

**ПОВЫШЕНИЕ КАЧЕСТВА ПОДГОТОВКИ СТУДЕНТОВ  
СПЕЦИАЛЬНОСТИ «ПРОМЫШЛЕННОЕ  
И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»**

(г. Минск, БНТУ — 24.05.2011)

УДК 69.032.2:69.07:005.935.3

**ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КОЛОНН  
КАРКАСОВ МНОГОЭТАЖНЫХ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ**

*МАДАЛИНСКИЙ Г.Г., ГОРЯЧЕВА И.А., МАДАЛИНСКАЯ Н.Г.*

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Перед строительной отрасли Республики поставлена задача увеличения объемов строительства. При этом значительную часть зданий предполагается возвести многоэтажными из монолитного железобетона. Обеспечить планируемый рост объемов строительства таких зданий возможно только при строгом соблюдении технологии производства работ, а также максимальном использовании новых технологий их возведения.

Результаты многочисленных исследований зданий и сооружений показывают, что снижение прочности и надежности строительных конструкций обуславливается значительным рядом факторов. Поэтому задача определения эксплуатационной пригодности строительных конструкций должна решаться комплексно, путем создания систематизированного и достоверного описания факторов, влияющих на прочность и долговечность несущих и ограждающих конструкций с учетом фактического технического состояния в соответствии с ТКП 45.1-208-2010 «Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации», ТКП 45-1.04-37-2008 «Обследование строительных конструкций зданий и сооружений».

**Основными, наиболее значимыми факторами являются:**

- отступление от проектных решений;
- изменение расчетных нагрузок;
- несоблюдение действующих ТНПА в процессе строительства;
- неудовлетворительные условия эксплуатации строительных конструкций в процессе возведения здания;
- надежность узлов сопряжения и крепления отдельных строительных элементов;
- качество материалов, использованных для изготовления конструкций;
- наличие дефектов и повреждений;
- степень обеспечения защиты строительных конструкций от неблагоприятных внешних воздействий (дождя, снега, низкой температуры и др.).

Одним из обследованных зданий является 14-ти этажное административное здание по ул. Тимирязева в г. Минске.

В соответствии с действующими нормативными документами оценка технического состояния строительных конструкций здания состояла из трех этапов:

- предварительный осмотр здания с изучением проектной и исполнительной документации;
- общее обследование;
- детальное обследование.

Административное здание было запроектировано в монолитном железобетонном каркасе. Высота первого этажа 4.8м. Высота типового этажа 3.3м, сетка колонн 6х6м. Перекрытие монолитное толщиной 200мм.

При проектировании принята рамно-связевая конструктивная схема каркаса. Устойчивость каркаса обеспечивается совместной работой дисков перекрытий, системой монолитных стен и диафрагм жесткости толщиной 200мм. Все узлы сопряжения каркаса – жесткие.

В результате **общего обследования**, определена фактическая конструктивная схема здания, выявлены основные несущие конструкции и их расположение, осмотрены и сфотографированы фундаменты, колонны, стены, перекрытия.

При детальном обследовании уточнена конструктивная схема здания, размеры элементов, армирование, состояние материалов и конструкций в целом.

При этом выполнены работы по выборочному вскрытию конструкций, определены физико-механические характеристики материалов конструкций. Прочностные свойства бетона конструкций определялись прибором для определения прочности бетона "ОНИКС-2.5-1", с учетом протоколов испытаний контрольных образцов, выполненных испытательной строительной лабораторией ОАО "Минскпромстрой".

Кроме этого, по просьбе ОАО "Минскпромстрой" лабораторией НИЛ ПГС БНТУ были выполнены выборочные исследования прочности бетона монолитных колонн на отм. -1.200 и +5.150.

Определение прочности бетона выполнено комбинированным методом на основе метода упругого отскока по ГОСТ22690-88 – прибором ОМШ-1, ультразвуковым импульсным методом по ГОСТ17624-84 – прибором "Пульсар-1.1", а также прибором ИПС-МГ4 – методом ударного импульса. По результатам исследования составлена техническая справка.

