

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
Белорусский национальный технический университет

---

Строительный факультет

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 74-й студенческой  
научно-технической конференции

*23 мая 2018 г.*

Минск  
БНТУ  
2018

УДК 666.94.015.7  
ББК 33.33я43  
С56

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. М. Коледа** – ст. преп. кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

Рецензенты:

**Т. М. Пецольд** – 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 74-й студенческой научно-технической конференции. В издании освещены материалы пленарного заседания, исследующие проблемы проектирования, конструирования и обследования железобетонных конструкций.

Предназначено для научно-педагогических работников, студентов, магистров и аспирантов.

ISBN 978-985-583-266-0

© Белорусский национальный  
технический университет, 2018

## СОДЕРЖАНИЕ

<i>Автушенко В. В., Фадеева Е. А.</i> Двускатная решетчатая балка.....	4
<i>Бабицкий А. А.</i> О необходимости теплоизоляционной защиты конструкций нулевого цикла зданий и сооружений .....	9
<i>Ванюк С. А.</i> Определение высоты плитной части фундамента.....	13
<i>Василёнок В. А., Дашкевич Е. А., Емельянова А. А., Жданович П. М.</i> Учёт пространственной работы каркаса одноэтажного производственного здания при крановых нагрузках при расчете железобетонных колонн по европейским нормативным документам .....	16
<i>Гринев Е. В.</i> Сравнение методик расчетов одиночно армированных прямоугольных элементов по национальным приложениям Республики Беларусь и Великобритании.....	25
<i>Очеретянский И. С.</i> История изобретения железобетона и развития его производства.....	31
<i>Титяк Л. О., Трацевская А. А.</i> Реконструкция здания детского сада в г.п. Крошин .....	39
<i>Чечуха Е. Г.</i> Сравнительный анализ результатов расчета сборных железобетонных колонн ОПЗ по различным ТНПА .....	48
<i>Янушкевич О. А.</i> К расчету сборных сжатых железобетонных элементов по ТКП EN 1992-1-1–2009*.....	51

## Двускатная решетчатая балка

Автушенко В. В., Фадеева Е. А.

Научные руководители: Зверев В.Ф., Щербак С.Б.  
Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение.** Железобетонные стропильные балки являются одним из основных видов несущих элементов плоскостных покрытий одноэтажных промышленных зданий. Их применяют для перекрытия пролетов 6, 9, 12 и 18 м. Выбор стропильной конструкции зависит от объемно-планировочных решений и условий строительства с учетом их экономичности. При пролетах 24 м и более они уступают фермам по технико-экономическим показателям и, как правило, не используются. Балки пролетами 6 и 9 м предназначены преимущественно для покрытия пристроек, а балки пролетом 12 м – в качестве поперечных или продольных ригелей покрытия. Стропильные балки пролетом 18 м применяют в качестве поперечных ригелей, по которым укладывают плиты 3×6 или 3х12 м.

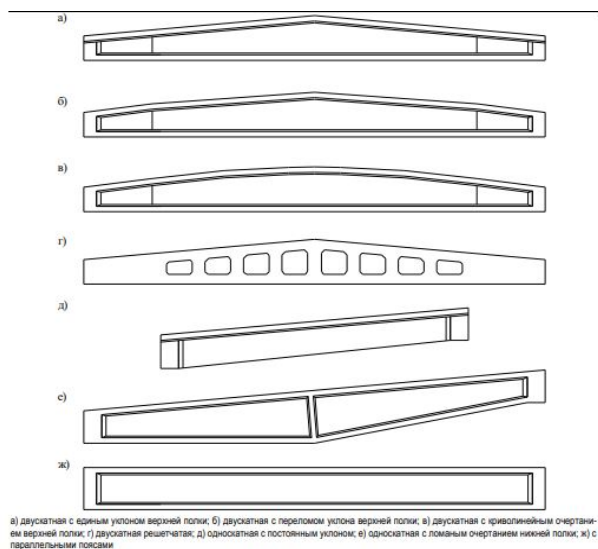


Рис. 1. Типы стропильных балок

Рис. 1. Типы стропильных балок

В зависимости от профиля кровли балки бывают двускатными, односкатными, с параллельными полками, с ломаным или криволинейным очертанием верхней полки. Двускатные балки имеют уклон верхней полки 1:12 для скатных кровель, 1 : 30 – для малоуклонных кровель. Поперечное сечение балок может быть тавровым (рис. 1д), двутавровым (рис. 1а, б, в, е, ж) или прямоугольным (рис. 1з). Различают балки сплошные (со сплошной стенкой) и с отверстиями в стенке (условно называемыми решетчатыми балками).

Балки с параллельными полками наиболее просты в изготовлении, имеют арматурные каркасы постоянной высоты и применяются в качестве продольных ригелей при горизонтальных кровлях. Однако по расходу бетона и арматуры они уступают двускатным. Балки с ломаным и криволинейным верхним поясом, несмотря на экономичность, не нашли широкого применения из-за сложности их изготовления.

Высота сечения балок в середине пролета  $(1/10-1/12)L$ . Ширину верхней полки балок из условия опирания плит покрытия и обеспечения устойчивости при транспортировании и монтаже принимают равной  $1/50-1/60$ , что обычно составляет 20...40 см. Ширину нижней полки (25–30 см) определяют из условия размещения в ней растянутой арматуры, прочности бетонного пояса при действии усилия обжатия, а также способа опирания балки на колонны. У опор стенка утолщается, что обеспечивает прочность и трещиностойкость опорных сечений.

Балки рассчитывают на равномерно распределенные нагрузки от собственного веса, веса кровли и снега, а также на сосредоточенные силы от веса фонаря и подвесного транспорта, если он есть в здании, при этом учитывается наиболее невыгодное сочетание нагрузок.

Расчет выполняется по первой и второй группам предельных состояний на прочность, по образованию и раскрытию трещин и по деформациям. Значения расчетных изгибающих моментов и поперечных сил, а также величину прогиба находят из расчета шарнирно опертой однопролетной балки. Считается целесообразным уменьшить количество продольной не напрягаемой арматуры. Следует иметь в виду, что в двускатных балках наиболее опасным оказывается нормальное сечение, расположенное не в середине пролета, а на расстоянии  $(0,3-0,4L)$  от опоры. Требуемая площадь поперечной арматуры назначается в результате расчета прочности балки

по наклонным сечениям. Прочность и трещиностойкость балок также проверяется во время складирования, транспортировки и монтажа.

В последнее время в практике строительства стали применять более экономичные конструкции покрытий, проектируемые по безпрогонной схеме, и постоянно разрабатываются новые конструктивные решения.

Одна из самых важных задач, поставленных перед инженерами на сегодняшний день, – найти наиболее экономичное и рациональное решение варианта конструкции. В данной работе рассмотрена решетчатая балка, проведен ее расчет в соответствии с требованиями норм проектирования ТКП EN 1992-1-1–2009\*. По полученным результатам будет проведено сравнение с расчетом двускатной балки переменного сечения, рассмотренной в КП-2. Таким образом целью работы было определить наиболее экономичный тип балки.

### Назначение размеров балки

Типоразмеры решетчатых балок указаны в серии. 1.462.1-3–80. Решетчатые балки этой серии пролетом 18 м на сегодняшний день выпускает Барановичский завод ЖБИ.

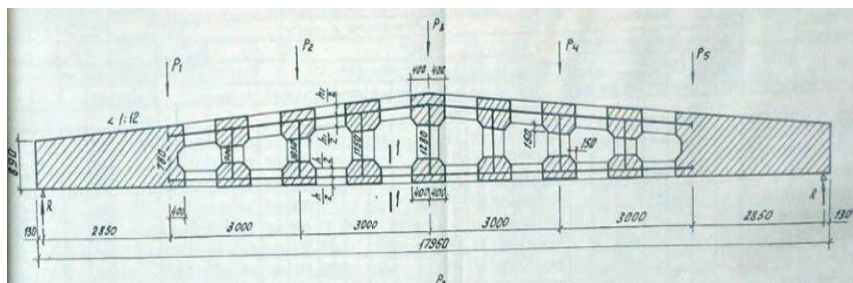


Рис. 2. Типоразмеры балки

**Определение нагрузок.** Условия строительства и эксплуатации, а также действующие постоянные и временные нагрузки принимались одинаковыми для обоих расчетов.

Расстояние между балками вдоль здания 7 м. Место строительства – г. Минск. Высота местности над уровнем моря –  $A = 235$  м. Категория долговечности здания – S4. Класс среды по условиям эксплуатации – ХС3. Относительная влажность воздуха –  $RH = 70\%$ .

Балка сборная заводского изготовления в рабочем положении. Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие С30/37, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. Способ натяжения арматуры – механический на упоры стенда.

Таблица

Нормативные и расчетные значения нагрузок на 1 м.п. стропильной балки (при шаге стропильных балок 7 м)

№	Вид воздействия	Характеристическое значение, кН/м	$\gamma_F$	Расчетное значение, кН/м
	<u>Постоянное воздействие</u>			
1	Двухслойная кровля ( $m = 15 \text{ кг/м}^2$ ) 0,15×7	1,05	1,35	1,42
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 30 \text{ мм}$ ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ ) 0,03×18×7	3,78	1,35	5,1
3	Утеплитель – пенополистирол $\delta = 150 \text{ мм}$ ( $\rho = 30 \text{ кг/м}^3$ ) 0,15×0,35×7	0,32	1,35	0,43
4	Пароизоляция ( $m = 7 \text{ кг/м}^2$ ) 0,07×7	0,49	1,35	0,66
5	Собственный вес плит покрытия ( $m = 200 \text{ кг/м}^2$ ) 2,0×7	14,0	1,15*	16,1
6	Собственный вес балки	3,0	1,15*	3,45
Итого:		$g_k=22,64$		$g_d=27,16$
	<u>Переменное воздействие</u>			
	Снеговая (г. Минск) 1,28×7	8,96	1,5	13,44
Итого ( $q$ )		$q_k=8,96$		$q_d=13,44$

**Назначение армирования.** В качестве напрягаемой арматуры использовались канаты класса Y1860S7 по СТБ EN 10138-3-2009, ненапрягаемой – арматура класса S500. В качестве напрягаемой арматуры назначена канатная арматура диаметром 15,2 мм с площадью поперечного сечения 140 мм<sup>2</sup>. Общее количество канатной арматуры принято 8 штук. Общая площадь арматуры составила 1120 мм<sup>2</sup>. При том же расчете в двускатной балке переменного сечения была принята канатная арматура диаметром 12,5 мм, общим количеством 12 штук и площадью 1116 мм<sup>2</sup>.

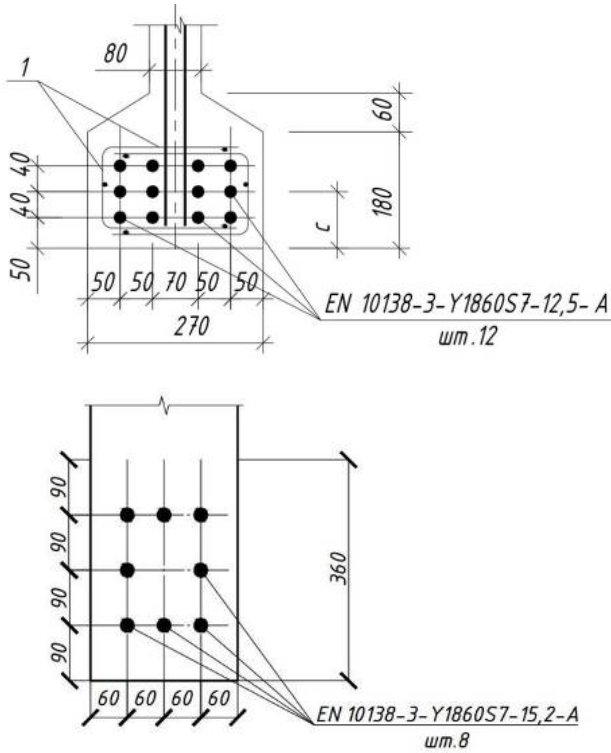


Рис. 3. Назначение продольного армирования

Также в результате расчета решетчатой балки на действие нагрузок в стадии эксплуатации получен запас прочности 38%, балки переменного сечения – 28%. В верхней части обеих балок установлена конструктивная арматура класса S500 диаметром 12 мм, общим количеством 4 штуки. При проверке несущей способности сечения балки в стадии изготовления получены следующие запасы прочности: в решетчатой балке 5%, в балке с переменным сечением – 16%.

При расчете поперечной арматуры использовался метод ферменной аналогии. В балке со сплошным сечением было принято армирование стержнями из арматуры S500 диаметром 8 и 6 мм. В решетчатой балке были приняты сварные или вязанные каркасы со стержнями 12 диаметра. Полученные запасы прочности 54% и 99%



соответственно. Эта же поперечная арматура воспринимает значительное усилие, возникающее в стойках, так как расчет поперечной арматуры производился в местах опирания плит, совпадающих с местами установки стоек.

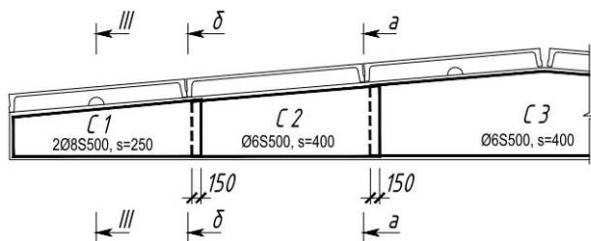


Рис. 4. Назначение поперечного армирования

**Заключение.** Окончательное сравнение балок будет произведено после статического расчета в программном комплексе Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Разрабатывается 4 варианта модели балки: 2 стержневые модели – с учетом и учета вут, 2 пластинчатые модели – с учетом и без учета вут.

УДК 624:012

### **О необходимости теплоизоляционной защиты конструкций нулевого цикла зданий и сооружений**

Бабицкий А. А.

Научный руководитель: Ловыгин А. Н.

