

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.014

**СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТОВ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ
И ЕВРОПЕЙСКИМ НОРМАМ**

РАК Н.А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

ГУР В.В.

Брестский государственный технический университет
Брест, Беларусь

Введение

Настоящая работа была выполнена по заданию Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь в соответствии программой договора 37-ИФН/13 от 26. 07.2013 г. с РУП Стройтехнорм на тему «Проведение сопоставительных расчетов конструкций (металлических, деревянных, железобетонных) при проектировании, выполненных по строительным нормам Республики Беларусь и европейским нормам проектирования (Еврокодам) с последующим сравнительным анализом полученных результатов».

Программой одного из разделов договора было предусмотрено проведение сопоставительных расчетов железобетонных конструкций по отечественным и европейским нормам проектирования,

включая определение нагрузок и воздействий, выполнение статических расчетов с составлением расчетных сочетаний усилий, определение параметров расчетных сечений.

Выполнены сравнения для следующих элементов варианта здания из сборных железобетонных конструкций:

1. Сборная железобетонная многопустотная плита перекрытия
2. Сборный железобетонный ригель покрытия (с полками для опирания плит) с шарнирным опиранием на консоли колонн.
3. Средняя сборная железобетонная колонна нижнего этажа.

Выполнены сравнения для следующих конструкций варианта здания из монолитного железобетона:

1. Плита перекрытия.
2. Средняя колонна нижнего этажа.

При выполнении сравнения использованы соответствующие нормативные документы:

Вариант А: отечественные нормы проектирования [1, 2]

Вариант Б: европейские нормы проектирования [3–7].

В настоящей статье представлен анализ основных результатов расчетов железобетонных конструкций, выполненных согласно программе договора.

1 Исходные данные

Для выполнения сравнения выбрано девятиэтажное односекционное здание с размерами в плане 16,8 х30 м, предназначенное для размещения административных помещений.

Сетка колонн в поперечном направлении 6-4,8-6 м, а в продольном направлении – 6м (рис.1). Высота этажа 3,3 м, отметка верха парапета – 31 м.

Конструктивная схема здания – связевая. Пространственную жесткость здания и восприятие горизонтальных (ветровых) нагрузок обеспечивается системой железобетонных диафрагм (рис.2). Здание расположено в г. Минске в условиях городской застройки (местность типа В).

Перекрытие выполнено из монолитного бетона класса С25/30 (по требованиям СТБ EN 13369, для среды ХС1 по СТБ EN 206-1 и [1]), армировано стержневой арматурой с характеристической прочностью $f_{yk}=500$ МПа (стержневая арматура S500 по СТБ 1704, стержневая арматура класса С по табл. С.1 [7]).