При детальном обследовании установлены основные характерные дефекты:

- выбоины, сколы, раковины бетона рабочих швов;
- заниженная толщина защитного слоя колонн;
- смещение выпусков колонн относительно разбивочных осей (журнал авторского надзора);
- отклонение колонн от вертикали и смещение их с разбивочных осей (исполнительная съемка).

Из анализа проектной и исполнительной документации установлено, что монолитный каркас здания в осях 1-12; А-Г до отм. +9.950 (2 этажа) возведен для 12-ти этажного здания.

Впоследствии в связи с увеличением этажности здания до 14-ти этажей и, соответственно, увеличением расчетных нагрузок на колонны, разработано усиление колонн на отметках -1.200 и +5.150.

На момент обследования начаты работы по усилению колонн.

По своим геометрическим параметрам, сечения колонн соответствуют проектным, с отклонениями от 5 до 10мм. Отклонения от

вертикали находятся в пределах нормируемых величин, не превышающих значений случайного эксцентриситета.

Изучением исполнительной документации (акты освидетельствования скрытых работ) установлено, что возведение (бетонирование) монолитного каркаса и стен до отм. +9.950 выполнялось в зимний период времени, начиная с декабря 2009 года.

Изучением протоколов испытаний образцов бетона, испытательной строительной лаборатории ОАО "Минскпромстрой", установлено, что во всех случаях образцы бетона по прочности на сжатие соответствуют требованиям СТБ 1544-2005 к проектным классам. Иными словами во всех случаях класс бетона по прочности на сжатие для колонн не ниже проектного С30/37.

С учетом увеличения расчетных нагрузок были выполнены поверочные расчеты несущей способности монолитных колонн на отм. -1.200; +5.150; +9.950, при фактическом армировании (арматура класса S500), а также прочностных характеристик бетона проектного класса С30/37. Результаты расчетов на отм. -1.200 представлены в таблицах 1, 2, 3, 4 и сравнительной таблице 6.

В связи с отсутствием в СНБ 5.03.01-02 практических рекомендаций по расчету внецентренно-сжатых элементов с арматурой расположенной по контуру сечения, а существующие программные комплексы осуществляют лишь подбор арматуры, при выполнении поверочных расчетов использованы положения СНБ 5.03.01-02 по учету влияния гибкости и практические рекомендации "Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры" к СНиП 2.03.01-84.

При наличии арматуры, расположенной по высоте сечения, рассматриваем всю арматуру как равномерно распределенную по линиям центра тяжести стержней.

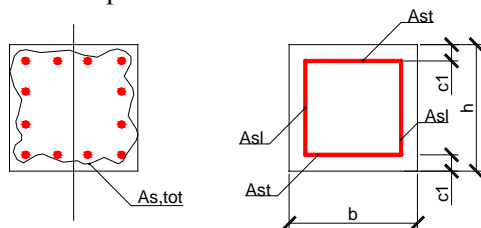


Рис. 1. Схема, принятая при расчете.

При этом площадь сечения арматуры  $A_{sl}$ , расположенной у одной из граней, параллельной плоскости изгиба принимаем равной:

$$A_{sl} = A_{sl,\ell} (n_\ell + 1),$$

где  $A_{sl,\ell}$  – площадь одного промежуточного стержня;

$n_\ell$  – число промежуточных стержней.

Площадь арматуры  $A_{st}$ , расположенной у одной из граней, перпендикулярной плоскости изгиба:

$$A_{st} = \frac{A_{s,tot}}{2} - A_{sl};$$

где  $A_{s,tot}$  – площадь всей арматуры в сечении элемента.

Проверка прочности производится в зависимости от относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x}{h} = \frac{\alpha_{n1} + \alpha_{sl}}{1 + \frac{2\alpha_{sl}}{\omega}};$$

При  $\xi > \xi_{lim}$  прочность сечения проверяется из условия:

$$Ne_0 \leq f_{cd} b h^2 \alpha_{mR} \frac{\alpha_{na} - \alpha_{n1}}{\alpha_{na} - \alpha_{nR}};$$

$$e_0 = e_c + e_a [1];$$

$$e_c = \frac{M_{sd}}{N_{sd}}; \quad e_a = \frac{h}{30}; \quad e_a = \frac{l_{col}}{600}; \quad e_a = 10 \text{ мм};$$

где  $\alpha_{na} = 1 + \frac{f_{yd} \cdot A_{s,tot}}{f_{cd} \cdot b \cdot h}$  – относительная величина продольной силы

при равномерном сжатии всего сечения.

