыцця, прапанаваны ў межах дыпломнага праекту прыведзен на малюнку 7. Паводле дадзенага варыянту (мал.6) маналітнае перакрыцце мае бэлечную схему, прычым бэлькі ўсталёўваюцца ў існуючыя гнёзды з невялікім павялічэннем гнёздаў па вышыні. Асобна разлічвалася шматпралётная верхняя пліта на нагрузкі ад асабістай вагі, ад канструкцыі падлогі і карыснай нагрузкі і шматпралётная ніжняя пліта на нагрузкі ад асабістай вагі і вагі ўцяпляльніка. Бэлька двутаўравага перасеку разлічвалася па аднапралётнай схеме.

Малюнок 6. Фрагмент плану маналітнага перакрыцця. Разрэз А-А, Б-Б, В-В.
(Варыант праектнага інстытута)

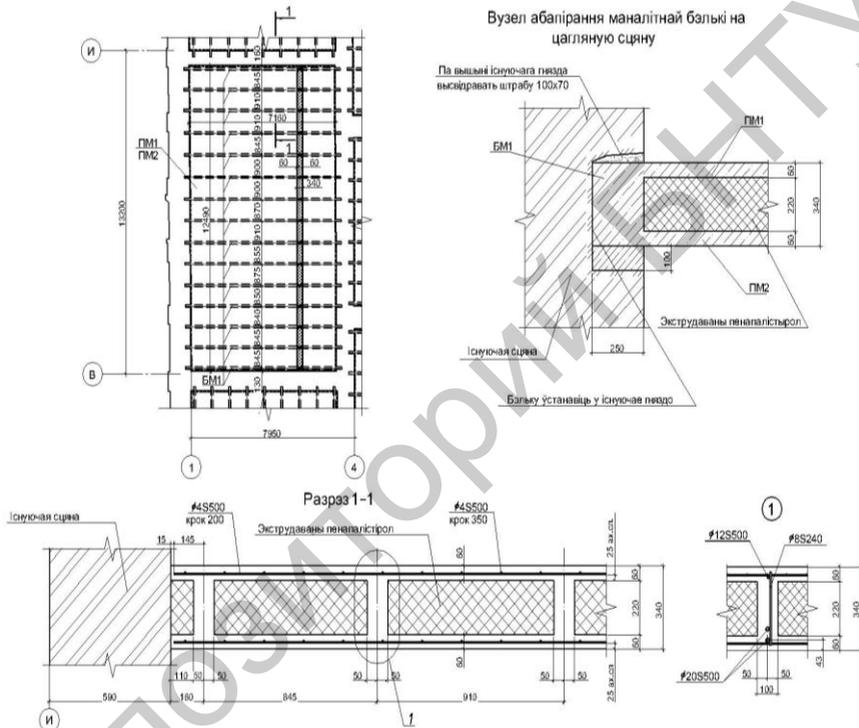
Фрагмент плана маналітнага перакрыцця



Вышыня маналітнага перакрыцця прынята з улікам:

- 1 Вышэй названых патрабаванняў па аднаўленні аўтэнтычных столяў.
- 2 Магчымасці раскладкі сетак пліт і плоскага каркасу бэлк.
- 3 Забеспячэння дапушчальнага прагібу канструкцыі маналітнага перакрыцця.

Фрагмент плана маналітнага перакрыцця



Малюнак 7. Фрагмент плана маналітнага перакрыцця.

Разрез 1-1. Вузел абпірання маналітнай бэлькі на цагляную сцяну.

Вузел 1. (Варыянт, пранаваны ў межах дыпломнага праекту).

Параўнальны аналіз варыянтаў канструявання перакрыцця над першым паверхам. Расход матэрыялаў прыведзены ў табліцах 1 і 2.

Табліца 1.– Сярэдні расход матэрыялаў на 1 м² маналітнага перакрыцця

Варыянты маналітнага перакрыцця	Бетон, м ³	Сталь, кг
Варыянт праектнага інстытута	0,121	15,7
Варыянт у межах дыпломнага	0,148	6,5

Табліца 2. Расход матэрыялаў на ўсё перакрыццё S = 784,3м²

Варыянты маналітнага перакрыцця	Бетон, м ³	Сталь, кг
Варыянт праектнага інстытута	94,9	12284
Варыянт у межах дыпломнага праекту	116,1	5090

Заклучэнне

Параўнальны аналіз паказаў, што для варыянта, прапа-наванага ў межах дыпломнага праекту:

1. Эканомія сталі на ўсю плошчу маналітнага перакрыцця склала 58,5% альбо 7,2 т.

2. Расход бетону павялічыўся на 18,3% альбо на 21,2м³.

3. Улічваючы тое, што бэлькі ўсталёўваюцца ў існуючыя гнёзды мы эканомім выдаткі працы. Да ўвагі трэба прыняць і тое, што мы не мяняем нясучыя сцены.

