



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ



БПИ-БГПА-БНТУ — 90 (1920-2010)

ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

**МАТЕРИАЛЫ РЕСПУБЛИКАНСКОГО
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОГО СЕМИНАРА
(г. Минск, СФ БНТУ — 30.11.2010)**

**М и н с к
Б Н Т У
2 0 1 0**

Министерство образования Республики Беларусь
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ

СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФАКУЛЬТЕТ

**ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Материалы Республиканского
научно-технического семинара

30 ноября 2010 года

Минск
БНТУ
2 0 1 0

УДК 38.53я43
ББК 38.51я43
В 74

Редакционная коллегия:

В.Ф. Зверев – канд. техн. наук, зав. кафедрой
«Железобетонные и каменные конструкции»;
С.Б. Щербак – ст. преп. кафедры
«Железобетонные и каменные конструкции»

Рецензенты:

Т.М. Цецольд — 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 Республиканского научно-технического семинара «Вопросы перехода на европейские нормы проектирования строительных конструкций». Освещены материалы о приведении в соответствие с Европейскими нормами и стандартами национальных технических правовых актов в области строительства. Белорусский национальный технический университет благодарит УО «Брестский государственный технический университет» и филиал РУП «Институт БелНИИС» (научно-технический центр в г. Бресте) за активное участие в научно-техническом семинаре.

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

СОДЕРЖАНИЕ

Рак Н.А., Зверев В.Ф.

К вопросу о преподавании дисциплины «Железобетонные конструкции» в период перехода на европейские нормы 4

Тур В.В.

Основные требования по проектированию конструкций в соответствии с СТБ EN 1990 8

Тур В.В.

Особенности определения величин воздействий на конструкции в соответствии с ТКП EN 1991 19

Рак Н.А.

Проектирование железобетонных конструкций в соответствии с ТКП EN 1992-1-1 26

Пецольд Т.М.

Рекомендации по проектированию бетонных и железобетонных конструкций жилых зданий индустриального домостроения 36

Мартынов Ю.С. Лагун Ю. И., Надольский В. В.

Статический расчёт как часть системы проектирования по ТКП EN 1993-1-1 44

Жабинский А.Н.

Особенности расчёта на прочность и устойчивость изгибаемых элементов по ТКП EN 1993 55

Найчук А.Я.

Некоторые особенности проектирования деревянных конструкций в соответствии с требованиями Еврокод 5 66

Деркач В.Н.

Вопросы перехода на европейские нормы проектирования каменных конструкций 74

Никитенко М.И., Игнатов С.В.

Основные принципы геотехнического проектирования и исследования свойств грунтов в соответствии с ТКП EN 1997. Отличия при проектировании плитных фундаментов 82

**ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

(г. Минск, СФ БНТУ — 30.11.2010)

УДК 624.012.45

***К ВОПРОСУ О ПРЕПОДАВАНИИ ДИСЦИПЛИНЫ
«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»
В ПЕРИОД ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ***

РАК Н.А., ЗВЕРЕВ В.Ф.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Руководствуясь решением Главы государства, а также постановлением Совета Министров Республики Беларусь «О приведении в соответствие с Европейскими нормами и стандартами национальных технических правовых актов» в области строительства изучение курса «Железобетонные конструкции» студентами строительных специальностей осуществляется с учётом новейших достижений в области железобетона.

В качестве основополагающих документов при изучении курса «Железобетонные конструкции» используется существующий СНБ 5.03.01-02, а также набор документов ТКП ЕН. Ситуация с изучением курса «Железобетонные конструкции» характеризуется тем, что в настоящее время одновременное действие старых и новых нормативных документов по проектированию конструкций узаконено информационным письмом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 12.02.2010. Это может в определенной мере усложнить понимание студентами основополагающих положений дисциплины «Железобетонные конструкции».

Учитывая вышеназванные обстоятельства, считаем, что основным направлением в совершенствовании методики преподавании дисциплины «Железобетонные конструкции» на переходный период является параллельное изучение принципов и правил проектирования как по Европейским нормам, так и по СНБ 5.03.01-02 при условии их постоянного сопоставления.

Следует отметить, что сопоставление различных методов расчёта и т.п. всегда характерно для переходного периода, который может занять по нашему мнению не менее 5-10 лет. Более того, после завершения этого периода принципы расчётов, положений, формулировок также будут излагаться в соответствии с положениями национальных ТНПА и Европейских стандартов.