$\alpha_{mR}$ ;  $\alpha_{nR}$  – относительные величины соответственно изгибающего момента и продольной силы при высоте сжатой зоны  $\xi_{lim} \cdot h$ , равные:

$$\alpha_{mR} = 0.5 \xi_{lim} (1 - \xi_{lim}) + \alpha_{sl} (\xi_{lim} - \delta_1) (1 - \xi_{lim} - \delta_1) - 0.05 \alpha_{sl} \cdot \xi_{lim}^2 + \alpha_{st} (1 - 2 \delta_1);$$

$$\alpha_{nR} = \xi_{lim} + \alpha_{sl} (2 \xi_{lim} - 1);$$

$$\xi_{lim} = \frac{\xi_{lim}}{\omega}; \quad \delta_1 = \frac{c_1}{h}; \quad \xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \left( 1 - \frac{\omega}{1.1} \right)};$$

$$\alpha_{n1} = \frac{N}{f_{cd} \cdot b \cdot h};$$

$$\alpha_{s1} = \frac{f_{yd} A_{sl}}{f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot (0.5 - \delta_1)}; \quad \alpha_{st} = \frac{f_{yd} A_{st}}{f_{cd} \cdot b \cdot h};$$

\*– При расчете прямоугольных сечений с арматурой, расположенной по высоте сечения в значении  $A_{s,tot}$  не учитывается 2/3 арматуры, расположенной у граней, параллельных плоскости изгиба ( $2\alpha_{s1}$ ), а значение  $\frac{d-c'}{h}$  принимается равным  $1-2\delta_1$ .

Тогда в формуле  $N_{crit} = \mu \alpha_e \left( \frac{d-c'}{h} \right)^2$  принимается равным

$$2 \frac{A_{st} + \frac{A_{sl}}{3}}{b \cdot h} \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} (1 - 2\delta_1)^2.$$

Как показали поверочные расчеты, в связи с увеличением расчетных нагрузок при увеличении этажности с 12 до 14 этажей, установлена необходимость усиления колонн, кроме колонн усиленных по проекту (табл. 6).

Учитывая тот факт, что бетонирование монолитного каркаса до отм. +9.950 выполнено в зимний период времени, а возможное несоблюдение технологии бетонирования и выдерживания бетона колонн вносит дополнительные факторы вариации его прочности, что неизбежно сдвигает значение гарантированной прочности в сторону меньших значений, по сравнению с проектным, были выполнены выборочные исследования прочности бетона колонн неразрушающими методами.

Как показали исследования, прочность бетона колонн ниже проектной С30/37 и может быть отнесена к классу С25/30.

На основании составленной НИЛ ПГС БНТУ технической справки, установлено, что по СНБ 5.03.01-02 бетон колонн соответствует классу по прочности С25/30, поскольку значения гарантированной прочности для всех исследованных колонн ниже 37МПа. Данные по определению прочности бетона колонн неразрушающими методами представлены в табл. 5.