4. Тэхналагічнасць выканання канструктыўнага рашэння, прынятага ў межах дыпломнага праекту, падаецца нам больш лёгкай з боку гледжання падачы матэрыялаў да месца мантажу.

ЛІТАРАТУРА

1. Адамовіч С.Ф. Помнік архітэктуры XVIII- XIX ст.ст. – палаца-паркавы ансамбль у в. Жылічы Кіраўскага раёна Магілёўскай вобласці. Гісторыка-архіўныя даследаванні. – Мінск 2008. – 46 с.

2. Заклучэнне па тэме: “Даследаванне тэхнічнага стану нясучых канструкцый будынка палацу, галерэі і капліцы на аб’екце “Помнік архітэктуры XVIII- XIX ст.ст. – палаца-паркавы ан-

самбль у в. Жылічы Кіраўскага раёна Магілёўскай вобласці. – Мінск 2008. – 151с.

3. Канструкцыі бетонныя і жалезабетонныя: БНБ 5.03.01-02 / МАіБ РБ. – Мінск, 2003. – 140 с.

Репозиторий БНТУ

Моделирование сцепления с бетоном стеклопластиковой арматуры

Щербак Е.В.

(Научный руководитель – Хотько А.А.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Коррозия стальной арматуры в бетоне сокращает срок службы конструкции, вызывает высокие затраты на ремонт и может поставить под угрозу структурную целостность самой конструкции. Стеклопластиковая арматура (АСП) исключает этот недостаток. АСП имеет ряд преимуществ перед стальной арматурой особенно при использовании в оксидной, морской и другой соляной среде. Стеклопластиковая арматура постепенно занимает более широкое признание в качестве замены обычной арматурной стали, ввиду ряда преимуществ [1].

Однако, как за рубежом, так и в Республике Беларусь, ввиду отсутствия нормативных документов, регламентирующих требования к стеклопластиковой арматуре, имеются различия, как в технологии изготовления арматуры, так и в геометрических параметрах образующегося при производстве периодического профиля. Кроме того, в отличие от стальной арматуры, у которой материал поперечных выступов профиля и остова стержня аналогичны, поперечные выступы стеклопластиковой арматуры образованы в основном полимерным связующим, имеющим отличительные свойства от стеклянного волокна.

Анализ экспериментальных и теоретических исследований напряженно-деформированного состояния (НДС) бетона в области контакта со стержневой арматурой показал, что НДС бетона определяется рядом механических, физических и химических факторов:

- 1) зацеплением за бетон микронеровностей поверхности арматуры, выступов профиля и соответствующему сопротивлению бетонных консолей;

- 2) заклиниванием арматуры в бетоне, сопровождающимся появлением распора и сопутствующими ему силами трения;

3) силами трения по площади контакта, обусловленными радиальным давлением от деформаций усадки бетона;

4) силами трения, вызванными поперечным обжатием бетона внешней нагрузкой;

5) склеиванием (адгезией) цементного геля с арматурой.

Из всех указанных факторов, профиль арматуры оказывает наибольшее влияние на сцепление.

Широкие исследования контакта позволили к 40-50-м годам выявить общую картину влияния факторов, определяющих контактное сопротивление. Оказалось, что несовершенства контакта могут оказывать, по меньшей мере, такое же влияние, как механическое сопротивление бетона. Так, при жестко закрепленной арматуре осадка бетонной смеси может приводить к полному нарушению контакта. Изменилось представление о роли усадки, ее стали причислять к факторам, отрицательно влияющим на сцепление. Систематическое изучение расклинивающего действия арматуры, являющееся основной причиной раскалывания бетона. Были выявлены природа появления распора, закономерности его развития при сосредоточенных анкерах и при профилированной арматуре, механизм развития продольных трещин и оценка их опасности [4].

АСП производится с не регламентируемыми видами профилей и очевидно арматурные стержни различных производителей имеет различное сцепление с бетоном. Поэтому целью нашей работы стало исследование сцепления стеклопластиковой арматуры разных профилей с бетоном.

Эффективность сцепления обычно определяется по результатам испытаний стержней на выдёргивание их из бетона. Основным критерием для оценки сцепления является величина сдвига стержня на различных стадиях его нагружения. Прежде всего, следует оценить характер изменения напряжения смятия бетона под выступами в зависимости от величины относительной площадки смятия.

Экспериментальных исследований сцепления стеклопластиковой арматуры с бетоном проводилось мало, данные ограничены. Поэтому нами были произведены теоретические исследования моделирования сцепления с бетоном АСП.

С помощью расчётного комплекса FEMAP v 11.0.1 нами была создана конечно элементная модель сцепления стеклопластиковой

арматуры ($E = 55$ ГПа) и бетона ($C^{20/25}$ и $C^{25/30}$) и шагом рифов 15 мм и 20 мм. В расчетах при анализе напряженно-деформированного состояния использовались осесимметричные КЭ модели CQUADX4.