В настоящее время ситуация в определенной мере облегчается тем, что существующий национальный ТНПА (СНБ 5.03.01-02) по основным положениям и большинству правил проектирования максимально гармонизирован с Европейскими нормами. Тем не менее изучение дисциплины «Железобетонные конструкции» в полном соответствии с Европейскими нормами имеет некоторые существенные особенности.

В связи с этим при изучении дисциплины «Железобетонные конструкции» в настоящий период предполагает поэтапное знакомство студентов с Европейскими нормами в течение всего периода обучения.

Представляется целесообразным включить в учебный план специальности «Промышленное и гражданское строительство» новую дисциплину «Основы проектирования строительных конструкций», которая должна предшествовать курсам дисциплин, посвященных расчету конструкций из различных видов материалов. Включение в учебный план этой дисциплины обусловлено тем, что в европейских документах по проектированию строительных конструкций (СТБ ЕН 1990-2007, СТБ ЕН 1991-1-1-2008 и группе документов ТКП ЕН 1991-1) содержится большой объем новой информации, содержащей фундаментальные основы проектирования конструкций. Именно на этих основах и базируется затем проектирование и конструирование конструкций из различных видов материалов. Объем лекционных часов по этой дисциплине ориентировочно может быть принят в размере 16 часов.

До включения в план указанной дисциплины временно предлагается в 9 семестре обучения в содержание дисциплины «Проектирование и расчет спецсооружений» для специальности «Промышленное и гражданское строительство» ввести изучение новых нормативных документов в объеме 12 лекционных часов, в пределах которых рассматриваются следующие темы:

1. Система европейских нормативных документов по проектированию строительных конструкций. Концепция надежности проектирования строительных конструкций по СТБ ЕН 1990-2007.

2. Особенности определения нагрузок от удельного веса, постоянных и переменных нагрузок на здания по СТБ ЕН 1991-1-1-2008, а также снеговых нагрузок по ТКП ЕН 1991-1-3-2009.

3. Определение нагрузок от ветровых воздействий по ТКП ЕН 1991-1-4 и температурных воздействий по ТКП ЕН 1991-1-5-2009.

4. Определение воздействий при производстве строительных работ по ТКП ЕН 1991-1-6-2009 и воздействий, вызванных кранами и механическим оборудованием по ТКП ЕН 1991-3-2009.

5. Определение нагрузок от особых воздействий по ТКП ЕН 1991-1-7-2009. Проектирование высотных зданий согласно ТКП 45-3.02-108-2008. Мероприятия по защите зданий от прогрессирующего обрушения.

6. Особенности проектирования железобетонных конструкций согласно ТКП ЕН 1992-1-1-2009.

В 2010-2011 учебном году все эти темы были уже включены кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции» БНТУ в программу дисциплины «Проектирование и расчет спецсооружений» для специальности «Промышленное и гражданское строительство» для студентов, изучавших дисциплину «Железобетонные и каменные конструкции» в 6-8 семестрах по учебной программе, ориентированной на национальные ТНПА.

В 6 семестре изучения дисциплины «Железобетонные конструкции», во вводной лекции, студенты должны быть ознакомлены с порядком применения Европейских норм на территории Республики Беларусь, их отличиями от существующих национальных документов, построением системы Европейских норм, терминологией и т.п.

В течение 6-9 семестров при изложении материала, как в лекционном курсе, так и на практических занятиях, должны объясняться основные обозначения, отличия расчётных схем от ранее существовавших. Все это должно сопровождаться описанием напряженно-деформированного состояния сечений конструкций, из которого вытекают схемы деформирования сечений, а затем схемы распределения напряжений по сечению, определяемые с учетом зависимостей напряжений от относительных деформаций для бетона и арматуры в железобетонных конструкциях.

При решении на практических занятиях задач по расчету железобетонных элементов по сечениям, нормальным к продольной оси элемента, и на действие поперечных сил необходимо проводить сравнительный анализ результатов расчетов по СНБ 5.03.01-02 и ТКП ЕН 1992-1-1.

При выполнении курсовых проектов «Многоэтажное производственное здание» (7 семестр) и «Одноэтажное производственное здание» (8 семестр) необходимо использовать вариантное проектирование, определяя параллельно значения усилий в колоннах (изгибающих моментов, продольных и поперечных сил) СНиП 2.01.07-85 с учетом СНБ 5.03.01-02 и по СТБ ЕН 1991-1-1-2008, группе документов ТКП ЕН 1991-1.