Таблица 1

## Расчет несущей способности колонн

№п/п	Наименование расчетной характеристики элемента	Ед. измерения	Марка колонны. Расположение вскрытия.			
			К2н А-2	К3н А-3	К4н А-4	К5н А-5
1	2	3	4	5	6	7
Колонны на отм. -1,200						
1.	Сечение bхh	мм	510х500	505х500	500х500	510х500
2.	Площадь сечения	мм <sup>2</sup>	255000	252500	250000	255000
3.	Класс бетона	Мпа	С30/37	С30/37	С30/37	С30/37
4.	Расчетное сопротивление бетона $f_{cd}$	Мпа	20	20	20	20
5.	Продольное армирование, диаметр, класс арматуры.		12ø32S500	12ø32S500	12ø32S500	12ø32S500
6.	Расчетное сопротивление арматуры $f_{yd}$	Мпа	417	417	417	417
7.	Площадь арматуры $A_s+A'_s$	мм <sup>2</sup>	9648	9648	9648	9648
8.	Эксцентриситет $e_a$	мм	16.66	16.66	16.66	16.66
9.	Эксцентриситет $e_c$	мм	16.70	15.33	14.52	14.70
10.	Эксцентриситет $e_o$	мм	33.36	31.99	31.18	31.45
11.	Несущая способность $M_{Rd}$	Кн.м	405.0	354.5	354.8	377.4
12.	Расчетная продольная сила $N_{Sd}$	Кн	632	665	668	669
13.	Расчетный изгибающий момент $M_{Sdz}$	Кн.м	-4/10.6	-3.9/10.2	-3.7/9.7	-3.9/9.9
14.	Расчетный изгибающий момент $M_{Sdy}$	Кн.м	0	0	0	0
15.	Примечание $M_{Sd} \leq M_{Rd}$	Кн.м	* 210.8<405.0	* 212.7<354.5	* 208.2<354.8	* 210.4<377.4

\* -  $M_{Sd} = N_{Sd} e_o < M_{Rd}$  – несущая способность обеспечена.\*\*-  $M_{Sd} > M_{Rd}$  – требуется усиление.

Таблица 2

## Расчет несущей способности колонн

№ п/п	Наименование расчетной характеристики элемента	Ед. измерения	Марка колонны. Расположение вскрытия.			
			К6н А-6	К7н А-7	К33н Г2	К32н Г3
1	2	3	4	5	6	7
Колонны на отм. -1.200						
1.	Сечение bхh	мм	500х500	505х500	505х500	500х505
2.	Площадь сечения	мм <sup>2</sup>	250000	252500	252500	252500
3.	Класс бетона	Мпа	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37
4.	Расчетное сопротивление бетона $f_{cd}$	Мпа	20	20	20	20
5.	Продольное армирование, диаметр, класс арматуры.		12ø32S500	12ø32S500	8ø32S500	12ø32S500
6.	Расчетное сопротивление арматуры $f_{yd}$	Мпа	417	417	417	417
7.	Площадь арматуры $A_s+A'_s$	мм <sup>2</sup>	9648	9648	6434	9648
8.	Эксцентриситет $e_a$	мм	16.66	16.66	16.66	16.83
9.	Эксцентриситет $e_c$	мм	15.10	16.29	17.40	17.20
10.	Эксцентриситет $e_o$	мм	31.76	32.95	34.06	34.03
11.	Несущая способность $M_{Rd}$	Кн.м	362.3	417.3	211.8	465.7
12.	Расчетная продольная сила $N_{Sd}$	Кн	662	633	632	593
13.	Расчетный изгибающий момент $M_{Sdz}$	Кн.м	-4.1/10	-4.4/10.3	6.9/-11	6.4/-10.2
14.	Расчетный изгибающий момент $M_{Sdy}$	Кн.м	0	0	0	0
15.	Примечание $M_{Sd} \leq M_{Rd}$	Кн.м	* 210.2<362.3	* 208.5<417.3	** <b>215.2&gt;211.8</b>	* 201.7<465.7

\* -  $M_{Sd} = N_{Sd} e_o < M_{Rd}$  – несущая способность обеспечена.

\*\* -  $M_{Sd} > M_{Rd}$  – требуется усиление.