Необходимо отметить тот факт, что в модели риф имеет форму прямоугольника, а по факту это скорее трапеция. Изменение угла наклона выступов к образующей в пределах $45^\circ - 90^\circ$ не сказалось на эффективности сцепления. Влияние наклона боковой поверхности на деформативность и прочность сцепления изучалась многими авторами. Выявлено, что угол наклона этих поверхностей (в пределах $45^\circ - 90^\circ$) и плавность их перехода к телу стержня не оказывают решающего влияния на сцепление арматуры [3].

Корректное описание процесса разрушения связей сцепления арматуры с бетоном актуально для практики и требует при проведении КЭ расчетов учета разрывов (нарушения сплошности) в распределении полей перемещений. В рамках данного исследования нами получен ряд нелинейных КЭ решений задачи о вытягивании арматуры из бетонного блока на основе различных подходов учета сцепления и произведено их систематическое сравнение.

Рассматривали вытягивание стержневой профилированной арматуры из бетонного блока при нагружении силой равной 1592,4 Н, что составляло $1/360^\circ$ от 10000 Н ($=10000/2/3,14$). Геометрия объекта соответствует требованиям RILEM/CEB/FIB [2]. Нагрузка прикладывается к верхнему концу арматурного стержня. Контроль перемещений при построении диаграмм сцепления производился на контрольных точках.

Существуют различные виды моделей. Авторы по-разному моделировали сцепление арматуры с бетоном. Но наиболее адекватной на наш взгляд, является трехслойная модель, предложенная Карпенко Н.И.

Нами принята модель "арматура – контактный слой – бетонная оболочка". Сущность допущения состоит в выделении контактного слоя, к которому отнесен бетон, находящийся в зоне высоких напряжений. Возможность такого выделения базируется на том, что деструктивные процессы, в частности контактные трещины, развиваются обычно в пределах слоя небольшой толщины, близкой к ша-

гу профилировки. Отдельные сквозные или несквозные трещины, получающие большое развитие, должны при применении модели учитываться специально[4]. Эти же предположения были внесены М.М. Холмянским, Н.И. Карпенко.

Модель постоянно обновляется, уточняется сетка конечных элементов. В данном отчете риф, размерами 1,5×1,0 мм представлен в виде 16-ти КЭ.

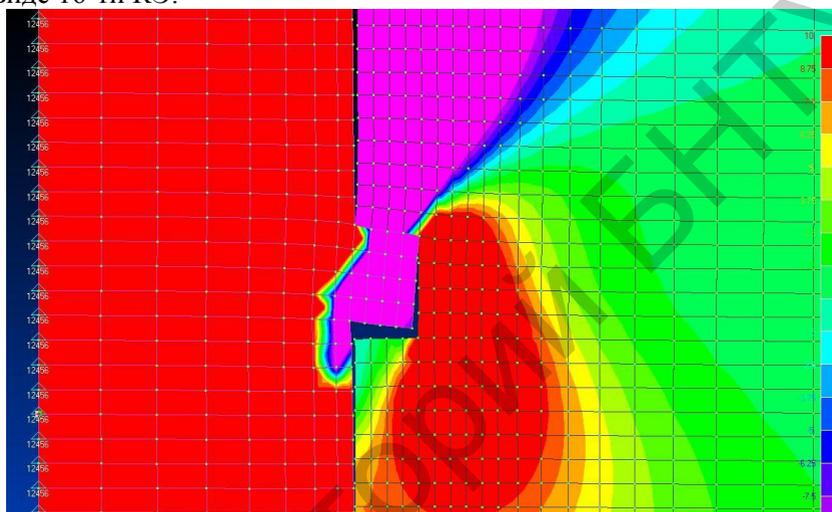


Рисунок 1. Распределение напряжений в АСП и бетоне

Проведенный анализ показал, что разница в напряжениях, возникающих в рифе, зависит не только от класса бетона, но и от шага рифов. Причем настолько, что при увеличении расстояний между рифами с 15 мм до 20 мм оно сопоставимо с уменьшением класса бетона на одну позицию с $C^{25}/_{30}$ до $C^{20}/_{25}$, а именно в 1,07 раза, а на отдельных точках и 1,23 раза. На данном этапе проводится подготовка к проведению экспериментальных исследований сцепления стеклопластиковой арматуры с бетоном для оценки адекватности построенной модели.

ЛИТЕРАТУРА

1. R. Brown, A. Shukla and K.R. Natarajan. Fiber Reinforcement of Concrete Structures, University of Rhode Island, Dept. of Chemical Engineering, 2002 -51с.

2. RILEM/CEB/FIB. Recommendation on reinforcement steel for reinforced concrete. RC6. Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out tests. 1983. 8p.
3. Мулин Н.М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1974. – 233 с.
4. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. – М.: Стройиздат, 1981. - 184 с.

Репозиторий БНТУ

Научное издание

**СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Материалы 69-й студенческой
научно-технической конференции

25 апреля 2013 года

Подписано в печать 01.11.2013. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 9,42. Уч.-изд. л. 7,36. Тираж 100. Заказ 648.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет. ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.