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Гидроизоляционная система – это совокупность элементов, направленных на защиту сооружения от воздействия воды и влаги. К элементам гидроизоляционной системы относят мероприятия, обеспечивающие эту защиту – гидроизоляционные мембраны, дренаж, теплоизоляцию, вентиляцию, водоудаление и др.

Практика обследования подземных сооружений свидетельствует о том, что при их проектировании и строительстве, как правило, не в полной мере учитывает влияющие на эксплуатационную гидроизоляционных систем теплоизоляции, дренажа и т. д.

Как правило, строительные конструкции подземных сооружений могут подвергаться намоканию по разным причинам. В зависимости от источников влаги может происходить капельно-жидкое или конденсационное увлажнение.

Применительно к теме настоящей статьи, следует рассматривать второй тип увлажнения строительных конструкций сооружений.

Конденсационное увлажнение происходит при применении водяных паров из зоны высоких парциальных давлений в зону пониженных и перенасыщение воздуха влагой при падении температуры.

Различают три разновидности конденсации воды в конструкциях сооружений: систематическую, дифференциальную и круговую.

Под систематической конденсацией понимают конденсацию чаще всего происходящую в связи со значительным и длительным перепадом.

Дифференциальная конденсация – это конденсация влаги на поверхности конструкций при росте или падении температуры воздуха вследствие температурного гистерезиса конструкций.

Круговой конденсацией следует считать конденсацию, происходящую за счёт смещения выходных паров в пределах одного и того же замкнутого объёма воздуха в полости конструкций или материала (в массовых конструкциях например таких как пилоны).

Гидроизоляционная система большинства сооружений страдает главным образом от систематической и дифференциальной конденсации.

Систематическая конденсация может иметь место в случае повышенной влажности помещения.

Пары воздуха проникают в бетон и конденсируются под гидроизоляционной мембраной и отрывают её. При отсутствии теплоизоляции в зимнее время мембрана может быть разрушена. Теплоизоляционная защита обеспечивает долговечность работы гидроизоляционной мембраны, предохраняющей сооружение от проникновения в него воды и влаги.

Основным принципом в решении этого вопроса является снижение теплопотерь наружных ограждающих конструкций сооружений за счёт увеличения их сопротивления теплоизоляции.

Температурные и влажностные поля подземных помещений сооружений являются нестационарными [1]. Их определение относится к числу наиболее сложных задач математической физики.

В общем случае опасность повышения конденсата на внутренней поверхности конструкций тем больше, чем выше влажность внутреннего воздуха.

Водяные пары, содержащиеся в воздухе помещений, конденсируются на внутренней поверхности ограждения в том случае, когда температура поверхности окажется ниже точки росы внутреннего воздуха  $\tau_{\phi}$ , т. е. температуры, при которой воздух определённой влажности становится насыщенным водяным паром. Следовательно, при расчёте ограждения необходимо обеспечить его внутренней поверхности такую температуру  $\tau_{\phi}$ , которая была бы ниже точки росы для данной влажности воздуха.

Согласно теории теплопередачи, величина  $\tau_{\phi}$  связана в термическим сопротивлением ограждающей конструкции  $R_0$  и сопротивлением тепловосприятия  $R_B$  зависимостью:

$$\tau_{\phi} = t - (t_B - t_H) \frac{R_0}{R_H}$$

где  $t_B$ ,  $t_H$  – температуры внутреннего и наружного воздуха,  $^{\circ}\text{C}$ ;

$R_B = 1/\alpha_B$  – сопротивление теплопередаче на внутренней поверхности ( $\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}$ );

$R_0 = 1/\alpha_B + R_t$  – сопротивление теплоотдаче,  $\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$ .

При расчётах уже существующих ограждений по минимальной температуре внутренней поверхности определяют предельно допустимую относительную влажность воздуха, при которой начинается конденсация влаги на поверхности ограждения. Если полученное значение оказывается выше действительной влажности воздуха внутри помещения, то применение дополнительных мер по защите ограждения от конденсационной влаги не требуется. В противном случае применение дополнительных мер по теплоизоляционной защите необходимо.

Анализ приведённой формулы показывает, что регулируя величины термического сопротивления и сопротивления тепловосприятия ограждающей конструкции, может обеспечить необходимые условия для невозможности возникновения на её внутренней поверхности конденсата.

В связи с этим следует отметить, что при реконструкции попытка установить утеплитель с внутренней стороны ограждения не приводит к положительному эффекту, так как при внутреннем в холодное время года все ограждения находятся в зоне отрицательных температур. При этом нарушается естественная диффузия водяных паров из подземного сооружения наружу, что создаёт условия для образования конденсата на границе утеплителя и стены.

К материалам, применяемым в качестве теплоизоляции заглубленных и подземных сооружений, предъявляются особые требования: водопоглощение, высокая прочность при сжатии при низкой теплопроводности, стойкость к агрессивным подземным водам, неподверженность гниению.

По виду исходного сырья теплоизоляционные материалы делятся на неорганические и органические. По структуре – на волокнистые, ячеистые и зернистые. По сжимаемости: на мягкие «М» - относительная деформация свыше 30%; полужёсткие «ПЖ» - 6-30%, жёсткие «Ж» - не более 6% (при удельной нагрузке 2.0 кПа); повышенной жёсткости – до 10% (при удельной нагрузке 4.0 кПа) и твёрдые – до 10% (при удельной нагрузке 10,0 кПа) [3].

В заключении следует отметить, что выбор вида и типа теплоизоляционной защиты конструкций подземных сооружений в случае необходимости должны основываться на действительном состоянии температурно-влажностного режима помещений, условий эксплуатации, т.е. стоимости ремонтной пригодности, наличия имеющейся сырьевой базы, квалификации исполнителей и других сопутствующих факторов.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шильд Е., Кассельман Х.Ф., Дамен г., Поленц Р. Строительная теплофизика/ перевод с немецкого Бердуневского В.Г. под редакцией Дешко Э.Л. – М.:Стройиздат, 1982 – 296 с.
2. Умняков П.А. Теплоизоляция ограждающих конструкций жилых и общественных зданий. – М.: Стройиздат, 1978 – 160 с.
3. Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарёв И.А., Ляпидиевская О.Б. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте. – Тверь: Издательство «Русская торговая марка», 2003 – 396 с.

## Определение высоты плитной части фундамента

Ванюк С. А.

Научный руководитель: Даниленко И. В.

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Рациональное задание высоты плитной части фундамента позволяет экономить материал при изготовлении фундамента, поэтому определение высоты является одной из важных задач в проектировании фундамента. Произведем вычисления для момента равного 676,54 кНм.

Фундамент под колонны  $b_s \times h_s = 400 \times 600$  мм.

Класс ответственности по условиям эксплуатации ХС2.

Принимаем бетон класса  $C^{25}/_{30}$ , соответствующего данным условиям эксплуатации.

Определим расчетные характеристики для бетона  $C^{25}/_{30}$ :

характеристическое значение бетона на осевое сжатие

$$f_{ck} = 25 \text{ МПа};$$

расчетное сопротивление бетона сжатию

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

расчетное сопротивление бетона на растяжение

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ МПа}$$

Из условия прочности сечения на продавливание без учета армирования (ЕС 2, п.6.4.4 (2)). Итерационным путем, задавшись рабочей высотой подошвы ( $d=235$  мм) и расстоянием от края колонны до контрольного периметра  $a=2 \cdot d$ , проверим условие:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ .

$$V_{Rd,c} = v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.922^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0.511 \text{ Мпа}$$

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} = 1 + (200/235)^{0.5} = 1.922 < 2.$$

$$\begin{aligned}
 V_{Ed} &= \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} \left[ 1 + k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot u}{V_{Ed,red} \cdot W} \right] \\
 &= \frac{186,92}{4,952 \cdot 0,235} \left[ 1 + 0,65 \cdot \frac{194,45 \cdot 4,952}{186,92 \cdot 2,65} \right] \\
 &= 0,37 \text{ Мпа}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 u &= 2 \cdot (b_s + h_s) + 2 \cdot \pi \cdot d = 2 \cdot (0,4 + 0,6) + 2 \cdot \pi \cdot 0,235 \\
 &= 4,952 \text{ м.}
 \end{aligned}$$

Площадь заключенная в указанный периметр равна:

$$\begin{aligned}
 A_{crt} &= (b_s + 2 \cdot a) \cdot h_s + (h_s + 2 \cdot a) \cdot b_s - b_s \cdot h_s + \pi a^2 \\
 &= (0,4 + 2 \cdot 2 \cdot 0,235) \cdot 0,6 + (0,6 + 2 \cdot 2 \cdot 0,235) \cdot 0,4 - 0,4 \cdot 0,6 + \pi \cdot (2 \cdot 2 \cdot 0,235)^2 = 1,874 \text{ м}^2
 \end{aligned}$$

Для сосредоточенной нагрузки результирующее усилие

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}.$$

Продавливающая сила  $V_{Ed,red}$ , вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне расчетной(критической) площади:

$$\begin{aligned}
 V_{Ed,red} &= (B \cdot L - A_{crt}) \cdot p = (1,8 \cdot 1,5 - 1,874) \cdot 226,3 = \\
 &= 186,92 \text{ КН}
 \end{aligned}$$

где B,L,p габариты фундамента в плане, среднее давление грунта под подошвой.

$$p = \frac{N_{Ed}}{B \cdot L} = \frac{611,02}{1,8 \cdot 1,5} = 226,3 \text{ кН/м}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,max} = 194,45 \text{ кН/м}$$

$$k = 0,65$$

Для прямоугольных колонн:

$$W = \frac{h_s}{2} + h_s \cdot b_s + 2 \cdot b_s \cdot a + (2 \cdot a)^2 + \pi \cdot a \cdot h_s = \frac{0,6^2}{2} + 0,4 \cdot 0,6 + 2 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 0,235 + (2 \cdot 2 \cdot 0,235)^2 + \pi \cdot 2 \cdot 0,235 \cdot 0,6 = 2,565 \text{ м}^3$$

Условие  $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$  выполняется:  $0.37 \text{ МПа} \leq 0.511 \text{ МПа}$ .

С учётом защитного слоя бетона  $s=65 \text{ мм}$  при наличии бетонной подготовки и кратности толщины плиты модульным размерам принимаем толщину плиты равной  $300 \text{ мм}$ .

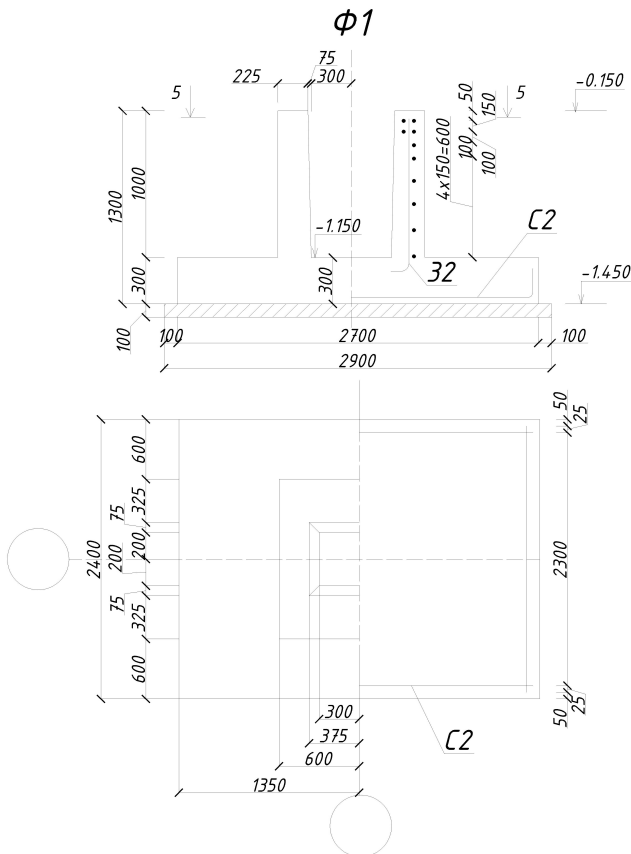


Рис. 1. Размеры фундамента в плане

**Выводы:** На основе еще нескольких работ можно сделать вывод, что для моментов от 170 до 220 кН/м и продольной силы от 580 до 620 кН высота плитной части будет равна 300 мм. Для моментов от 400 кН/м и продольной силы свыше 1000 кН высота плитной части будет составлять 600 мм.

УДК624.075.23.012.35

**Учет пространственной работы каркаса  
одноэтажного производственного здания  
при крановых нагрузках при расчете железобетонных колонн  
по европейским нормативным документам**

Василёнок В. А., Дашкевич Е. А.,  
Емельянова А. А., Жданович П. М.  
Научный руководитель: Рак Н. А.

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение.** При расчёте железобетонных колонн одноэтажных производственных зданий необходимо учитывать пространственную работу каркаса при действии крановых нагрузок [1]. Это обусловлено тем, что покрытие здания из железобетонных плит, соединённых сваркой закладных деталей и замоноличиванием швов, представляет собой жёсткую в своей плоскости горизонтальную связевую диафрагму. Колонны здания, объединённые горизонтальной связевой диафрагмой в поперечные и продольные рамы, работают как единый пространственный блок. Размеры такого блока в плане определяются расстояниями между температурными швами.

Нагрузки от массы покрытия, снега, ветра приложены одновременно ко всем рамам блока, при этих нагрузках пространственный характер работы каркаса здания не проявляется и каждую плоскую раму можно рассчитывать в отдельности. Нагрузки же от мостовых кранов приложены лишь к двум-трём рамам блока, но благодаря горизонтальной связевой диафрагме в работу включаются остальные рамы блока, происходит пространственная работа.

В каркасном здании из типовых элементов с регулярным шагом и постоянной жесткостью центр жесткости (т.е. точка приложения



равнодействующей реактивных сил при поступательном перемещении блока) совпадает с геометрическим центром. Если приложить к поперечной раме с координатой  $x_0$  силу  $F$ , то перемещение блока от этой силы будет поступательным, а от момента  $M = F x_0$  – вращательным (рис. 1).