Таблица 3

## Расчет несущей способности колонн

№п/п	Наименование расчетной характеристики элемента	Ед. измерения	Марка колонны. Расположение вскрытия.			
			К31Н Г-5	К30Н Г-6	К29Н Г-7	К28Н Г-8
1	2	3	4	5	6	7
Колонны на отм. -1.200						
1.	Сечение $b \times h$	мм	500x500	500x505	500x510	500x498
2.	Площадь сечения	мм <sup>2</sup>	250000	252500	255000	249000
3.	Класс бетона	Мпа	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37
4.	Расчетное сопротивление бетона $f_{cd}$	Мпа	20	20	20	20
5.	Продольное армирование, диаметр, класс арматуры.		12ø32S500	12ø32S500	12ø32S500	12ø32S500
6.	Расчетное сопротивление арматуры $f_{sd}$	Мпа	417	417	417	417
7.	Площадь арматуры $A_s + A'_s$	мм <sup>2</sup>	9648	9648	9648	9648
8.	Эксцентриситет $e_a$	мм	16.66	16.83	17.00	16.60
9.	Эксцентриситет $e_c$	мм	16.77	16.08	15.73	17.32
10.	Эксцентриситет $e_o$	мм	33.43	32.91	32.73	33.92
11.	Несущая способность $M_{Rd}$	Кн.м	461.0	363.8	360.7	436.1
12.	Расчетная продольная сила $N_{Sd}$	Кн	596	659	661	612
13.	Расчетный изгибающий момент $M_{Sdz}$	Кн.м	6.1/-10	6.3/-10.6	6/-10.4	5.9/-10.6
14.	Расчетный изгибающий момент $M_{Sdy}$	Кн.м	0	0	0	0
15.	Примечание $M_{Sd} \leq M_{Rd}$	Кн.м	* 199.2<461.0	* 216.8<363.8	* 216.3<360.7	* 207.5<436.1

\* -  $M_{Sd} = N_{Sd} e_o < M_{Rd}$  – несущая способность обеспечена.

\*\* -  $M_{Sd} > M_{Rd}$  – требуется усиление.

Таблица 4

## Расчет несущей способности колонн

№п/п	Наименование расчетной характеристики элемента	Ед. измерения	Марка колонны. Расположение вскрытия.			
			К17н Б-4	К23н В-8	К19н В-3	К-12н Б10
1	2	3	4	5	6	7
Колонны на отм. -1.200						
1.	Сечение $b \times h$	мм	505x500	500x500	500x510	505x500
2.	Площадь сечения	мм <sup>2</sup>	252500	250000	255000	252500
3.	Класс бетона	Мпа	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37
4.	Расчетное сопротивление бетона $f_{cd}$	Мпа	20	20	20	20
5.	Продольное армирование, диаметр, класс арматуры.		8ø20S500	8ø20S500	8ø20S500	4ø20S500
6.	Расчетное сопротивление арматуры $f_{yd}$	Мпа	417	417	417	417
7.	Площадь арматуры $A_s + A'_s$	мм <sup>2</sup>	2514	2514	2514	1256
8.	Эксцентриситет $e_a$	мм	16.66	16.66	17.00	16.66
9.	Эксцентриситет $e_c$	мм	16.70	13.12	9.92	13.41
10.	Эксцентриситет $e_o$	мм	33.36	29.78	26.92	30.07
11.	Несущая способность $M_{Rd}$	Кн.м	185.1	140.5	128.8	1108
12.	Расчетная продольная сила $N_{Sd}$	Кн	473	503	524	425
13.	Расчетный изгибающий момент $M_{Sdz}$	Кн.м	5.0/-7.9	-2.7/6.6	-1.6/5.2	3/-5.7
14.	Расчетный изгибающий момент $M_{Sdy}$	Кн.м	0.3/0	1.0/-1.4	0.9/1.2	-1.4/2.9
15.	Примечание $M_{Sd} \leq M_{Rd}$	Кн.м	* 157.7<185.1	** <b>149.7&gt;140.5</b>	** <b>141.0&gt;128.8</b>	* 977<1108

\* -  $M_{Sd} = N_{Sd} e_o < M_{Rd}$  – несущая способность обеспечена.

\*\* -  $M_{Sd} > M_{Rd}$  – требуется усиление.