При выполнении дипломных проектов следует также использовать вариантное проектирование при расчете и конструировании железобетонных конструкций производственных, общественных и жилых зданий.

По нашему мнению, реализация приведенных выше предложений по изучению дисциплины «Железобетонные конструкции» позволит обеспечить в переходной период достаточно полное ознакомление студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» с системой европейских нормативных документов в области расчёта и проектирования железобетонных конструкций.

**ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**
(г. Минск, СФ БНТУ — 30.11.2010)

УДК 624.012

***ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ
КОНСТРУКЦИЙ В СООТВЕТСТВИИ С СТБ EN 1990***

ТУР В.В.

УО «Брестский государственный технический университет»
Брест, Беларусь

**ТКП EN 1990: Основы проектирования конструкций
(EN 1990: Basis of Structural Design)**

Содержание

- 1 Общие положения
- 2 Требования
- 3 Принципы расчета предельных состояний
- 4 Базисные переменные
- 5 Расчет конструкций и проектирование, подкрепляемое испытаниями
- 6 Расчеты методом частных коэффициентов

Приложение А (обязательное) Указания, касающиеся зданий

Приложение В (справочное) Управление надежностью строительных конструкций

Приложение С (справочное) Основы расчетов с применением частных коэффициентов и основы анализ надежности

Приложение D (справочное) Проектирование, подкрепляемое испытаниями

Базовые требования

ТКП ЕН 1990

(1)Р Конструкцию следует проектировать и изготавливать таким образом, чтобы она в течение предполагаемого срока службы с назначенной степенью надежности с учетом экономичности:

- выдерживала все воздействия и влияния, которые, по всей вероятности, могут появиться в процессе эксплуатации, и*
- оставалась пригодной к требуемым условиям эксплуатации.*

ГОСТ 27751

Строительные конструкции и основания должны быть запроектированы таким образом, чтобы они обладали достаточной надежностью при возведении и эксплуатации...

ТКП ЕН 1990:

Принципы и требования для обеспечения

- Безопасности.
- Эксплуатационной пригодности
- Долговечности

ТКП ЕН 1990

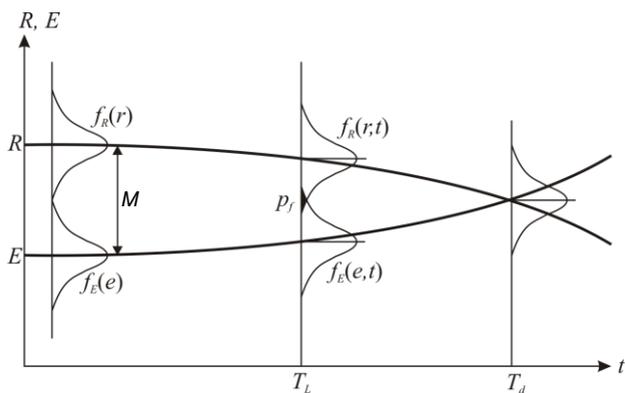
Требования

- **Базовые требования** (безопасность, эксплуатационная пригодность, живучесть).
- **Дифференциация надежности.**
- **Расчетный срок службы.**
- **Долговечность.**
- **Оценка качества**

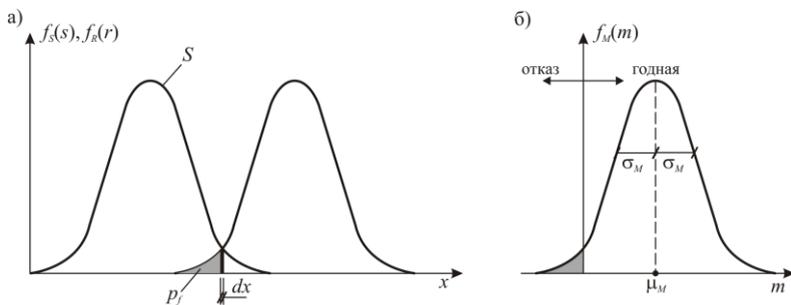
Требования надежности конструкции включают:

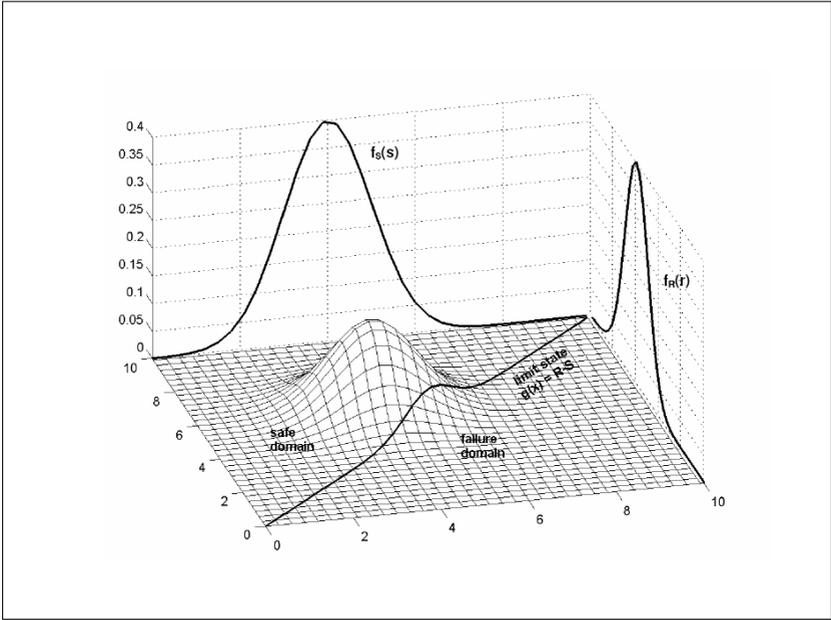
- **безопасность** людей и конструкций;
- **эксплуатационная пригодность**: функционирование, комфорт, внешний вид;
- **живучесть**: исключение непропорционального обрушения;
- **долговечность**: учет условий эксплуатации

К прогнозированию надежности



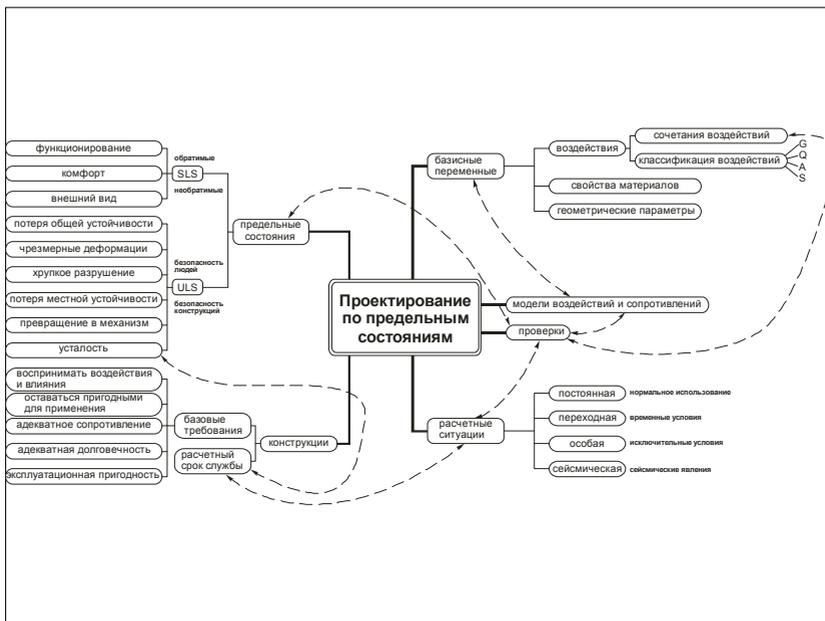
К определению вероятности отказа





Связь между отдельными частными коэффициентами по ТКП ЕН 1990





ТКП ЕН 1990: Расчетные ситуации

расчетные ситуации (design situations): Совокупность физических условий, эквивалентно отображающих фактические условия в течение некоторого установленного промежутка времени, для которого подтверждается расчетом, что соответствующее предельное состояние не будут превышенными

- **постоянная** расчетная ситуация, которая описывает нормальные условия эксплуатации;
- **переходная** - описывает временные условия, например при возведении или ремонте;
- **особая** - исключительные условия, применимые к конструкции или условиям эксплуатации (взрыв, удар транспортного средства и т.д.);
- **сейсмическая** – условия, соответствующие явлениям.

Воздействие (“Action”) – имеет смысл нагрузки или вынужденной деформации (например, температурной, усадочной, осадки опор и т.д.).