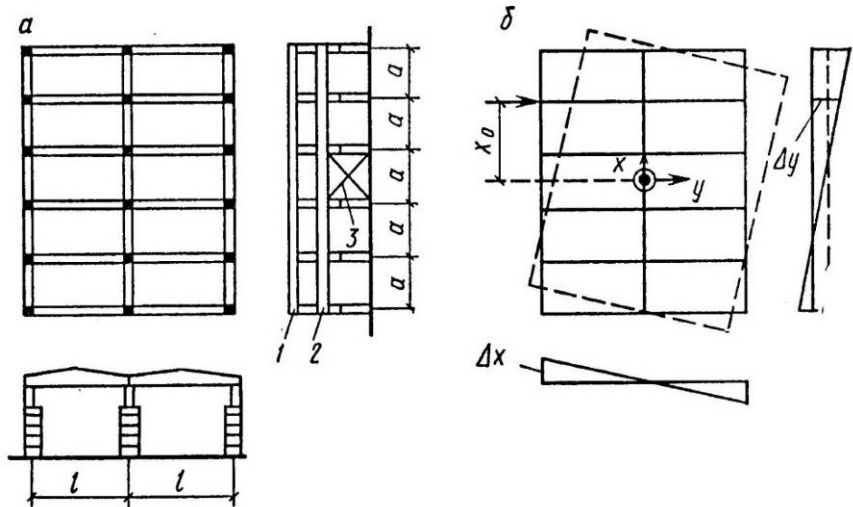


Рис. 1. Пространственный блок одноэтажного каркасного здания [1]:

$a$  – схема блока;  $b$  – схема перемещения блока: 1 – покрытие;  
2 – подкрановая балка; 3 – вертикальные связи по колоннам

Если  $r_{11x}$  – реакция поперечной рамы от единичного перемещения  $\Delta=1$ , то поступательное перемещение блока:

$$\Delta = \frac{F}{n * r_{11x}},$$

где  $n$  – число поперечных рам блока.

При вращении жёсткой в своей плоскости горизонтальной связевой диафрагмы на угол  $\varphi = 1$  поперечные рамы получают перемещение, равное  $x \operatorname{tg} \varphi$ , но поскольку конечный угол  $\varphi$  будет малым и, следовательно,  $\operatorname{tg} \varphi = \varphi = 1$ , поперечные рамы получают перемещение, равное их координате  $x$ ; продольные рамы получают перемещение, равное  $y$ . При этом возникают реакции:

в поперечных рамах:  $R_x = x r_{11x}$ ;

в продольных рамах:  $R_y = y r_{11y}$ ,

где  $r_{11y}$  – реакция продольной рамы от смещения  $\Delta = l$  (определяется с учётом сопротивления вертикальных связей по колоннам).

Кручением колонн при вращении горизонтальной диафрагмы ввиду его малости пренебрегают.

Угловая жёсткость блока или реактивный момент блока от единичного угла поворота диафрагмы  $\varphi = 1$ :

$$B_\phi = MB_\phi = M_{\varphi=1} = 2 \sum_1^m x R_x + 2 \sum_1^p y R_y,$$

где  $m = n/2$ , когда  $n$  – число поперечных рам чётное, или  $m = (n-1)/2$ , когда  $n$  – число нечётное;

$p = q/2$ , когда  $q$  – число продольных рам чётное, или  $p = (q-1)/2$ , когда  $q$  – число нечётное.

Угловая жёсткость блока с учётом значения реакций составит:

$$B_\phi = 2r_{11x} \left( \sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right);$$

$$\beta = \frac{r_{11y}}{r_{11x}}.$$

Угол поворота блока вокруг центра вращения:

$$\varphi = \frac{M}{B_\phi} = \frac{F x_0}{2r_{11x} (\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2)}.$$

Перемещение поперечной рамы с координатой  $x_0$  от силы  $F$  находится суммированием перемещений — поступательного и от вращения блока:

$$\Delta = \frac{F}{n * r_{11x}} + x_0 \varphi = \frac{F}{n * r_{11x}} + \frac{F x_0^2}{2r_{11x} (\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2)}.$$

Реактивная сила от единичного перемещения  $\Delta = 1$  поперечной рамы, приравняв единице перемещение:

$$F = C_{dim} r_{11x},$$

$$\text{где } C_{dim} = \frac{1}{\left[ \frac{1}{n} + \frac{x_0^2}{2(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2)} \right]}.$$

Коэффициент  $C_{dim}$  характеризует пространственную работу каркаса, состоящего из поперечных и продольных рам.

Если учитывать пространственную работу рам лишь одного поперечного направления, то в упрощенном решении при  $\beta=0$  :

$$C_{dim} = \frac{1}{\left[ \frac{1}{n} + \frac{x_0^2}{2(\sum_1^m x^2)} \right]}.$$

Вычисление коэффициента  $C_{dim}$  выполняют для второй от торца блока поперечной рамы, находящейся в наименее благоприятных условиях (в части помощи, оказываемой работой соседних рам).

Поперечную раму можно рассчитывать на крановые нагрузки с учётом пространственной работы каркаса здания методом перемещений с введением к реакции от единичного смещения поперечной рамы коэффициент  $C_{dim}$ .

Методика исследований учета пространственной работы при расчете поперечной рамы на ЭВМ.

При выполнении статического расчета на ЭВМ к традиционной расчетной схеме поперечной рамы необходимо добавить жесткость дополнительную горизонтальную упругую связь в уровне верха рамы. Жесткость этой связи можно определить по формуле:

$$C_{don} = (C_{dim}-1)r_{1lx}.$$

где  $C_{dim}$  – коэффициент, определенный по приведенной выше формуле;  $r_{1lx}$  – реакция поперечной рамы от единичного перемещения  $\Delta = 1$ .

Исследование влияния учета пространственной работы (ПР) каркаса одноэтажного производственного здания при крановых нагрузках на материалоемкость железобетонных колонн при их расчёте по европейским нормативным документам включало в себя последовательное выполнение следующих этапов:

1. Выполнение статического расчета 4 вариантов двухпролетных поперечных рам по традиционной расчетной схеме при действии постоянных, снеговых и ветровых нагрузок, определенных согласно европейским нормативным документам [2–5]. Основные параметры элементов поперечных рам приведены в табл. 1.

Таблица 1

## Основные параметры элементов поперечных рам

Параметр	Вариант			
	1	2	3	4
Пролёт $L$ , м	21	23,5	17	22,5
Шаг колонн $B$ , м	7,5	6,5	9,5	7
Грузоподъёмность крана $Q$ , т	8	12,5	8	10
Отметка низа Стропильной конструкции, м	10,9	12,75	12,2	13,1
Класс бетона	C <sup>30</sup> / <sub>37</sub>	C <sup>30</sup> / <sub>37</sub>	C <sup>40</sup> / <sub>50</sub>	C <sup>30</sup> / <sub>37</sub>
Тип колонны	Средняя	Средняя	Средняя	Крайняя
Размеры сечения надкрановой части $b \times h$ , мм	400×600	400×600	400×600	400×380
Размеры сечения подкрановой части $b \times h$ , мм	400×800	400×800	400×800	400×600
$C_{dim}$	3,387	3,438	3,460	3,987
$C_{доп}$ , Т/М	548	344	391	388

2. Определение для этих вариантов по приведенным выше формулам коэффициента  $C_{dim}$ , учитывающего пространственную работу каркаса при действии крановых нагрузок, а также жесткости  $C_{доп}$  дополнительной горизонтальной связи (см. таблицу 1).

3. Выполнение статического расчета 4 вариантов двухпролетных поперечных рам по расчетной схеме с дополнительной упругой связью при действии различных загрузений вертикальными и горизонтальными крановыми нагрузками, определенными согласно европейскому нормативному документу [6].

4. Составление по полученным в результате расчетов по этапам 1 и 3 усилий, согласно требованиям [1] расчетных сочетаний усилий в наиболее нагруженных сечениях надкрановой и подкрановой частей колонны (см. таблицы 2-3).

5. Определение согласно [7] площадей продольного армирования надкрановой и подкрановой частей колонн, требуемых из условия обеспечения несущей способности. Основные результаты расчетов приведены в таблицах 2-3 (максимальные значения площадей выделены жирным).

6. По полученным в результате расчетов по этапу 5 значениям требуемой площади продольного армирования с учетом конструктивных требований [7] были приняты соответствующие количество и диаметры стержней. Результаты конструирования приведены в таблице 4.

### **Заключение**

Анализ результатов выполненной работы позволил сформулировать следующие выводы:

1. Учет пространственной работы каркаса ОПЗ при крановых нагрузках при статическом расчете можно производить путем добавления дополнительной упругой связи в традиционно расчетной схеме поперечной рамы.

2. Жесткость дополнительной упругой связи зависит от значения коэффициента  $C_{dim}$  и реакции поперечной рамы от ее единичного смещения.

3. Анализ результатов статических расчетов показал, что при учете пространственной работы каркаса достигается снижение изгибающих моментов в надкрановой части колонны в среднем на 30% и в подкрановой части колонны в среднем на 60%.

Таблица 2

## Результаты расчета по вариантам 1 и 2

Комбинации	Результаты	Надкрановая часть			Подкрановая часть		
		Без учёта ПР	С учётом ПР	Уменьшение момента, %	Без учёта ПР	С учётом ПР	Уменьшение момента, %
Вариант 1							
$M_{\max}$ , $N_{\text{соот}}$	M, кН·м	209,73	104,97	50,	677	198,66	717
	N, кН	574,34	832,34		1318,28	1474,66	
	$A_s$ , мм <sup>2</sup>	<b>275</b>	-459		<b>858</b>	-826	
$N_{\max}$ , $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	138,71	104,97	24	453,3	161,97	64
	N, кН	832,34	832,34		1607,24	1607,2	
	$A_s$ , мм <sup>2</sup>	-304	-459		-78	-1034	
$N_{\min}$ , $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	172,72	104,15	40	371,89	106,66	71
	N, кН	500,51	500,51		656,62	656,63	
	$A_s$ , мм <sup>2</sup>	184	<b>-131</b>		726	<b>-412</b>	
Вариант 2							
$M_{\max}$ , $N_{\text{соот}}$	M, кН·м	-190,13	-136,93	28	-896,46	-255,76	72
	N, кН	726,15	726,15		1619,38	1313,24	
	$A_s$ , мм <sup>2</sup>	-758	-213		<b>1385</b>	-521	
$N_{\max}$ , $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	165,41	135,22	18	447,92	213,19	52
	N, кН	826,6	726,15		1836,37	1699,32	
	$A_s$ , мм <sup>2</sup>	-181	-776		-230	-932	
$N_{\min}$ , $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	190,13	126,2	34	411,85	120,12	71
	N, кН	501,5	501,5		676,81	676,82	
	$A_s$ , мм <sup>2</sup>	<b>263</b>	<b>-31</b>		569	<b>-389</b>	

Таблица 3

## Результаты расчета по вариантам 3 и 4

Комбинации	Результаты	Надкрановая часть			Подкрановая часть		
		Без учёта ПР	С учётом ПР	Уменьшение момента, %	Без учёта ПР	С учётом ПР	Уменьшение момента, %
Вариант 3							
$M_{\max}$ , $N_{\text{соот}}$	M, кН·м	219,43	154,1	30	899,25	268,77	70
	N, кН	738,19	738,71		1453,02	1453,01	
	$A_s$ , мм <sup>2</sup>	121	-182		<b>1372</b>	-688	
$N_{\max}$ , $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	135,01	108,53	20	459,74	274,9	40
	N, кН	858,83	858,87		1742,18	1770,58	
	$A_s$ , мм <sup>2</sup>	-396	-516		-290	-927	

Продолжение табл. 3

$N_{\min},$ $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	192,58	125,56	35	497,10	135,61	73
	N, кН	486,67	486,69		864,55	791,2	
	$A_s, \text{мм}^2$	<b>277</b>	<b>-31</b>		627	<b>-482</b>	
Вариант 4							
$M_{\max},$ $N_{\text{соот}}$	M, кН·м	145,36	111,02	24	475,97	244,65	49
	N, кН	350,18	350,22		618,56	754	
	$A_s, \text{мм}^2$	158	67		<b>1453</b>	<b>218</b>	
$N_{\max},$ $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	133,54	90,96	32	275,17	150,36	45
	N, кН	488,51	488,47		1033,69	1084,7	
	$A_s, \text{мм}^2$	-77	-192		150	-542	
$N_{\min},$ $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	178,35	111,02	38	307,02	137,9	55
	N, кН	305,18	305,2		471,82	471,82	
	$A_s, \text{мм}^2$	<b>203</b>	<b>123</b>		821	43	

Таблица 4

### Уменьшение количества арматуры при учете пространственной работы (ПР)

Вариант расчёта	надкрановая часть принятая арматура площадь арматуры, мм <sup>2</sup>		подкрановой часть принятая арматура, площадь арматуры, мм <sup>2</sup>		Уменьшение площади арматуры в подкрано- вой части, %
	Без учёта ПР	С учётом ПР	Без учёта ПР	С учётом ПР	
1	2Ø20 628	2Ø20, 628	2Ø25 982	2Ø20 628	36
2	2Ø20 628	2Ø20 628	3Ø25 1473	2Ø20 628	57
3	2Ø20 628	2Ø20 628	3Ø25 1473	2Ø20 628	57
4	2Ø16 402	2Ø16 402	3Ø25 1473	2Ø16 402	73
Среднее					56

4. Анализ результатов расчетов продольного армирования колонн показал, что при учете пространственной работы каркаса достигается снижение площади продольного армирования подкрановой части колонн в среднем на 55 %.