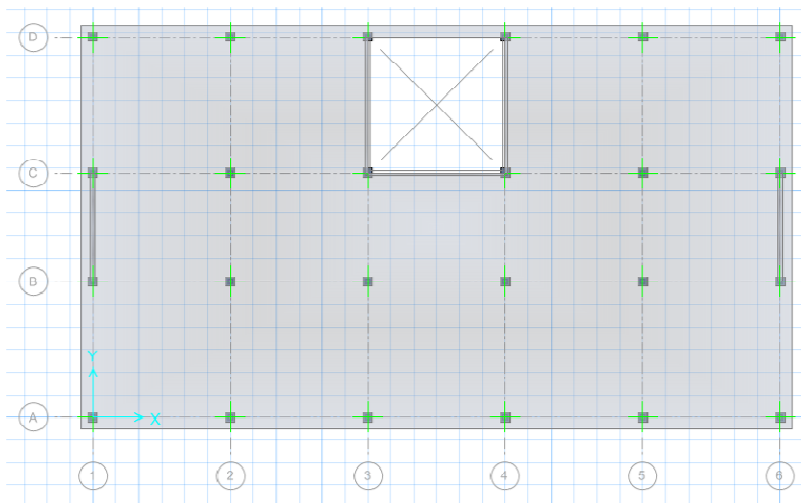


Рис. 1 – План монолитного перекрытия

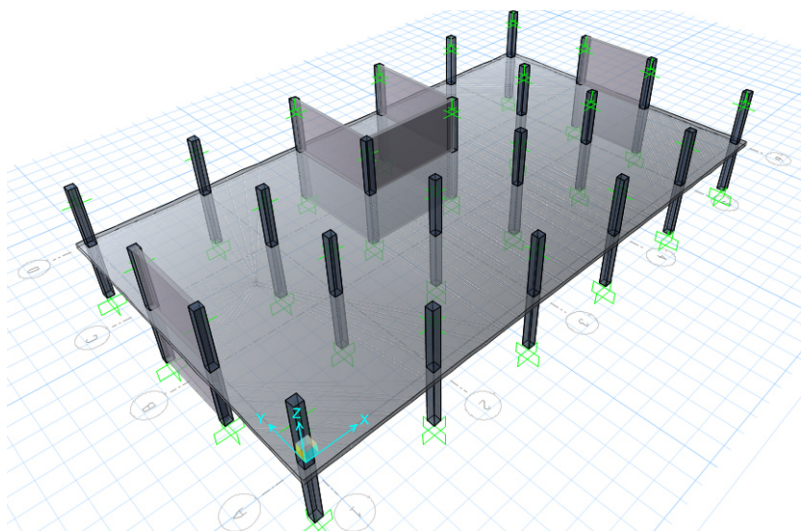


Рис. 2 - Исходная расчетная схема монолитного перекрытия

Характеристические значения прочностных и деформационных характеристик приняты по [1] (вариант А) и [7] (вариант В).

Значения частных коэффициентов безопасности представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Значения частных коэффициентов безопасности

Нормативный документ	Бетон	Арматура	Нагрузки	
	γ_c	γ_s	γ_G	γ_Q
[1] (Вариант А)	1,5	1,15	1,35	1,5
[7] (Вариант В)	1,5	1,15	1,35	1,5

Значения полезных (временных) нагрузок и коэффициенты сочетаний на перекрытие определены для вариантов:

А: по [1, 2]: $q_k = 2,0$ кПа; $\psi_0 = 0,7$;

В: по [4]: $q_k = 3,0$ кПа; $\psi_0 = 0,7$.

2. Результаты статических расчетов

В таблице 2 приведены основные результаты статических расчетов сборных железобетонных конструкций, рассчитываемых согласно требованиям европейских нормативных документов и отечественных нормативных документов.

Усилия в сборных железобетонных конструкциях, рассчитываемых согласно требованиям европейских нормативных документов, превышают усилия в конструкциях, рассчитываемых согласно требованиям отечественных нормативных документов, в случае учета снеговых нагрузок. Для конструкций покрытия такое превышение достигает 11,4 % (для условий г. Минска), для колонн зданий от 11,4 % на верхнем этаже и до 1% в первом этаже здания.

Для конструкций, рассчитываемых без учета снеговых и ветровых нагрузок результаты статических расчетов практически одинаковы при расчетах по обоим вариантам.

В то же время горизонтальные (ветровые) нагрузки при их расчете по [6] значительно (до 1,9 раза) возрастают в связи с учетом пульсационной составляющей, что не требуется согласно [2] для зданий высотой до 40 м, размещаемых в местностях типов А (открытая) и В (застроенная).