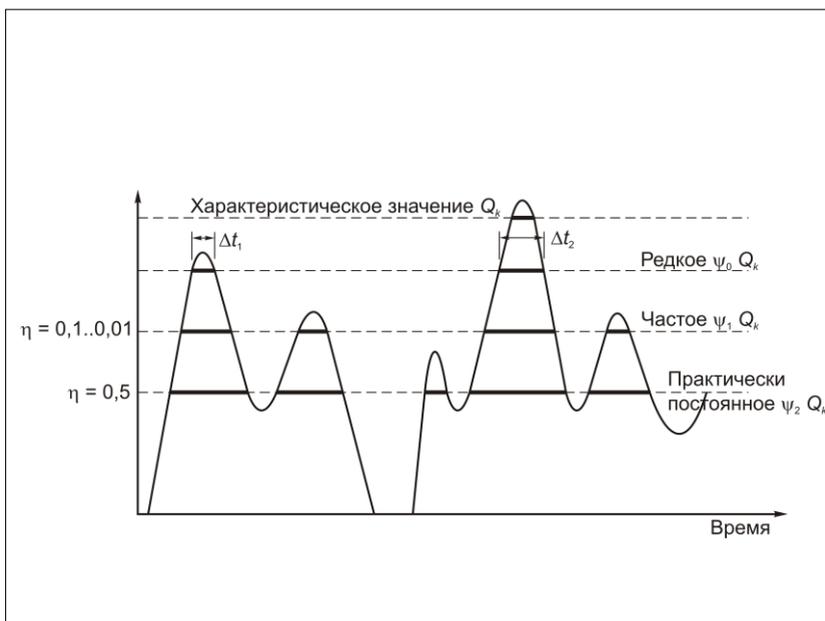
Эффекты воздействий или эффекты от воздействий (“Effects of Actions” или “Actions effects”) – это внутренние усилия (изгибающие моменты, продольные и поперечные силы) и деформации, вызванные воздействиями.

Прочность (“Strength”) – механическое свойство материала, выраженное в единицах напряжений.

Сопротивление (“Resistance”) – механическое свойство поперечного сечения элемента или конструкции.

Метод частных коэффициентов

$E_d \leq R_d,$
$E_d = \gamma_{sd} \cdot E \left\{ F_{rep,i}; a_d \right\} i \geq 1,$
$F_{rep} = \psi \cdot F_k,$
$E_d = E \left\{ F_{rep,i}; a_d \right\} i \geq 1,$
$R_d = \frac{I}{\gamma_{Rd}} R \left\{ a_d \right\} = \frac{I}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \eta_i \frac{x_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\}, i \geq 1,$
$R_d = R \left\{ \eta_j \frac{x_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\}, i \geq 1,$
$B = P \left[S \left\{ \xi_{dop} \right\}_{s \leq T} \right]$



Репрезентативные значения воздействий

	Постоянные воздействия	Переменные воздействия	Особые воздействия	Сейсмические воздействия
Характеристическое значение	G_k	Q_k		$A_{E,k}$
Номинальное значение			A_d	$A_d = \gamma_E A_{E,k}$
Комбинационное (редкое) значение		$\psi_0 Q_k$		
Частое значение		$\psi_1 Q_k$		
Практически постоянное значение		$\psi_2 Q_k$		

Применение коэффициентов сочетаний ψ_0, ψ_1, ψ_2

Предельное состояние	Расчетная ситуация или сочетание	Комбинационное (редкое) значение ψ_0	Частое значение ψ_1	Практически постоянное значение ψ_2
ULS	Постоянная и переходная	Сопутствующее	х	х
	Особая	х	Доминирующее	Доминирующее и все сопутствующие
	Сейсмическая	х	х	Все переменные воздействия
SLS	Характеристическое	Сопутствующее	х	х
	Частое	х	Доминирующее	Сопутствующие
	Практически постоянное	х	х	Все переменные воздействия