5. Продольное армирование надкрановой части колонны при этом не уменьшается в связи с тем, что оно устанавливается по конструктивным требованиям, исходя из условия  $A_{s,\min} = 0,001A_c$  при

минимальном диаметре стержней арматуры средней колонны Ø20 мм и крайней колонны Ø16 мм.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. / В.Н. Байков, Е.Э. Сигалов – М. Стройиздат, 1991. – С.392-396.

2. ТКП EN 1990-2011 (EN 1990:2002, IDT). Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. — Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2012. — 61 с. (с Изм. № 1).

3. ТКП EN 1991-1-1-2016 (EN 1991-1-1:2002+AC:2009). Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки зданий. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2016. – 38 с.

4. ТКП EN 1991-1-3-2009 (EN 1991-1-3:2003, IDT). Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. – 40 с.

5. ТКП EN 1991-1-4-2009 (EN 1991-1-4:2005, IDT). Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. — 117 с.

6. ТКП EN 1991-3-2009 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 3. Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием – 69 с.

7. ТКП EN 1992-1-1-2009\* (EN 1992-1-1:2004+AC:2010, IDT). Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2015. – 205 с.



## Сравнение методик расчетов одиночно армированных прямоугольных элементов по национальным приложениям Республики Беларусь и Великобритании

Гринев Е. В.

Научный руководитель: Гринев В. В.

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение.** Как Республика Беларусь отказалась от СНБ 5.03.01-02, так и Великобритания отказалась от стандарта BS8110 с переходом на Еврокод 2. Моей задачей было сравнение методик расчета изгибаемых железобетонных элементов с одиночной арматурой.

В качестве источника, я использовал руководство для проектировщиков к Еврокоду 2: «Проектирование железобетонных конструкций.» Авторы Э.В. Биби, Р.С. Нараянан. Изданное в 2013 г. в МГСУ.

В п. 3.2.3 EN 1992-1-1 описываются три возможных варианта расчетов железобетона. Предпочтительным является использование графика «парабола-прямоугольник», однако допускается также и использование билинейного и прямоугольного графика. Эти три графика сравниваются на рис 1.

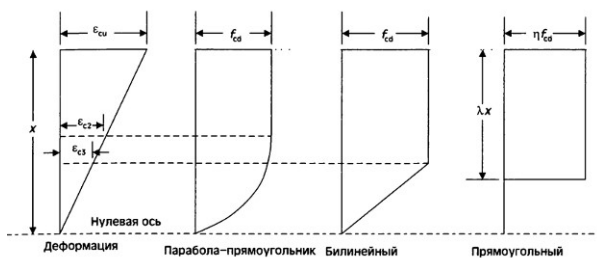


Рис. 1

Согласно положения норм проектирования расчет железобетонных конструкций по прочности сечений нормальных к продольной оси при действии изгибающих моментов и продольных сил может выполняться с использованием нескольких методов, область применения которых приведена в табл. 1.

Таблица 1

Метод расчета	Вид диаграммы деформирования бетона	Характер эпюры напряжений сжатой зоны	Область применения метода расчета
Общий деформационный	Парабол. с ниспадающей ветвью	Криволинейная	Расчет конструкции по прочности сечения любой формы с произвольным расположением арматуры при любой схеме приложения продольной силы и изгибающих моментов
Упрощенный деформационный	Параб. линейная	Парабола - прямоугольник	
	Билинейная	Трапецидальная	
Предельных усилий	Жесткопластическая	Прямоугольная	Расчет конструкций по прочности сечений, имеющих простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента бетона класса не более С50/60.

В табл. 2 приведено сравнение трех идеализированных кривых на основе среднего напряжения при прямоугольной сжатой зоне и расстояния от сжатой грани до центра тяжести сжатой зоны бетона, как коэффициента положения нейтральной оси ( $\beta$ ). Из табл. 2 следует, что результаты, полученные при помощи любой из трех упрощенных кривых, в большинстве случаев практически идентичны при прочности бетона до 50 Н/мм<sup>2</sup>.

Таблица 2

Класс бетона	Парабола – прямоугольник		Билинейная, прямоугольник		Прямоугольник	
	Среднее напряжение, Н/мм <sup>2</sup>	Коэффициент центра тяжести, β	Среднее напряжение, Н/мм <sup>2</sup>	Коэффициент центра тяжести, β	Среднее напряжение, Н/мм <sup>2</sup>	Коэффициент центра тяжести, β
12	5,51	0,416	5,10	0,389	5,44	0,40
16	7,34	0,416	6,80	0,389	7,25	0,40
20	9,18	0,416	8,50	0,389	9,07	0,40
25	11,47	0,416	10,63	0,389	11,33	0,40
30	13,76	0,416	12,75	0,389	13,60	0,40
35	16,06	0,416	14,88	0,389	15,87	0,40
40	18,35	0,416	17,00	0,389	18,13	0,40
45	20,64	0,416	19,13	0,389	20,40	0,40
50	22,94	0,416	21,24	0,389	22,67	0,40
55	23,19	0,393	22,10	0,374	23,93	0,39
60	23,58	0,377	22,88	0,363	25,03	0,39
70	24,86	0,360	24,55	0,349	26,78	0,38
80	27,1	0,355	26,51	0,342	27,94	0,36
90	29,75	0,353	28,44	0,337	28,56	0,35

Коэффициент  $a_{ss}$  описан в п. 3.1.6 EN 1992-1-1, он «используется чтобы учесть продолжительное сжатие и неблагоприятные эффекты, вызванные условиями приложения нагрузки». В п. 3.1.6 предлагается использовать значение  $a_{ss} = 1.0$ .

Национальное приложение Великобритании рекомендует использовать коэффициент  $a_{ss} = 0.85$ , как это рекомендуется в кодексе СЕВ (Европейского комитета по бетону). Нормы РБ рекомендуют  $a_{ss} = 1.0$ .

На рис. 2 показаны деформации и напряжения в прямоугольном сечении (балки и плиты с одиночной арматурой) для предельного состояния по несущей способности.

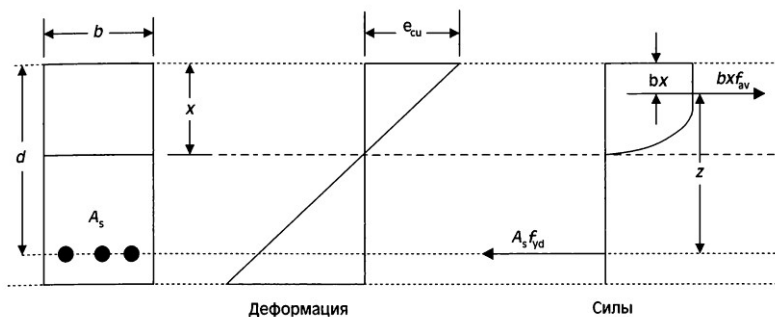


Рис. 2

Из рисунка 2 на основании равновесия осевых сил и моментов можно получить следующие уравнения:

$$f_{av}bx = f_{yd}A_s \quad \text{или} \quad x/d = pf_{yd}/f_{av}, \quad (1)$$

$$M = f_{av}bx(d - \beta x) \quad \text{или} \quad M/bd^2 = f_{av}(1 - \beta x/d)x/d, \quad (2)$$

где  $A_s$  – площадь растянутой арматуры;

$f_{av}$  – среднее напряжение в сжатой зоне бетона;

$f_{yd}$  – расчетный предел текучести стали;

$\beta$  – отношение расстояния от центра тяжести сжатой зоны до сжатой грани к расстоянию до нейтральной оси;

$p$  – коэффициент армирования ( $A_s/bd$ ).

Для кривой «парабола – прямоугольник» и прочности бетона не выше  $50 \text{ Н/мм}^2$  при частном коэффициенте надежности бетона  $\gamma_c = 1,5$  и  $\alpha_{cc} = 0,85$ , верно следующее:

$$f_{av} = 0,459 f_{ck},$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,5,$$

$$\beta = 0,416.$$

Характеристики для высокопрочных бетонов содержатся в табл. 2. Подставив  $x/d$  в уравнение (2) из уравнения (1), получим

$$pf_{yd} / f_{av} = \frac{1}{2}\beta - \sqrt{(1 / 4\beta^2 + K_{av} / \beta)},$$

$$K_{av} = M_d / bd^2 f_{av}.$$

Подставляя в это выражение значения  $\beta$  и  $f_{av}$  получаем

$$A_s = f_{ck} bd (0.633 - \sqrt{(0.4 - 1.46K / f_{yk})}),$$

$$K = M / bd^2 f_{ck}.$$

В п. 5.5 EN 1992-1-1 указаны предельные значения положения нейтральной оси в предельном состоянии по несущей способности, которое является функцией перераспределения, вытекающей из расчета. Для удобства здесь дублируется формула расчета таких предельных значений:

$$x / d \leq (\delta - 0.4) / (0.6 + 0.0014 / \epsilon_{cu}). \quad (3)$$

Для бетона класса по прочности C50 и ниже  $\xi=x/d$  не должно превышать 0,45, а для бетона класса C55 и выше - это отношение не должно превышать 0,35.

В уравнении (3)  $\delta$  – это отношение перераспределенного момента к моменту до перераспределения. Ограничение  $\delta$  является функцией типа арматуры: для стали класса В и С  $\delta > 0.70$ , для стали класса А  $\delta > 0.8$ .

Предельные значения параметрического (относительного) момента  $Md/(bd^2f_{cd})$  показаны на рис. 3. Наклонные части отношения для заданных прочностей бетона – это части отношения, описываемые приведенным выше уравнением, а вертикальные части отношения соответствуют предельным значениям положения нейтральной оси ( $0,45d$  или  $0,35d$ ) для заданной прочности бетона.

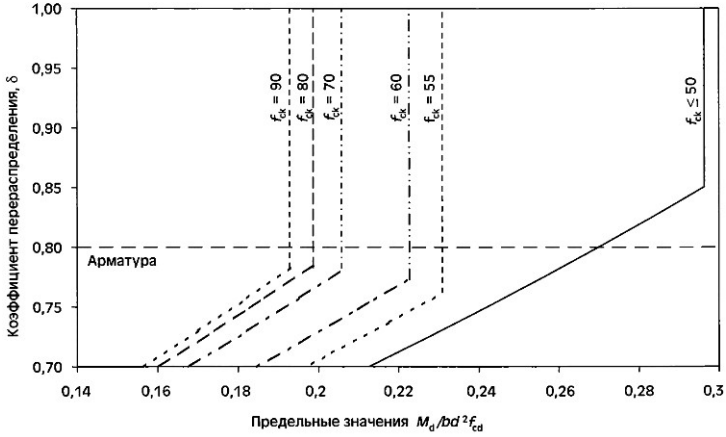


Рис. 3.

Формулы для определения площади арматуры можно представить в виде расчётных графиков. На рис. 4 указан коэффициент армирования  $A_s f_{yc} / b d f_{cd}$ , выраженный через безразмерный параметр для момента  $M / b d^2 f_{cd}$ . Следует отметить, что параметр  $M / b d^2 f_{cd}$  не может превышать величину, большую предельных значений на рис. 3. На верхней шкале графика на рис. 4 показаны значения  $x/d$  при достижении предельного состояния по несущей способности.

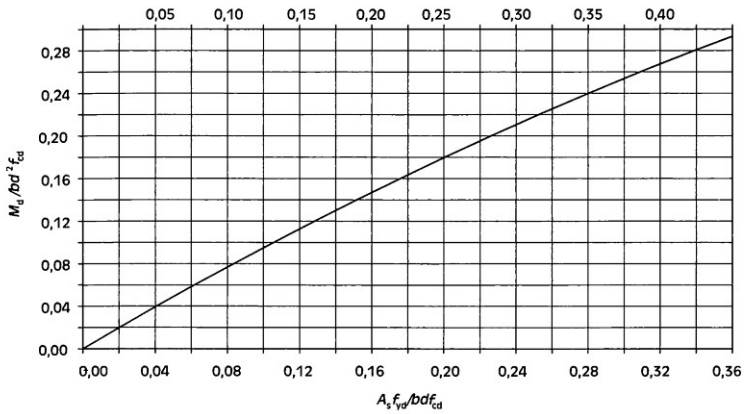


Рис. 4

**Вывод.** Метод определения площади растянутой арматуры отличаются только коэффициентом  $a_{cc} = 1$  в белорусских нормах, а в английских равным 0.85.

При определении предельного положения нейтральной оси подходы отличаются, национальные нормы РБ предлагают сравнивать значение относительного момента  $\alpha_m$  с  $\alpha_{m,lim}$ , выраженного через относительные деформации бетона и арматуры, а нормы Великобритании кроме этого учитывают коэффициент перераспределения моментов  $\delta$  (п 5.5 EC 2).

УДК 624.012.45

## **История изобретения железобетона и развития его производства**

Очеретянский И. С.

Научный руководитель: Гринев В. В.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

**Введение.** Римляне оставили миру очень важное изобретение – бетон. Они использовали его, например, для водовода, проложенного по самому большому из построенных ими мостов длиной 275 метров и высотой 49 метров, перекинутому через реку Гардон у города Ним свыше 2000 лет назад. И сегодняшняя наша жизнь без бетона немислима. Его можно встретить повсюду, но часто он служит нам даже незримо: мосты, тоннели, улицы, дома обязаны ему своими достоинствами. Особенно ценными являются такие его специфические качества как прочность, гибкость, влаго и шумонепроницаемость и пожаростойкость.

По влиянию на развитие мировой цивилизации изобретение железобетона смело можно поставить в один ряд с открытием электричества, появлением автомобиля или авиации. Железобетон постоянно совершенствуется и не собирается сдавать своих позиций. Тем более, что по праву считается одним из самых экономичных, надежных и долговечных материалов. Он сохранит свою лидирующую роль в строительстве и в XXI веке.

## **1. Достоинства железобетона**

Бетон частично защищает металл арматуры от коррозии и воспринимает сжимающие напряжения, а арматура – растягивающие усилия.