Таблица 2 – Сопоставление результатов статических расчетов железобетонных конструкций по вариантам

Вид конструкции	Параметр напряженного состояния, размерность	P_A	P_B	$\frac{P_B}{P_A}$
Сборная железобетонная многопустотная плита перекрытия шириной 1,2 м	Изгибающий момент, кНм	32,07	32,07	1,0
	Поперечная сила, кН	23,08	23,08	1,0
Сборный железобетонный ригель покрытия	Изгибающий момент, кНм	146,72	163,42	1,114
	Поперечная сила, кН	108,09	120,38	1,114
Средняя сборная железобетонная колонна первого этажа	Полная продольная сила, кН	2498,1	2515,8	1,007
	Практически постоянная часть продольной силы, кН	2217,2	2200,6	0,992
	Изгибающий момент в верхнем сечении, кНм	17,26	17,26	1,0
Многоэтажное здание	Момент от ветровой нагрузки в уровне верхнего обреза фундамента, кНм	5625	10152	1,805
	Поперечная сила от ветровой нагрузки в уровне верхнего обреза фундамента, кН	316	605	1,915

3. Результаты расчетов сечений элементов

Основные результаты расчета и конструирования выбранных для сравнения типов сборных железобетонных конструкций представлены в таблице 3, а монолитных конструкций в таблице 4.

Таблица 3 – Сводная сравнительная таблица расчетов сборных железобетонных конструкций

Сравниваемый параметр, размерность	Вариант А	Вариант В	$\frac{\text{Вариант В}}{\text{Вариант А}}$
сборная железобетонная многпустотная плита перекрытия			
Площадь продольной арматуры класса S500, мм ²	421 (факт. 4Ø12 A _s = 452)	426 (факт. 4Ø12 A _s = 452)	1,0
Поперечная арматура (класс S500), мм ²	Не требуется	Не требуется	
сборный железобетонный ригель покрытия			
Площадь продольной арматуры класса S500, мм ²	939 (факт. 2Ø25 A _s = 982)	1066 (факт. 2Ø22 +Ø20 A _s = 1074)	1,093
Площадь продольной арматуры подрезки класса S500, мм ²	178 (факт. 2Ø12 A _s = 226)	213 (факт. 2Ø12 A _s = 226)	1,0
Поперечная арматура в пределах подрезки (класс S500), мм ²	2Ø8 шаг 100 мм (всего 6Ø8 A _s = 302)	6Ø10 A _s = 471	1,026
Дополнительная арматура у края подрезки (класс S500), мм ²	2Ø10 (A _s = 157)		
Армирование полки ригеля (класс S500)	Ø4 шаг 250 мм	Ø4 шаг 250 мм	1,0
сборная железобетонная средняя колонна первого этажа			
Площадь продольной арматуры класса S500, мм ²	4Ø25 A _s = 1964	4Ø28 класса S500 (A _{s, tot} = 2464 мм ²)	1,255
Поперечная арматура класса S500, мм ²	4Ø8 шаг 400 мм	4Ø8 шаг 400 мм	1,0

Таблица 4 – Сводная сравнительная таблица расчетов монолитных железобетонных конструкций

Сравниваемый параметр, размерность	Вариант А	Вариант В	$\frac{\text{Вариант В}}{\text{Вариант А}}$
Монолитная железобетонная средняя колонна первого этажа			
Площадь продольной арматуры класса S500, мм ²	4Ø25 A _s = 1964	4Ø28 класса S500 (A _{s,tot} = 2464 мм ²)	1,255
Поперечная арматура класса S500, мм ²	4Ø8 шаг 400 мм	4Ø8 шаг 400 мм	1,0
Монолитная плита перекрытия			
Погонная площадь продольной арматуры на опоре	615 (факт. 644)	615 (факт. 644)	1,0
Погонная площадь продольной арматуры в пролете	287 (факт. 335)	255 (факт. 335)	1,0
Поперечная арматура в зоне продавливания средней колонной	310 (факт. 340)	354 (факт. 396)	1,164

Выполненные согласно [1] (вариант А) и [7] (вариант В) расчеты и конструирование показали, что для конструкций как сборного так и монолитного перекрытий расход материалов (стали и бетона) является практически одинаковым. Это объясняется тем, что при составлении норм проектирования [1] и [2] была достигнута достаточно высокая степень гармонизация на основе общей концепции надежности, изложенной в [3]. Как [1], так и [7] используют аналогичные подходы к нормированию основных характеристик свойств материалов, аналогичные модели сопротивления изгибу и местному срезу, имеют одну систему коэффициентов метода частных коэффициентов, правила сопоставления расчетных сочетаний эффектов воздействий. Кроме того, в рассматриваемом примере переменные воздействия (полезная нагрузка на перекрытие) составляет ограниченную часть от общего воздействия ($\chi = Q_k / (G_k + Q_k) = 0,32$) и ее распределение в пределах диска не повлияло на максимальные зна-