Концепция надежности

Калибровка частных коэффициентов



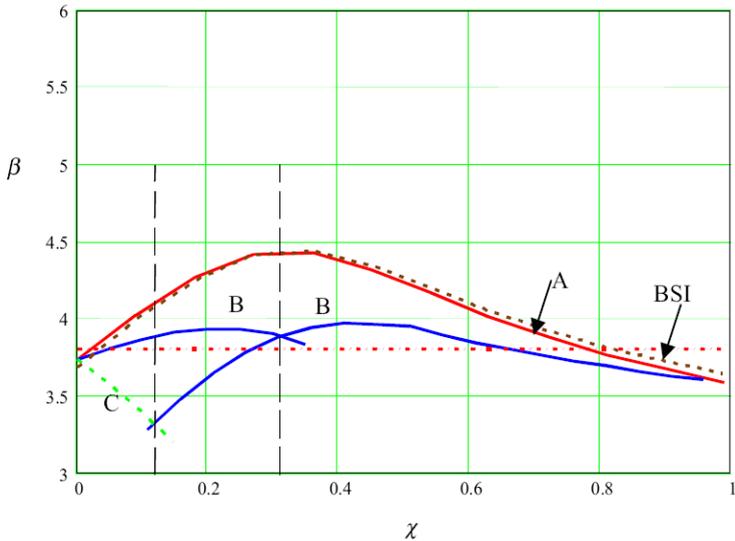
$$g \left(\frac{f_{k1}}{\gamma_{m1}}, \frac{f_{k2}}{\gamma_{m2}}, \dots, \gamma_{f1} F_{k1}, \gamma_{f2} F_{k2}, \dots \right) \geq 0 \quad D = \sum_{k=1}^n \beta_k \gamma_{m,i} f_{fi} - \beta_t^2$$

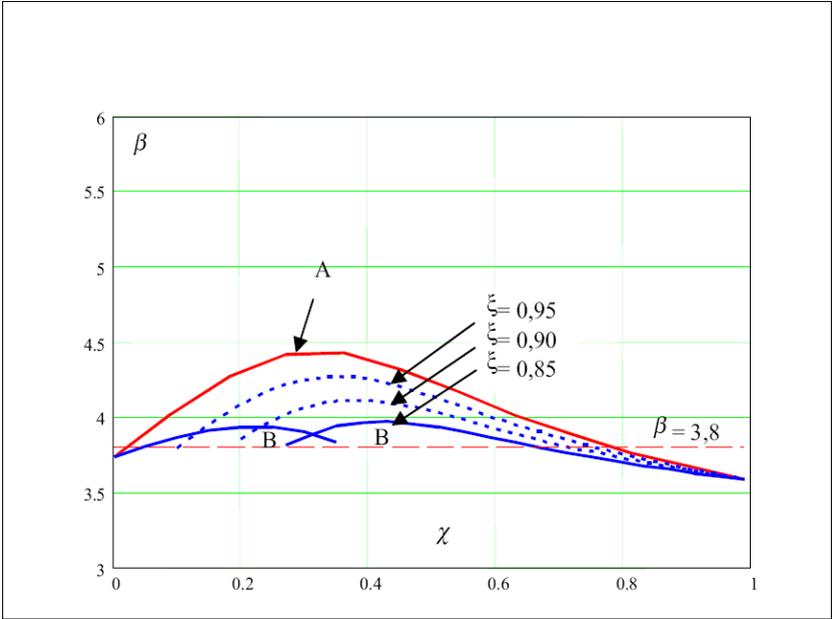
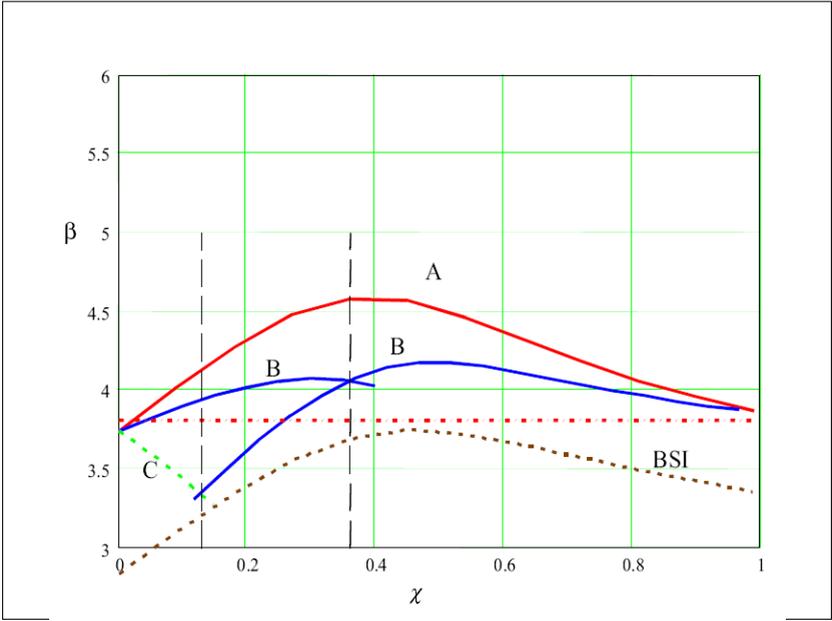
Варианты СТБ EN 1990

$$A: \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_k + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$B: \begin{cases} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_k + \gamma_P \cdot P + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_k + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \end{cases}$$

$$C: \begin{cases} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_k + \gamma_P \cdot P \\ \sum_{j \geq 1} \xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_k + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \end{cases}$$





**ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

(г. Минск, СФ БНТУ — 30.11.2010)

УДК 624.012

***ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЕЛИЧИН ВОЗДЕЙСТВИЙ
НА КОНСТРУКЦИИ В СООТВЕТСТВИИ С ТКП EN 1991***

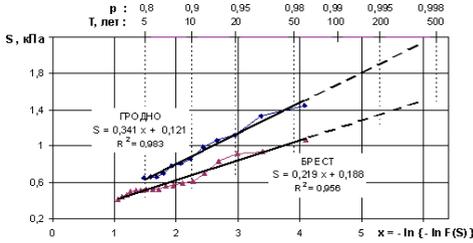
ТУР В.В.

УО «Брестский государственный технический университет»
Брест, Беларусь



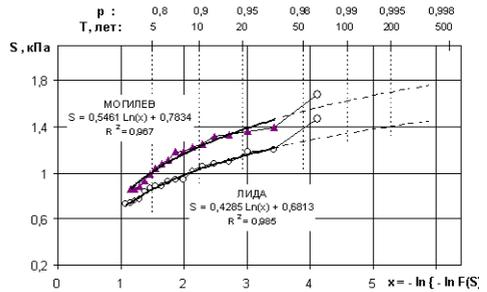
ТЕХНИЧЕСКИЙ КОДЕКС УСТАНОВИВШЕЕСЯ ПРАКТИКИ		ТКП ЕН 1991-1-3:2009	
<p>Еврокод 1. Воздействия на конструкции Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки</p> <p>Еурякод 1 Указание на конструкции Часть 1-3. Агульняе уздзеянні. Снегавая нагрузка</p> <p>(EN 1991-1-3:2003, IDT)</p>		<p>ТКП ЕН 1991-1-3:2009</p> <p>УДК 624.07.042 МКС 91.010.30 КП IDT</p> <p>Ключевые слова: несущие конструкции, снеговая нагрузка, характеристические значения, коэффициенты формы, схемы нагружений, карты снеговых районов</p>	
		<p>Предисловие</p> <p>Цели, основные принципы, положения по государственному регулированию и управлению в области технического нормирования и стандартизации установлены Законом Республики Беларусь «О техническом нормировании и стандартизации».</p> <p>1 ПОДГОТОВЛЕН научно-проектно-производственным республиканским унитарным предприятием «Стройтехном» (РУП «Стройтехном»), Техническим комитетом по стандартизации в области архитектуры и строительства 332.04 «Проектирование зданий и сооружений».</p> <p>ВНЕСЕН Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь</p> <p>2 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ приказом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь</p> <p>Настоящий технический кодекс установившейся практики идентичен Европейскому стандарту EN 1991-1-3:2003 «ЕВРОКОД 1: Действия на конструкции. Part 1-3: General actions – Snow loads» (EN 1991-1-3:2003, Еврокод 1: Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки).</p> <p>Европейский стандарт разработан Техническим комитетом CEN/TC 250 «Еврокод» для целей конструктивного инженерного строительства», секретариат которого находится при ВSI.</p> <p>Перевод с немецкого языка (de)</p> <p>Официальные экземпляры европейского стандарта, на основе которого подготовлен настоящий государственный стандарт, и стандартов, на которые даны ссылки, имеются в БРЭЛКОС.</p> <p>Степень соответствия – идентичная (IDT).</p> <p>4 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ</p> <p>Настоящий технический кодекс установившейся практики не может быть воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь.</p> <p>Указан на русском языке</p>	
<p>Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь Минск</p>			