Широкое применение железобетона в строительстве обусловлено рядом других его достоинств: он негорюч, мало подвергается коррозии, невероятно прочен. Кроме того, железобетон – один из самых экологически чистых стройматериалов, потому что все его компоненты природного происхождения – песок, наполнитель, цемент, известь, металл и т.д. Использование железобетона позволило решить проблему массовой застройки жилых районов. Великий французский архитектор Ле Корбюзье однажды сказал: "Современность принесла нам железобетон. Это необычайная удача. Мы получили возможность полностью удовлетворить как требования эстетики, так и требования экономики».

## **2. История развития железобетона**

По истории изобретения железобетона до сих пор нет единого мнения. Среди всех знакомых традиционных строительных материалов этот, как ни странно, один из самых молодых. Как только стало ясно, что железобетон является великолепным конструкционным материалом, способным решить проблему массового строительства зданий и сооружений различного назначения и это может принести немалые доходы, вокруг него разгорелись страсти, зачастую завершившиеся судебными процессами. В результате росло число беспорочно выполненных «систем», вызывавших многочисленные аварии, нередко с человеческими жертвами. Но, несмотря на это, железобетон довольно быстро обрел статус элитного материала, изучением и совершенствованием которого стали заниматься многие опытные специалисты во всем мире. Второе, более цивилизованное, рождение железобетона состоялось в середине 1930-х годов, когда началось промышленное производство его предварительно напряженных модификаций.

Внедрение нового материала не обошлось без трудностей. Поначалу нередким было разрушение конструкций из-за нарушения технологии производства железобетонных изделий и их неудачного размещения. В Англии железобетон одно время был даже запрещен. Революцию в его применении произвел немецкий инженер Карл



Вайс, который в 1879 году купил патент у Жозефа Монье. Только после этого он начал широко использоваться в строительстве.

Практически в одно и то же время идея армирования бетонных конструкций металлом пришла в голову нескольким людям. Это французы: адвокат по профессии Жан Луи Ламбо, инженер Франсуа Куанье и парижский садовник Жозеф Монье, и английский штукатур из Ньюкасла Вильям Уилкинсон...

В 1848 году французский адвокат по профессии Жан Луи Ламбо первым скрестил цементный раствор и арматурную сетку – соорудил лодку из железобетона. Показанная в 1855 году на Парижской выставке лодка Ламбо произвела настоящую сенсацию. Ламбо запатентовал судно из железобетона.

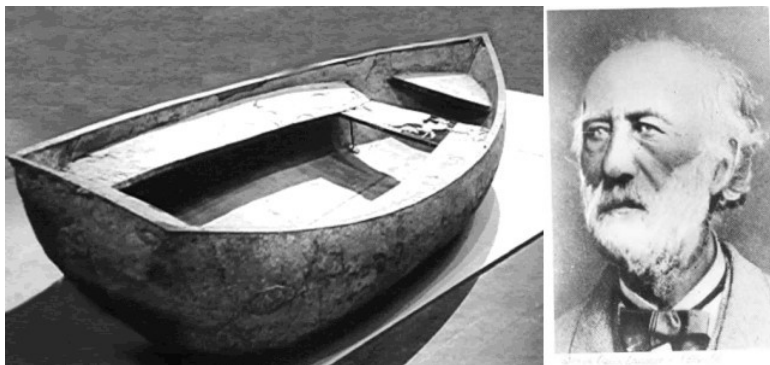


Рис. 1. Судно из железобетона. Жан Луи Ламбо

На той же Парижской выставке отличился и другой француз – Франсуа Куанье, запатентовавший бетон, предназначенный для строительства зданий. Этот материал замешивался с небольшим количеством воды в смесителе, который работал на конской тяге, и втрамбовывался в многократно используемые формы. В 1855 году Куанье получил патент и на метод армирования, предложив перекрестное размещение арматуры. Ее следовало заводить во все четыре стены, на которые опирается железобетонное перекрытие.

В начале 1850-х годов целые кварталы Парижа застраивались в невероятно короткий срок благодаря использованию известкового бетона Куанье. В 1861 году он издал брошюру "Применение железобетона в строительном искусстве", где впервые указал на то, что бетон и стальные стержни в нем работают совместно. В 1864 году

выстроил первую железобетонную церковь в своем родном городке во Франции. Около 20 лет Куанье строил железобетонные сооружения во Франции и других странах. Во время экономического кризиса 1881 года Франсуа Куанье обанкротился.

Через 20 лет начал внедрять железобетон в Северной Англии штукатур Вильям Уилкинсон, получивший в 1854 году патент на конструкцию огнестойкого перекрытия из железобетона, состоящего из металлического "скелета", залитого бетоном. Причем для повышения прочности перекрытия полосы укладывали в нижней части сечения, а над опорами отгибали их в верхнюю часть. Десять лет спустя он построил в Ньюкасле небольшой домик, где из железобетона были сделаны не только стены и перекрытия, но также лестницы, ступени даже дымовая труба - так на практике было доказано одно из тех качеств нового материала, которые и сделали его универсальным - способность принимать практически любую форму. Вполне вероятно, что Уилкинсон был первым, кто понял принцип рационального армирования железобетона. Идеи его, как ни странно, в самой Англии особого внимания в это время не привлекли, но в элементах конструкции, работающих на сжатие, применение бетона продолжало расширяться.

Несмотря на наличие патентов Ламбо и Куанье, в 1883 году Монье получил другой патент — на конструирование мостов, балок и сводов из железобетона. Жозеф Монье искал методы, как делать цветочные горшки более прочными.

В 1867 году французский садовник садоводческой фирмы «Братья Флер» в Версале Жозеф Монье выращивал в теплицах пальмы, затем пересаживал саженцы в глиняные горшки и отправлял для продажи в Англию. Горшки в дороге бились, пальмы погибали. Садовник терпел большие убытки. Однажды раздосадованный Монье решил слепить кадку для пальмы из цемента. Он взял две деревянные бочки и поместил их одна в другую, а промежуток между стенками залил цементом, получив бетонную тонкостенную бочку. Для большей прочности он заключил ее в каркас из железных стержней, а потом для красоты покрыл каркас тонким слоем жидкого цемента. На следующий день Монье обнаружил, что металлическая сетка плотно спаялась с цементом, образовав очень прочное соединение. Монье был выдан патент на изобретение. Это случилось в 1867 году, который принято считать годом изобретения

железобетона, как универсального негоряемого строительного материала. Монье на основе своего изобретения развернул производство: стал изготавливать сваи и опоры для мостов. Начал делать из железобетона плиты и перегородки для строительства. Он имел смутные представления о строительном деле и располагал проволочную сетку строго посередине плиты, хотя рациональнее размещать ее в нижней части - именно туда приходится наибольшая нагрузка. В 1869 году Монье построил из него бассейн, в 1873-м – небольшой мост. Вскоре он запатентовал свое изобретение в Германии и России и начал активно продавать его тамошним фирмам. Примерно с 1880 года железобетон начал распространяться по миру.

Таким образом, Жозеф Монье считали в мире, в том числе в России, изобретателем нового, необыкновенно важного в строительстве материала – железобетона.

Первыми крупными объектами, возведенными по системе Монье, были резервуары для хранения воды емкостью до 250 куб.м. Первый железобетонный мост пролетом 16 м и шириной проезжей части 4 м был построен в 1875 г. В 1877 году Монье получил патенты и на железобетонные колонны и балки. В 1886 немецкий инженер Gustav Adolf Wayss (1851—1917) купил патент Монье и усовершенствовал принцип железобетона. Его исследования и основание строительной фирмы Wayss & Freytag привели к распространению идеи Монье по всему миру.

В 1892 г. французский инженер Ф. Геннебик предложил монолитные железобетонные ребристые перекрытия и ряд других рациональных строительных конструкций и все последующие арматурные чертежи вычерчены условно, будто бетон является прозрачным, а арматура хорошо видимой по всей толще бетона.

Соотечественник Монье Эжен Леон Фрейсине (1879–1962) считался специалистом по железобетонным конструкциям. В 1917 году он предложил увеличить несущую способность бетона путем уплотнения его механической вибрацией, а потом и вибропрессованием. Но самым большим достижением Фрейсине следует считать изобретение предварительно напряженного бетона. При возведении преднапряженных конструкций большое значение имеет анкеровка натягиваемой арматуры. Сегодня повсеместно применяется конусная анкеровка, изобретенная Фрейсине.

Директор НИИЖБ, доктор технических наук Андрей Иванович Звездов говорит: «Во времена СССР традиционно применяли в основном сборный железобетон, учитывая как суровый характер нашей погоды, так и наличие развитой базы сборного домостроения. И лишь в последнее десятилетие прошлого века в стране начали широко использовать монолит. Причин тому несколько, но основная заключается в том, что архитекторы и строители хотели иметь материал, позволяющий заметно разнообразить внешний вид наших городов и давать гражданам более комфортное жилье с разнообразной планировкой. Этого удалось добиться тем, что сегодня бетон рассматривают не как простую смесь, где есть цемент, заполнитель, вода и, может быть, какие-то модификаторы, а как сложный композиционный материал с теми свойствами, которые необходимы строителям».

Ученый вкратце сформулировал суть этой концепции, состоящей из трех аспектов.

Первый важный ее аспект – это минимальное потребление невозполнимых природных ресурсов. Бетон и железобетон в этом смысле ресурсоемкий материал, но только потому, что его больше всего применяет человечество. Никаких других стройматериалов в таком огромном количестве не применяется. По уровню технических и экономических показателей бетон и железобетон по-прежнему остаются основными конструкционными материалами. Для того, чтобы получить одну тонну бетона, надо переработать 6 – 7 тонн природных ресурсов. Для сравнения: чтобы выработать одну тонну стали требуется почти в три раза больше природных ресурсов – примерно 20 тонн, причем 19 тонн в виде отходов возвращается в окружающую среду.

Второй важный аспект – это срок службы стройматериалов. По своим показателям прочности, долговечности и т. д. – бетон и железобетон практически не уступают другим видам стройматериалов. Нормативный ресурс службы их рассматривается в пределах 100 лет. Однако есть много известных исторических примеров, когда бетон служит значительно дольше. Также бетон и железобетон наиболее удачно поддаются вторичной переработке и повторному использованию, например, в качестве щебня для дорожного или других видов строительства. Будучи изъяты как минералы, они

продолжают быть минеральным материалом. И очень легко возвращаются в природу.

Третий аспект – сочетаемость с другими материалами. Как известно, бетон и железобетон с другими материалами сочетаются очень хорошо. Вот эти три аспекта являются краеугольными камнями, по которым оцениваются перспективы развития производства того или иного стройматериала.

Использование монолита сдерживает и ценовой фактор. Во всем мире монолитный бетон, как правило, стоит дешевле, чем сборный, хотя бы потому, что его не требуется приготавливать в заводских условиях, перевозить на сколько-нибудь значительные расстояния. Но, к сожалению, в России строительство из монолитного бетона по-прежнему дороже, чем из сборного. Это связано, прежде всего, с несовершенством технологии производства монолитного бетона и его применения в строительстве.

Андрей Иванович Звездов говорит: «В конце 70-годов прошлого века я побывал в командировке в городе Виннице и ознакомился с развалинами бункера Гитлера. Меня поразило, что арматура железобетона по истечении десятков лет не поржавела!» .

Самый большой прогресс железобетон обеспечил в массовом городском строительстве - в массовом, поскольку долгое время считался непригодным для возведения эксклюзивных зданий. Достаточно сказать, что в абсолютном большинстве американских небоскребов, построенных до 1980-х годов, железобетон – материал вспомогательный, тогда как несущий каркас в них выполнен из стальных балок (кстати, как и во всех московских "сталинских" высотках). К чему это привело, стало ясно 11 сентября 2001 года, когда весь мир мог видеть стремительное обрушение в результате теракта башен-близнецов Всемирного торгового центра в Нью-Йорке. Проведенное затем расследование показало, что если бы каркас ВТЦ был не стальным, а железобетонным, то здания устояли бы. Архитекторы учли уроки этой трагедии, и сейчас мировое "небоскребостроение" ориентировано на использование железобетона в качестве материала для несущих конструкций.

Задолго до нью-йоркского теракта о невысокой надежности металлического каркаса знал выдающийся советский инженер Николай Никитин, спроектировавший Останкинскую башню. Ее основное "телo" (если не брать верхушечную стометровую мачту) выпол-

нено из железобетона, а стальные тросы, дополнительно протянутые с внутренней поверхности ствола башни, несут лишь страховочную функцию на случай непредвиденных перегрузок. Когда в августе 2000 года в Останкине случился пожар, лопнуло 145 из 149 тросов, но башня устояла.

Перспективы применения бетона и железобетона в России по мнению ученого колоссальные. Мы пока не вышли на советские объемы производства бетона и железобетона, поэтому и ведется речь об удвоении объемов производства. Но это, видимо, не так просто будет сделать, так как промышленное производство строительных материалов не располагает необходимым потенциалом.

#### Выводы

Железобетон хорошо зарекомендовал себя в прочности, негорючести и хорошей устойчивости коррозии. Также железобетон выигрывает по сроку службы, сочетаемости с другими материалами и минимальным потреблением невозполнимых природных ресурсов.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Артур Фердинандович Лолейт // Русские архитекторы и строители. М., 1952. С.125-130.
2. Гвоздев А.А. А.Ф. Лолейт // Строитель. 1933. № 12. С. 5-6.
3. Гродский Ф.Я. Достижения отечественных ученых в строительной механике // Сборник трудов Студенческого научно-технического общества Московского инженерно-строительного института им. В.В.Куйбышева. М., 1949, С. 5-15.
4. Курс железобетона для строительных техникумов. Основы теории и проектирования. М.-Л., 1925.
5. К вопросу о правилах приемки железобетонных сооружений // Записки "МАО", Т. 1. Вып.2, 1905С.33-48.
6. Краткий очерк общей теории системы Монье и значение ее в области развития технических знаний//Труды II съезда русских зодчих. Ук. соч., С.195-207.
7. Курс железобетона для строительных техникумов. Основы теории и проектирования. Изд. 2-е. М.-Л. Госиздат, 1928. VIII. 259 с.
8. Лолейт А.Ф. // Строительная промышленность. 1933. № 5.
9. Некрасов В.П. А.Ф. Лолейт//Метрострой. 1933. № 5-6. С. 63.
10. О коэффициенте прочности железобетонных сооружений // Записки "МАО". Т. 1. Вып. 1. 1905. С. 1-16.