- для колонны К12н -  $M_{Sd} = N_{Sd} e_{s1}$

Таблица 5

## Определение прочности бетона колонн неразрушающими методами

№ п/п	Марка колонны	$f_{cm}$ /МПа/		СНБ5.03.01.02 п. 13.2.1 K=0.8	$f_{c,cube}$ /МПа/		Примечание
		$f_{is,ndt}$			$f_{c,cube}$		
1	2	3	4	5	6		
Колонны на отм. -1.200							
1.	К2н	39.0	0.8	31.2	C25/30		
		43.8		35.0			
2.	К5н	40.8	0.8	32.64	C25/30		
		45.4		36.3			
3.	К12н	34.7	0.8	27.76	C25/30		
		—		—			
4.	К17н	34.4	0.8	27.52	C25/30		
		41.0		32.8			
5.	К19н	37.2	0.8	29.76	C25/30		
		41		32.8			
6.	К23н	32.9	0.8	26.32	C25/30		
		39.2		31.4			
7.	К29н	46.0	0.8	36.8	C25/30		
		—		—			
8.	К30н	35.6	0.8	28.48	C25/30		
		43.2		34.6			
9.	К32н	38.7	0.8	30.96	C25/30		
		—		—			
10	К33н	40.3	0.8	32.24	C25/30		
		44.6		35.7			
Пилоны							
11	К35н	40.7	0.8	32.56	C25/30		
12	К36н	45.1	0.8	36.08	C25/30		
13	К37н	42.2	0.8	33.76	C25/30		
14	К38н	39.9	0.8	31.92	C25/30		

В столбце 3:

- $f_{cm}$  - данные НЧУП "Стройреконструкция";
- $f_{is,ndt}$  - данные "НИЛ ПГС".

Таблица 6

## Сравнительная таблица несущей способности колонн

№ п/п	Марка колонны	M <sub>sd</sub> /Кн.м/	C30/37	C25/30	C30/37	C25/30
			M <sub>Rd</sub> /Кн.м/	M <sub>Rd</sub> /Кн.м/	Примечание	
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
Колонны на отм. -1.200						
1.	K2н	210.8	405.0	297.85	обеспечена	обеспечена
2.	K3н	212.7	354.5	273.21	обеспечена	обеспечена
3.	K4н	208.2	354.8	239.87	обеспечена	обеспечена
4.	K5н	210.4	377.4	237.70	обеспечена	обеспечена
5.	K6н	210.2	362.3	249.30	обеспечена	обеспечена
6.	K7н	208.5	417.3	296.40	обеспечена	обеспечена
7.	K33н	<b>215.2</b>	<b>211.8</b>	—	<b>усиление</b>	<b>усиление</b>
8.	K32н	201.7	465.7	360.90	обеспечена	обеспечена
9.	K31н	199.2	461.0	356.55	обеспечена	обеспечена
10.	K30н	216.8	363.8	254.3	обеспечена	обеспечена
11.	K29н	216.3	360.7	250.74	обеспечена	обеспечена
12.	K28н	207.5	436.1	329.74	обеспечена	обеспечена
13.	K23н	<b>149.7</b>	<b>140.5</b>	—	<b>усиление</b>	<b>усиление</b>
14.	K19н	<b>141.0</b>	<b>129.6</b>	—	<b>усиление</b>	<b>усиление</b>
15.	K17н	<b>157.7</b>	187.1	<b>77.40</b>	обеспечена	<b>усиление</b>
16.	K12н	<b>977.7</b>	1112.8	<b>950.22</b>	обеспечена	<b>усиление</b>

Таким образом, в связи со снижением проектного класса бетона с С30/37 до фактического С25/30, были выполнены поверочные расчеты по определению фактической несущей способности колонн на отг. -1.200; +5.150; +9.950.

Составлены сравнительные таблицы несущей способности колонн, для определения необходимости усиления колонн.

На основании выполненного исследования установлено, что нарушение технологии производства работ при бетонировании колонн в зимний период времени привело к значительному снижению их несущей способности и как следствие вызвало необходимость разработки проекта их усиления. И такие случаи не единичны при возведении монолитных каркасов зданий.

Видимо созрела необходимость разработки и внедрения новых конструктивных комплексных систем многоэтажных зданий, в виде сборных железобетонных колонн и монолитных дисков перекрытий. Это позволит повысить эксплуатационную надежность зданий, как в период возведения, так и дальнейшей эксплуатации.

### ***ЛИТЕРАТУРА***

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 140 с.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры. (к СНиП 2.03.01-84) / Госстрой СССР. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1986. – 194 с.
3. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. – С изменением № 1 РБ.
4. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений: ТКП 45-1.04-37-2008. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. – 45 с.
5. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации: ТКП 45-1.04-208-2010. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2011. – 23 с.