чения изгибающих моментов и перерезывающих сил. Так, [4] (в своей не лучшей версии) рекомендует при расчетах эффектов воздействий в общем случае рассматривать т.н. “шахматное” распределение полезных равномерно-распределенных нагрузок, допуская при этом равномерное нагружение всего диска в целом. Следует отметить, что в случае плоского монолитного перекрытия различия в максимальных усилиях не превышает 3%, что дает возможность производить расчет при более простой схеме (равномерно распределенная нагрузка) с учетом коэффициента α_A .

Выполненные согласно [1] (вариант А) и [7] (вариант В) расчеты и конструирование конструкций покрытия показали, что расход стали на продольное и поперечное армирование возрастает на 3-10 %, что обусловлено увеличенными на 33% характеристическими (нормативными) значениями снеговых нагрузок, установленными в [6] по сравнению с установленными в [2] (с учетом изменения для территории Республики Беларусь).

Выполненные согласно [1] (вариант А) и [7] (вариант В) расчеты и конструирование сборной и монолитной колонн первого этажа многоэтажного здания связевой схемы показали, что расход стали на продольное армирование возрастает на 25 %, что обусловлено более жесткими требованиями по учету влияния продольного изгиба, установленными в [7], по сравнению с установленными в [1]. Следует отметить, что повышение расхода стали на продольное армирование может быть компенсировано повышением класса бетона колонны на одну ступень.

Экономические показатели при расчетах сборных конструкций заводского изготовления могут быть значительно улучшены при использовании частного коэффициента $\gamma_G=1,15$ для постоянных нагрузок, что установлено в национальном приложении к ТКП EN 1990 [3] (при $0,15 \leq \chi \leq 0,34$).

Заключение

Анализ результатов проведенных сопоставительных расчетов железобетонных конструкций, выполненных по строительным нормам Республики Беларусь и европейским нормам проектирования (Еврокодам) позволяют сделать следующие выводы:

1. Национальные нормы по проектированию железобетонных конструкций [1] разработаны с высоким уровнем гармонизации с

евронормой [7] на основе общей концепции надежности, изложенной в ТКП EN 1990 [3]. При этом, действующая версия СНБ 5.03.01 [1] может успешно применяться как со СНиП 2.01.07 [2], так и ТКП EN 1991 [4-6].

2. Применение европейских норм [7] при проектировании железобетонных конструкций не приводит к экономическим затратам более высоким, чем это достигается при проектировании по нормам [1]. При этом проектируемые конструкции подлежат корректному сравнению с точки зрения экономических затрат в силу того, что они обладают равным уровнем надежности (класс RC-2, $\beta=3,8$).

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования / Минск: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 139 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/ М: ЦИТП Госстроя ССР, 1986. – 35 с.
3. ТКП EN 1990-2011. Еврокод. Основы проектирование строительных конструкций. / Минск: Минстройархитектуры РБ, 2012. – 61 с.
4. СТБ EN 1991-1-1-2007. Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания/ Минск: Госстандарт РБ, 2008. – 28 с.
5. ТКП EN 1991-1-3-2009. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1– Общие воздействия. Снеговые нагрузки/ Минск: Минстройархитектуры РБ, 2009. – 40 с.
6. ТКП EN 1991-1-4-2009. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1- Общие воздействия. Ветровые воздействия/ Минск: Минстройархитектуры РБ, 2010. – 117 с.
7. ТКП EN 1992-1-1-2009. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила проектирования и правила проектирования зданий/ Минск: Минстройархитектуры РБ, 2010. – 191 с.