11. Рабинович И.М. Курс строительной механики стержневых систем. Ч. 1. Изд. 2-е, переработ. М.-Л., Стройиздат, 1950, С. 15-24.
12. Стенограмма заседания ВНИТОБ 14.07.1932г. М.-Л. Стройиздат, 1933. 63с
13. Фомин И. Бетон и железобетон. Возможности совершенствования// Строительная газета. 20.09.2005г.
14. Хайдуков К. Предисловие // О подборе сечений железобетонных элементов по критическим усилиям. М.-Л., Госстройиздат, 1933, с. 3-4.
15. Экономические предпосылки для применения железобетона и современные воззрения на природу бетона и железобетона. Сообщение, заслушанное на Высших курсах по организации капитального строительства в марте 1929г. М., Гостехиздат, 1930. 31 с.
16. Эрлихман В. Серое вещество// Журнал «Энергия промышленности. 2006. №3. С 38-40.
17. Материалы сайтов: <http://www.stroi.ru/>, <http://proxima.com.ua/>,  
<http://savelaleksandr.narod.ru/>, <http://www.nestor.minsk.by/>,  
<http://www.windowmedia.com/>

УДК 624.012

### **Реконструкция здания детского сада в г. п. Крошин**

Титяк Л. О., Трацевская А. А.

Научный руководитель: Мадалинский Г. Г.

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Проведение настоящего натурального обследования технического состояния наружных и внутренних стен, покрытия и кровли спортивного зала, необходимо для разработки мероприятий по ремонту стен, в связи с образованием трещин в стенах здания школы в пос. Октябрьский, Барановичского района, по улице Центральная, 2а.

Объект расположен по адресу: Брестская область, Барановичский район, д.Крошин. Время постройки здания 1985год, согласно техпаспорту.

Здание построено на основании типового проекта №214-2-131 разработанного институтом «БелНИИГипросельстрой» в 1978 году, привязанного с номером №191/81-4.06.1984г институтом «Белколхозпроект» Брестский филиал. Типовой проект предназначен для строительства в сельской местности с расчетной температурой наружного воздуха  $-21^{\circ}\text{C}$  и  $-26^{\circ}\text{C}$ , весом снегового покрова  $100 \text{ кгс/м}^2$ .

Величина нормативной временной нагрузки принята:

- для перекрытия над подвалом –  $150,200 \text{ кгс/м}^2$
- для чердачного перекрытия  $-75 \text{ кгс/м}^2$

Как было отмечено выше здание построено в 1985, в июне- августе 2004 года, в связи с образованием трещин в стенах и перегородках, НИС УО «Брестский государственный технический университет», выполнил обследование строительных конструкций детского сада, составлено заключение. В 2005-2007годах, на основании техно-рабочего проекта, разработанного УО «Брестский Государственный технический университет», генподрядчиком ГУСП «Барановичская ПМК-1», выполнены работы по капитальному ремонту с модернизацией детского сада в дер. Крошин Барановичского района.

Проектная документация утверждена отделом образования райисполкомом 28 декабря 2005 года.

Работы по капитальному ремонту с модернизацией оформлены актом приемки объекта 7 декабря 2007 года на основании исполнительной документации, техно-рабочего проекта.

В связи с ликвидацией Барановичского ПМК-1, в настоящее время исполнительная и проектная документация отсутствует.

У заказчика сохранились лишь технический паспорт составленный в декабре 2009 года, и частично техническое заключение НИС БГТУ составленное в 2004 году.

Типовой проект № 214-2-131 частично сохранился в архиве РНТЦ по ценообразованию в строительстве г. Минска.

Работы по обследованию здания школы и оценка технического состояния по результатам обследования выполнялись в соответствии с требованиями:

- ТКП 45-1.04-208–2010 (02250) «Здание и сооружение. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации»;



– ТКП 45-1.04-78–2007 «Техническая эксплуатация производственных зданий и сооружений. Правила проведения». Минск, 2007 г.;

– ТКП 45-1.04-37–2008 (02250) «Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения». Минск, 2009 г.;

– ТКП45-1.04-119–2008 (02250) «Здание и сооружения. Оценка степени физического износа». Минск 2009 г.

В результате общего обследования определена фактическая конструктивная схема здания, выявлены основные несущие и ограждающие конструкции и их расположение и техническое состояние, осмотрены и сфотографированы дефектные участки стен, конструкция покрытия (стропильная система).

Оценка общего технического состояния основных строительных конструкций по результатам общего обследования приведена в таблице.

Таблица

Оценка технического состояния основных несущих и ограждающих конструкций.

№ п/п	Наименование конструкций	Наименование Дефекта	Степень распространения	Класс дефектов	Категория технического состояния	
1	2	3	4	5	6	
1	Фундаменты и стены подвала. Цоколь	-замокание цоколя. -трещины в облицовке	Единичные	Малозначительные	II	
2	Стены	Внутренние	-не выявлено		I	
		Наружные	-трещины в кладке фронтонов из ячеистобетонных блоков	Единичные	Малозначительные	II
			-трещины в кирпичной кладке стен -трещины в зоне опирания перемычек и стальной балки на кирпичной столб	Единичные	Малозначительные Значительные	III
3	Перекрытия	не выявлено	-	-	-	
4	Стропильная система и кровля	-усадочные трещины в элементах	Единичные	Малозначительные	II	
		-ослабление крепления отдельных листов к обрешётке	Единичные	Малозначительные	II	

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

При этом выполнены работы по выборочному отбору проб ячеистобетонных блоков, кирпича и раствора для определения физико-механических характеристик, выполнены вскрытия дефектных участков стен, отрыт шурф.

Основные несущие конструкции:

Фундаменты здания – сборные ленточные из железобетонных плит и бетонных стеновых блоков, монолитные под кирпичные столбы.

Наружные стены здания выполнены из кирпича керамического рядового эффективного с облицовкой полнотелым силикатным кирпичом на цементно-известковом растворе. С наружной и внутренней стороны стены оштукатурены с толщиной слоя до 20мм. Внутренние стены и перегородки выполнены из полнотелого керамического кирпича и оштукатурены.

Чердачное перекрытие – сборные железобетонные многопустотные плиты.

Покрытие – деревянная стропильная система, с кровлей из плоских листов из оцинкованной стали, с организованным водостоком через наружные водосточные трубы. Отмостка выполнена из бетона.

В результате выборочного обследования фундаментов под стены в подвальной части здания, замочания стен подвала не установлено, что свидетельствует об удовлетворительном состоянии гидроизоляции.

Наличия дефектов в виде трещин по растворным швам и фундаментным блокам, свидетельствующих о неравномерной осадке или потере несущей способности основания не установлено, отсутствуют дефекты и повреждения фундаментов под стены. Специального обследования фундаментов в шурфах не производилось, так как обследование фундаментов под стены было выполнено в 2004 году НИС БГТУ. По отрытым шурфам было установлено, что фундаменты выполнены из железобетонных фундаментных плит по серии 1.112-5, глубиной заложения 1.1м и из бетонных блоков стен подвалов размером  $b*h*l = 0,5*0,6*2,4$  м и  $0,5*0,3*2,4$  м. Состояние фундаментов, выявленное в ходе осмотра из шурфов удовлетворительное, и может быть отнесено к I категории технического состояния.

В связи с продолжающимся процессом трещинообразования в стенах (даже после выполнения ремонтных работ в 2005-2007 годах) в зоне входных групп в осях А-Б;1-2 и А-Б;5-6, был отрыт шурф у кирпичного столба в осях А-1.

Характер образования и развития трещин указывает на неравномерную осадку фундаментов кирпичных столбов, вызванную попаданием атмосферных осадков под фундамент, вследствие дефектов отмотки, а также уклоном территории вокруг здания к стенам фундаментов.

Следует отметить также, что в отчете НИС БГТУ, указано, что специального обследования фундаментов, включающего геологические изыскания и оценку геологических условий не проводилось.

На момент обследования данные об инженерно-геологических условиях площади у заказчика отсутствуют.

По типовому проекту 214-2-131 под кирпичные столбы в осях А-1 и А-6, при монолитном варианте (сечение 10-10; АС-30), должен быть выполнен столбчатый монолитный фундамент с подошвой размерами 450\*1200мм, глубиной заложения – 1.600, при нормативном давлении на грунт основания 2.5 кгс/см<sup>2</sup>.

При отрывке шурфа в осях А-1 под кирпичном столбом обнаружен сплошной монолитный столбчатый фундамент сечением 610\*610 мм, с глубиной заложения от планировочной отметки ~1.75 м.

По всей поверхности шурфа и под подошвой насыпной растительный грунт с просачиванием атмосферных осадков. По типовому проекту нагрузка на обресе фундамента (при стропильной кровле) под кирпичный столб 6,57 т, при нормативном давлении на грунт ~2,5 кгс/см<sup>2</sup>.

В нашем случае расчетное давление на грунт основания составляет 2,56 кгс/см<sup>2</sup>. Очевидно, что при «слабых» насыпных растительных грунтах оно выше расчетного сопротивления грунта, что является основной причиной неравномерной осадки и образования трещин. Однако, в виду отсутствия данных по инженерно геологическим изысканиям, с определением глубины сжимаемой толщи и расчетного сопротивления грунта, сегодня затруднительно дать конкретные рекомендации по усилению столбчатого фундамента уширением подошвы или усилению грунтов основания с использованием буринъекционных свай.

Поэтому в срочном порядке необходимо выполнить инженерно-геологические изыскания специализированной организацией.

Наружные стены здания толщиной 510 мм выполнены из кирпича керамического эффективного с облицовкой полнотелым силикатным кирпичом. С наружной и внутренней стороны стены оштукатурены. До капитального ремонта 2005-2007 годов стены с наружной стороны не были оштукатурены.

По результатам определения прочностных характеристик материалов стен в соответствии с ГОСТ 22690-88 с использованием прибора «Оникс-2,5, установлено, что марка силикатного кирпича соответствует марке М125, при растворе марки М50; марка керамического кирпича М100 на растворе М50.

Кладка стен выполнена по многорядной системе перевязки.

При обследовании в 2004 году в наружных стенах были обнаружены вертикальные трещины шириной раскрытия до 3.0мм. Характер образования трещин свидетельствует о том, что происходила неравномерная осадка фундаментов, наибольшая по оси А между осями 1-2. Техническое состояние наружных стен характеризуется II категорией – удовлетворительное состояние. При обследовании в 2016 году характер и местоположение трещин в наружных стенах не изменились.

Как и в 2004 году в наружной стене по оси 2 в осях А-Б диагональная трещина по швам кладки, шириной раскрытия до 2.0мм. Аналогичная трещина в стене по оси 5 в осях А-Б.

В стене по оси А от угла проема по оси 2 наклонные трещины по швам кладки.

Визуальным обследованием установлено, что несущие кирпичные столбы в осях 1-А и 6-А, размерами 510\*510 мм (без штукатурки) получили деформации просадки. Наиболее значительные в осях 1-А.

Под перемычками проема в осях 1-2:А, образовался зазор, разрушен раствор заделки.

В целом состояние кирпичных столбов в осях 1-А и 6-А удовлетворительное, дефектов, указывающих на снижение несущей способности не установлено. Особое внимание следует обратить на состояние узла опирания перемычек и стальной балки на кирпичный столб в осях А-1. Состояние узла опирания относится к III категории технического состояния.

При обследовании внутренних стен и перегородок дефектов снижающих их эксплуатационную пригодность не установлено. Техническое состояние I-категория. В 2004 году техническое состояние участка стены в осях Б;2-3 – характеризовалось III- категорией, а участок стены в осях Б; 4-5 – IV категорией. Техническое состояние перегородок характеризовалось III – категорией.

При выполнении капитального ремонта с модернизацией в 2005-2007 годах возведена стропильная система с фронтонами из ячеисто-бетонных блоков толщиной 200 мм. В проемах стен по осям 1 и 6, в осях А-Б фронтоны опираются на стальную балку из 2 швеллеров № 22 оштукатуренных по сетке Ø5В1 с ячейкой 35\*35 мм.

Обследованием фронтонов установлено наличие наклонных трещин, шириной раскрытия от 5 до 20 мм. Образование трещин связано с неравномерной осадкой основания под фундаментами кирпичных столбов. Кроме этого, при обследовании внутренней плоскости фронтонов, установлено некачественные заполнение вертикальных швов с толщиной швов до 50 мм.

В целом техническое состояние фронтонов можно отнести ко II категории технического состояния.

Перекрытие (бывшее покрытие) выполнено из многопустотных пред напряжённых плит по серии 1.141-1 вып. 58. В отчете НИС БГТУ 2004 года указано, что проектные плиты 6,3\*1,2 м и 6,3\*1,5 м заменены на плиты 6,3\*2,1 м.

На момент обследования перекрытия входных групп в осях А-Б; 1-2 и А-Б; 5-6 выполнено из пустотных плит 6,3\*1,5м и стальных балок из 2 швеллеров № 22 оштукатуренных по сетке.

Обследованием покрытия установлено, что оно представляет собой двускатную деревянную стропильную систему с покрытием из плоских листов оцинкованной стали. При обследовании элементов стропильной системы установлено наличие продольных усадочных трещин.

Образование трещин связано с тем, что при возведении стропильной системы использовались пиломатериалы с повышенной влажностью. Состояние узлов сопряжения (крепления) элементов стропильной системы с помощью гвоздей, скоб и скруток удовлетворительное.

В целом состояние стропильной системы можно отнести ко II категории технического состояния.

При обследовании установлены участки покрытия из листовой стали с ослаблением крепления к обрешетке, требующие срочного выполнения ремонтно-восстановительных работ.

На основании анализа проектной документации (типовой проект 214-2-131), технического заключения НИС БГТУ, результатов натурного обследования фундаментов, наружных и внутренних стен, стропильной системы и кровли здания детского сада в д. Крошин Барановичского района Брестской области можно сделать следующие выводы:

В целом техническое состояние несущих и ограждающих конструкций, по совокупности признаков износа и наличия дефектов, снижающих эксплуатационную надежность – удовлетворительное.

Состояние фундаментов удовлетворительное, характеризуется II категорией технического состояния. Дефекты могут быть устранены в процессе текущего ремонта.

Трещины в угловых участках наружных стенах в осях А; 1-2 и 1: А-Б – А; 5-6, 5; А-Б, вызваны неравномерной осадкой основания под монолитными фундаментами кирпичных столбов, вследствие постоянного увлажнения атмосферными осадками насыпных грунтов растительного происхождения.

Кроме этого кладка кирпичных стен имеет технологические дефекты: средняя толщина горизонтальных швов должна быть 12мм – фактическая 20–25мм; средняя толщина вертикальных швов должна быть 10 мм – фактически до 20 мм.

Кладка фронтонов из ячеисто-бетонных блоков выполнена с нарушением технологии, толщина вертикальных швов местами достигает 50 мм.

В целом техническое состояние наружных стен характеризуется II категорией – удовлетворительное состояние. Дефекты могут быть устранены в процессе текущего ремонта.

Состояние кирпичных столбов удовлетворительное~ может быть отнесено ко II – категории, за исключением узла опирания перемычек и стальной балки на кирпичный столб в осях А-1 – состояние которого относится к III – категории, не вполне удовлетворительное.

Несущие конструкции покрытия (стропильная система) и кровля в целом находятся в удовлетворительном состоянии и могут быть отнесены ко II – категории технического состояния. Необходимо в

срочном порядке выполнить ремонт крепления покрытия из листовой стали.

### **Рекомендации.**

Выполнить инженерно-геологические изыскания в зонах расположения кирпичных столбов, для принятия решения по уширению подошвы монолитных фундаментов или усилению основания.

На дефектных участках кирпичных стен произвести расчистку трещин и швов, заиньецировав их полимерцементным раствором, с восстановлением отделочного штукатурного слоя.

Расчистить узлы опирания перемычек и стальных балок на кирпичные столбы от разрушенного раствора, с последующим иньецированием полимерцементным раствором.

Расчистить некачественно заполненные швы кладки из ячеистобетонных блоков со стороны чердачного перекрытия, расчистить трещины с наружной стороны заиньецировав их полимерцементным раствором. С наружной стороны восстановить штукатурку с использованием синтетической сетки.

Выполнить ремонт цоколя и отмостки.

Для выполнения ремонтно-восстановительных работ необходимо разработать проектно- сметную документацию.

При эксплуатации здания, владельцу, строго выполнять требования ТКП 45-1.04-208-2010 «Здание и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации».

### **СПИСОК ИСНОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ**

1. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. / Госстрой СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986.-36с. С изменением №1 РБ.
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции (с Изменениями №1,2,3,4) Минстройархитектуры РБ, 2003. – 140с.
3. СНиП II-21-81. Каменные и армокаменные конструкции.-М.: Стройиздат,1985.-40с.
4. ТКП 45-2.04-43-2006 «Строительная теплотехника».
5. Пособие П 3-2000 к СНиП 3.03.01-87.
6. СНБ 5.08.01-2000 Кровли. Технические требования и правила приемки/ Минстройархитектуры РБ, 2000.
7. ТКП45-1.04-37-2008 (02250) Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения.

8. ТКП 45-1.04-208-2010 (02250). Здание и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации. Основные требования.

УДК 624.012.45

### **Сравнительный анализ результатов расчета сборных железобетонных колонн ОПЗ по различным ТНПА**

Чечуха Е. Г.

Научный руководитель: Шилов А. Е.

Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

Особенностью нынешней ситуации при проектировании зданий и сооружений в Республике Беларусь заключается в том, что в настоящее время одновременное действие СНБ 5.03.01–02 «Бетонные и железобетонные конструкции» [2] и ТКП EN 1992-1-1–2009\* «Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для здания» [1] узаконенно информационным письмом МАиС Республики Беларусь от 12.03.2010.

Расчет на прочность не всегда является фактором, определяющим надежность конструкции. Важную роль играет расчет на устойчивость.

Следует отметить, что методика определения эффектов 2-го порядка (возрастание усилий за счет геометрической нелинейности), а также подходы к определению расчетных усилий, предельной гибкости  $\lambda_{lim}$ , минимального и максимального процента армирования при расчете сжатых железобетонных элементов по нормам Республики Беларусь и Еврокоду имеют свои особенности и различия. При этом для корректности сравнения результатов расчета получены соответствующие результаты по нормам РФ СП 63.13330.2012.

Последовательность расчета по ТКП EN 1992-1-1–2009\* [1] приведена на рис.2.1 [4].

Алгоритмы расчета по СНБ 5.03.01-02 [2] приведены на рис.1, СП 63.13330.2012 [4] на рис. 2.



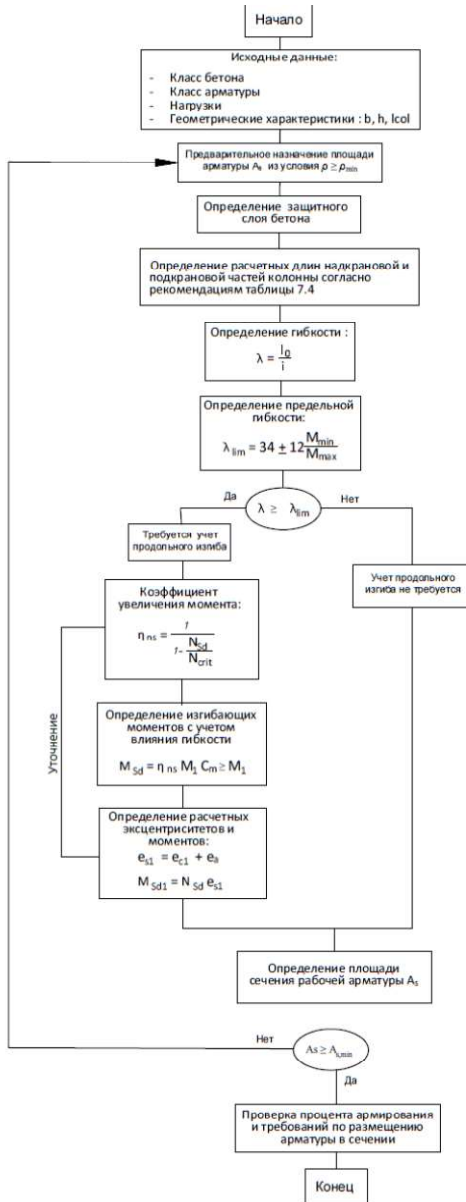


Рис. 1. Алгоритм расчета ступенчатой колонны ОПЗ по СНБ 5.03.01-02 [2]

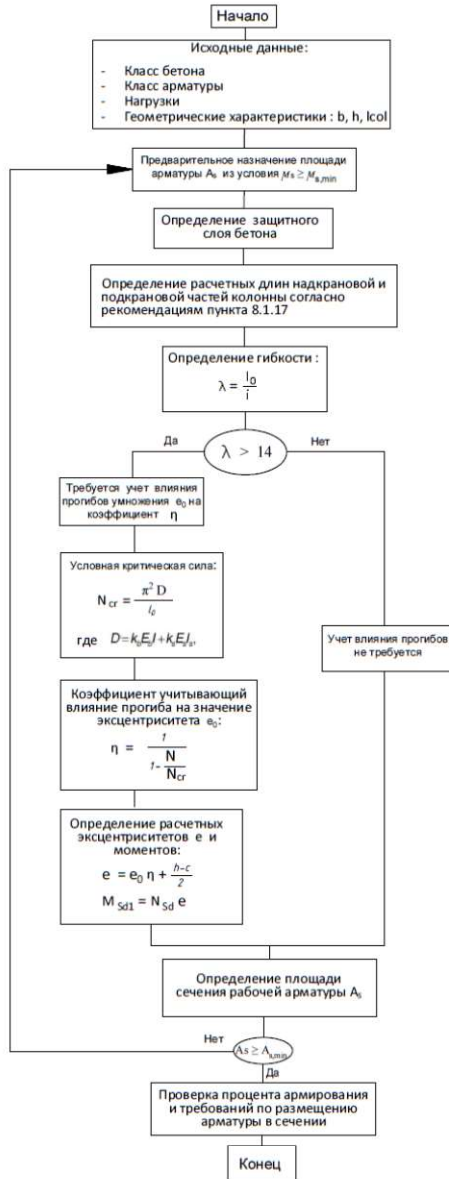


Рис. 2. Алгоритм расчета ступенчатой колонны ОПЗ по СП 63.13330.2012 [4]

Вывод:

1. Определив предельную гибкость по различным ТНПА, в надкрановой части по Еврокоду учет эффектов 2-го порядка (продольного изгиба) не требуется, в остальных случаях – необходим.

2. Минимальный процент армирования незначительно различается, для надкрановой части не более 6 %, для подкрановой не более 20 %.

3. Фактическое армирование надкрановой части одинаковое по трем ТНПА, но фактическое армирование подкрановой части различается.

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1992-1-1-2009\*. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2015. – 205 с.

2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 140 с.

3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: Министерство региональной федерации РФ, 2012. – 159 с.

4. Рак, Н.А. Учебно-методическое пособие “Расчет и проектирование сборной железобетонной колонны ОПЗ по ТКП EN 1992-1-1-2009\*” для студентов строительных специальностей/ Рак Н.А., Шилов А. Е., Хотько А.А. – Минск, 2018. - 74 с.

УДК 624. 012. 45

### **К расчету сборных сжатых железобетонных элементов по ТКП EN 1992-1-1-2009\***

Янушкевич О. А.

Научный руководитель: Шилов А. Е.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Согласно приказу № 340 от 10.12.2014 Министерства Архитектуры и строительства Республики Беларусь с 1 января 2015г. Проектирование монолитных конструкций на возведение зданий

и сооружений необходимо выполнять по ТКП EN 1992 «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций.», разработанному на основе Европейского стандарта.

Многие положения Еврокод 2 по расчёту имеют свои особенности и различия по сравнению с нормами Республики Беларусь, в частности по учёту эффектов второго порядка при расчёте сжатых железобетонных элементов, которые требуют особой проработки и анализа для обеспечения и повышения надёжности проектируемых зданий.

В данной работе сделана попытка анализ:

- Определения критической гибкости для определения необходимости учёта эффектов второго порядка.
- Определения коэффициентов А, В, С, необходимых для определения критической гибкости.
- Определения граничных значений для коэффициентов А, В, С.

Предварительное назначение армирование колонны по графикам. Ниже последовательно приведены результаты работы.

По ТКП EN 1992-1-1-2009\* п. 5.8.3.1 эффекты второго порядка могут не учитываться, если гибкость  $\lambda$  меньше определённого значения  $\lambda_{lim}$ :

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}.$$

Для расчёта принимаем следующие исходные данные:

$l_0 = 7,34$  м,  $f_{yd} = 435$  МПа,  $f_{cd} = 20$  МПа,  $A_c = 0,152$  м<sup>2</sup>,  $h = 0,38$  м,  $b = 0,4$  м,  $N_{Ed} = 329,64$  кН,

$$\lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{7,34 \cdot \sqrt{12}}{0,38} = 66,91.$$

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}}, \text{ принимаем } A = 0,7;$$

где  $\varphi_{ef}$  -эффективный коэффициент ползучести;

По п. 5.8.4.

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0Egp}}{M_{0Ed}},$$

где

$\varphi_{(\infty, t_0)}$  – предельная характеристика ползучести по п 3.1.4

$M_{0Exp}$  – изгибающий момент с учётом эффекта первого порядка при практически постоянном сочетании нагрузок (предельное состояние по эксплуатационной пригодности)

$M_{0Ed}$  – изгибающий момент с учётом эффекта первого порядка при расчётном сочетании нагрузок (предельное состояние по несущей способности)

**Вывод:** На данном этапе научной работы будем принимать коэффициент  $A = 0,7$ . Поскольку в практике проектирование определения эффективного коэффициента ползучести вызывает определенные сложности. А при перерасчёт конструкции, даже невозможным.

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}$$

где  $\omega$  – механический коэффициент армирования;

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Для предварительно назначения армирования железобетонной колонны, воспользуемся приведенными ниже графиками.

Рекомендации по ТКП EN по п. 5.8.3.1 принимаем  $B = 1,1$  (по умолчанию);

Вычислим коэффициент  $B$  по заданным параметрам:

где  $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1963 \text{ мм}^2$  - общая площадь продольной арматуры.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1963 \cdot 435}{400 \cdot 380 \cdot 20} = 0,280.$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,28} = 1,249.$$

При min проценте армирования:

$$A_{s, \min} \geq \max \begin{cases} \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 329,64 \cdot 10^{-3}}{435} = 75,79 \text{ мм}^2; \\ 0,002 A_c = 0,002 \cdot 400 \cdot 380 = 304 \text{ мм}^2; \end{cases}$$

$A_{s,\min} = 304 \text{ см}^2$  - общая площадь продольной арматуры.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{304 \cdot 435}{400 \cdot 380 \cdot 20} = 0,0435.$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,0435} = 1,043.$$

При тах проценте армирования:

Нормами установлено для колонн 5% от площади поперечного сечения:

$A_{s,\max} = 0,05 \cdot A_c = 0,05 \cdot 400 \cdot 380 = 7600 \text{ мм}^2$  - общая площадь продольной арматуры.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{7600 \cdot 435}{400 \cdot 380 \cdot 20} = 1,0875.$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 1,0875} = 1,782.$$

Проведем анализ полученных данных и сведём в таблицу.

Значения армирования колонны	Значение коэффициента В
Рекомендационное значение	1,1
Значение, полученное для данного примера	1,249
При Min проценте армирования	1,043
При Max проценте армирования	1,782

По приведенным выше результат, можно сделать вывод о том, что граничное значения для коэффициента В являются 1,043 и 1,782. По ТКП EN 1992-1-1-2009\*, при отсутствие необходимых данных для уточнения коэффициента, принимаемое  $B=1,1$ . Следовательно, на примере расчёта конструкции можно сделать вывод, что установленное нормами значение коэффициента является средним значением тах и min значений.

$$C = 1,7 - r_m,$$

где  $r_m$  – отношение моментов;

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{24,34}{170,38} = 0,143,$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - 0,143 = 1,557.$$

По приведенным выше формуле, можно сделать вывод о том, что коэффициент  $C$  не имеет граничных значений. Связано это в первую очередь с значением моментов, полученных при статическом расчёте. По ТКП EN 1992-1-1-2009\*, при отсутствие необходимых данных для уточнения коэффициента, принимаемое  $C = 0,7$ , а также необходимо учитывать знак моментов ( $C \leq 1,7$ ;  $C > 1,7$ ). А поскольку при статическом расчёте невозможно учесть все особенностей работу конструкции, определение коэффициента  $C$  является трудоемкой операцией. Принимаем значение  $C = 0,7$ .

$$n = \frac{N_{ED}}{A_c \cdot f_{CD}}$$

где  $n$  – относительное продольное усилие.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{329.64 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,38 \cdot 20} = 0,108.$$

$$\min \lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = 32.81$$

Величина  $\lambda_{lim}$  зависит от коэффициента  $A$ ,  $B$ ,  $C$ . В результате анализа возможных вариантов определения и изменения параметров  $A$ ,  $B$ ,  $C$  - установлено, что определение коэффициенты  $A$  является очень трудоёмкой операцией. Определение коэффициентов  $B$  и  $C$  возможно и достаточно просто.

Практически на первых шагах выполнения расчёта сжатых колонн необходимо предварительно задаваться их армированием. Также необходимо обратить внимание на то, что предварительно назначенная арматура влияет на назначение защитного слоя бетона. Наиболее целесообразным вариантом является использование графиков, предлагаемыми различными источниками. Рассмотрим несколько графиков. Причины использование новых графиков:

Изменились нормативные документы

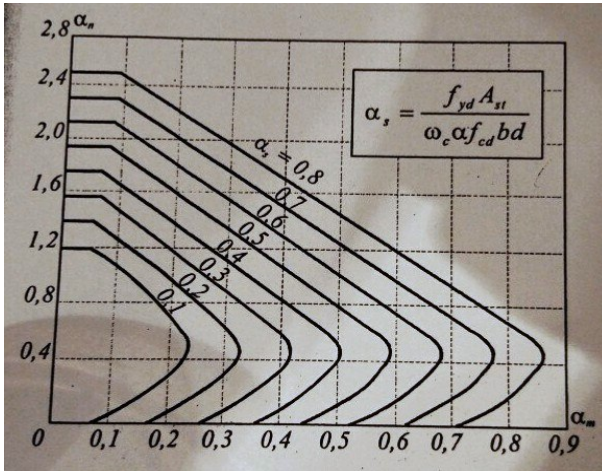
При построение графика использовалось расчётное сопротивление арматуры 365 МПа для стали А-III

При построение графика использовался другой частный коэффициент для арматуры.

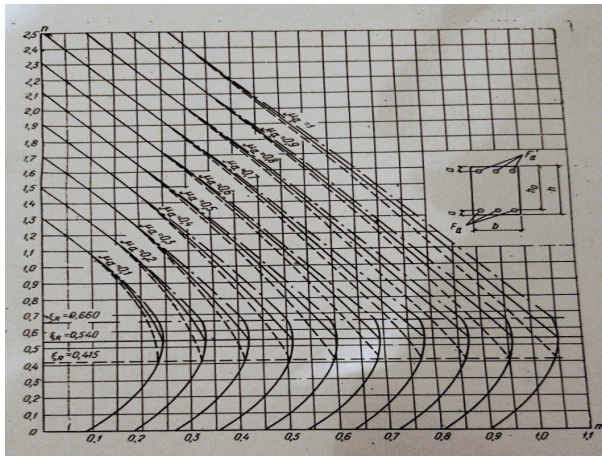
С учётом специфики норм Еврокода рассмотрим пример надкрановой и подкрановой части колонны на следующих графиках:

Графики:

Ларко А. Projectowanie konstrukc zelbetowych wg Wurocodu 2 i PN-B-03264:1999. –Arkady, Warszawa, 20000-547 s.



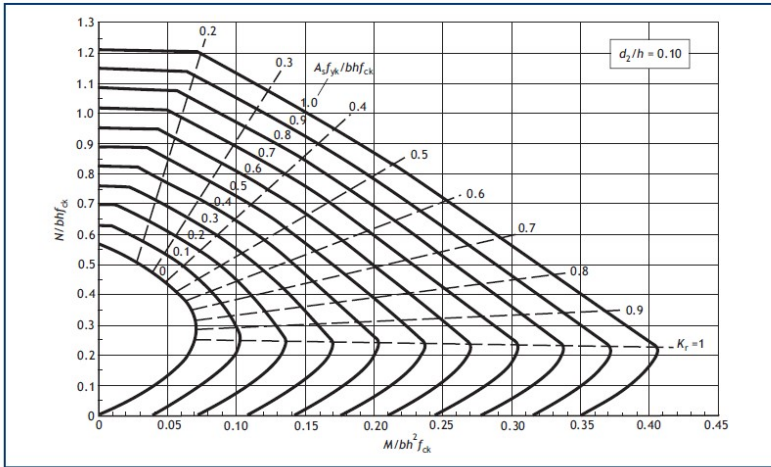
А. Н. Кувалдин, Г. С. Стрельцова «Пример расчета железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г.



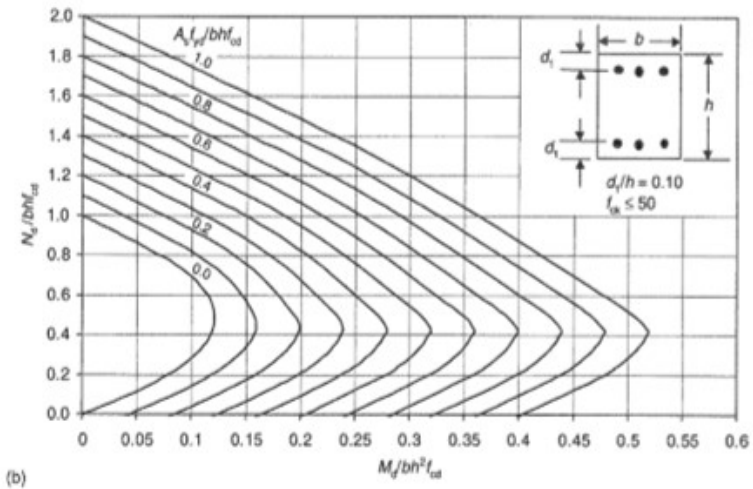


How to Design Concrete Structures using Eurocode 2. /  
 A. J. Bond, [et al]. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.

Figure 9b  
 Column design chart for rectangular columns  $d_c/h = 0.10$



Narayanan, R. S. Concise Eurocode 2. R. S. Narayanan,  
 C. H. Goodchild. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.



### Надкрановая часть.

Дано:  $l_0 = 7,34$  м,  $f_{yd} = 435$  МПа,  $f_{cd} = 20$  МПа,  $f_{ck} = 30$  МПа,  $A_c = 0,152$  м<sup>2</sup>,  $h = 0,38$  м,  $b = 0,4$  м,  $N_{Ed} = 329,64$  кН,  $M_{Ed} = 216,57$  кНм,  $f_{yk} = 500$  МПа.

Определяем значение относительного изгибающего момента, воспринимаемого сжатой зоной сечения:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{216,57 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,33^2} = 0,248.$$

Поскольку  $\alpha_m = 0,248 < \alpha_{m,lim} = 0,371$ , можно сделать вывод, что сечение надкрановой части колонны находится во 2-ой области деформирования.

**Lapko A. Projectowanie konstrukcji żelbetowych wg Eurocode 2 i PN-B-03264:1999.** – Arkady, Warszawa, 2000-547 s.

Вычисляется площадь сечения арматуры  $A_s$ .

$$A_{s2} = A_{s1} = \frac{\alpha_s \cdot \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0,20 \cdot \frac{17}{21} \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 330}{435 \cdot 10^6} = 982 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 1964 мм<sup>2</sup>.

**А. Н. Кувалдин, Г.С. Стрельцова «Пример расчёта железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г.**

Вычисляется площадь сечения арматуры  $A_s$ .

$$F_A = \mu_s \cdot \frac{R_{np} \cdot b \cdot h_o}{R_a} = 0,2 \cdot \frac{20 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 330}{435 \cdot 10^6} = 1213 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 2428 мм<sup>2</sup>.

**How to Design Concrete Structures using Eurocode 2. / A. J. Bond, [et al]. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.**

Вычисляется площадь сечения арматуры  $A_s$ .

$$A_s = \frac{0,3 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot h}{f_{yk}} = \frac{0,3 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 380}{500 \cdot 10^6} = 2736 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 2736 мм<sup>2</sup>.

**Narayanan, R. S. Concise Eurocode 2. R. S. Narayanan, C. H. Goodchild. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.**

Вычисляется площадь сечения арматуры  $A_s$ .

$$A_s = \frac{0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} = \frac{0.45 \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 380}{435 \cdot 10^6} = 3145 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 3145 мм<sup>2</sup>.

### Подкрановая часть.

Дано:  $l_0 = 10,68$  м,  $f_{yd} = 435$  МПа,  $f_{cd} = 20$  МПа,  $f_{ck} = 30$  МПа,  $A_c = 0,24$  м<sup>2</sup>,  $h = 0,60$  м,  $b = 0,4$  м,  $N_{Ed} = 739,14$  кН,  $M_{RD} = 656,36$  кНм,  $f_{yk} = 500$  МПа.

Определяем значение относительного изгибающего момента, воспринимаемого сжатой зоной сечения:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{656,36 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^6 \cdot 0.4 \cdot 0,55^2} = 0,271.$$

Поскольку  $\alpha_m = 0,271 < \alpha_{m,lim} = 0,371$ , можно сделать вывод, что сечение надкрановой части колонны находится во 2-ой области деформирования.

Графики:

**Lapko A. Projectowanie konstrukcji żelbetonowych wg Eurocode 2 i PN-B-03264:1999. – Arkady, Warszawa, 20000-547 s.**

Вычисляется площадь сечения арматуры  $A_s$ .

$$A_{S2} = A_{S1} = \frac{\alpha_s \cdot \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0.30 \cdot \frac{17}{21} \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 550}{435 \cdot 10^6} = 2457 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 4913 мм<sup>2</sup>.

**А. Н. Кувалдин, Г.С. Стрельцова «Пример расчёта железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г.**

Вычисляется площадь сечения арматуры  $A_s$ .

$$F_A = \mu_s \cdot \frac{R_{np} \cdot b \cdot h_o}{R_a} = 0,25 \cdot \frac{20 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 550}{435 \cdot 10^6} = 2529 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 5058 мм<sup>2</sup>.

**How to Design Concrete Structures using Eurocode 2. / A. J. Bond, [et al]. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.**

Вычисляется площадь сечения арматуры  $A_s$ .

$$A_s = \frac{0,3 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot h}{f_{yk}} = \frac{0,35 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 600}{500 \cdot 10^6} = 5040 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 5040 мм<sup>2</sup>.

*Narayanan, R. S. Concise Eurocode 2. R. S. Narayanan, C. H. Goodchild. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.*

Вычисляется площадь сечения арматуры  $A_s$ .

$$A_s = \frac{0,45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} = \frac{0,45 \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 600}{435 \cdot 10^6} = 4965 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 4965 мм<sup>2</sup>.

Проведем анализ и сведем все полученные данные в таблицу.

Таблица

Наименования источников	Надкрановая часть колонны	Подкрановая часть колонны
Lapko A. Projectowanie konstrukcji żelbetonowych wg Wurocodu 2 i PN-B-03264:1999. – Arkady, Warszawa, 2000-547 s.	1964 мм <sup>2</sup>	4913 мм <sup>2</sup>
А. Н. Кувалдин, «Пример расчёта железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г	2428 мм <sup>2</sup>	5058 мм <sup>2</sup>
How to Design Concrete Structures using Eurocode 2. / A. J. Bond, [et al]. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.	2736 мм <sup>2</sup>	5040 мм <sup>2</sup>
Narayanan, R. S. Concise Eurocode 2. R. S. Narayanan, C. H. Goodchild. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.	3145 мм <sup>2</sup>	4965 мм <sup>2</sup>

В результате анализа использования вышеперечисленных графических зависимостей установлено, что существует разница между площадью арматуры. Нормы не включают в себя расчетные формулы по определению площади арматуры и оставляют проектировщику свободу выбора методики.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1992-1-1-2009\* «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций.»
2. А. Н. Кувалдин, Г.С. Стрельцова «Пример расчёта железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г.
3. Lapko A. Projectowanie konstrukcji żelazobetonowych wg Eurocode 2 i PN-B-03264:1999. –Arkady, Warszawa, 2000-547 s.
4. How to Design Concrete Structures using Eurocode 2. / A. J. Bond, [et al]. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.
5. Narayanan, R. S. Concise Eurocode 2. R. S. Narayanan, C. H. Goodchild. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.

Научное издание

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

Материалы 74-й студенческой  
научно-технической конференции

*23 мая 2018 г.*

Подписано в печать 26.09.2018. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 3,60. Уч.-изд. л. 2,82. Тираж 30. Заказ 671.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.

Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя  
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.