НП.1 Национальные требования и национально установленные параметры, которыми следует пользоваться при строительстве зданий и сооружений на территории Республики Беларусь	
Пункт ЕН 1991-1-3	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
1	2
1.1(2)	Этот пункт не применяется на территории Республики Беларусь. This clause does not apply to Belarus
1.1(3)	Местные условия, упоминаемые в этом абзаце, не установлены в Республике Беларусь. Areas referred to herein are not determined in Belarus
1.1(4)	Приложение В не используется на территории Республики Беларусь. Annex B is not used in Belarus
2(3)	На территории Республики Беларусь нет специфических условий, подразумеваемых настоящим пунктом, поэтому на территории Республики Беларусь приложение В не используется. In Belarus there are no particular conditions meant in this clause, and thus Annex B is not used in Belarus
2(4)	На территории Республики Беларусь нет чрезвычайных снеговых заносов, подразумеваемых настоящим пунктом, поэтому настоящий пункт не применяется на территории Республики Беларусь. In Belarus there are no exceptional snow drifts meant in this clause, and thus this clause does not apply to Belarus
3.3(1)	На территории Республики Беларусь нет чрезвычайных условий, подразумеваемых в настоящем пункте, поэтому Приложение В не используется на территории Республики Беларусь. In Belarus there are no exceptional conditions meant in this clause, and thus Annex B is not used in Belarus
3.3(3)	Этот пункт не применяется на территории Республики Беларусь по причине, представленной выше в 3.3(1). This clause does not apply to Belarus climatically conditions of Belarus for the reason referred on clause 3.3(1)

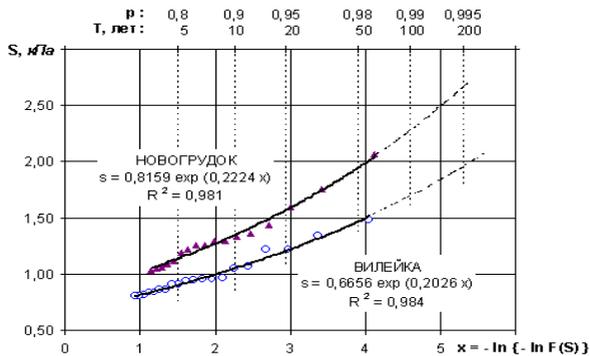


Аппроксимация хвостовой части эмпирических распределений снеговой нагрузки зависимостями типа Вейбулла по станциям Могилев и Лида с проверкой вероятности появления наибольших значений нагрузки

Аппроксимация хвостовой части эмпирических распределений снеговой нагрузки зависимостями типа Гумбеля по станциям Гродно и Брест



Аппроксимация хвостовой части эмпирических распределений снеговой нагрузки зависимостями типа Фреше по станциям Новогрудок и Вилейка



Гумбель

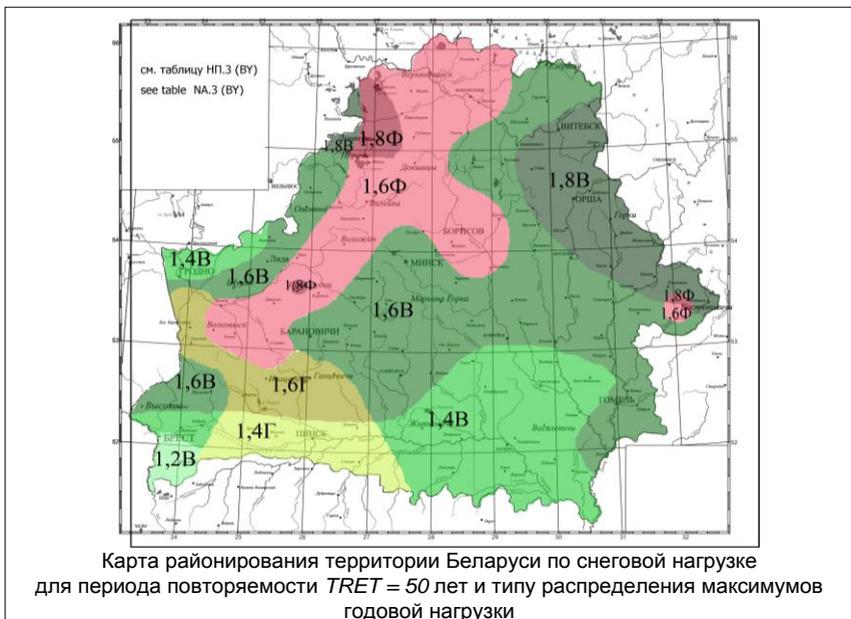
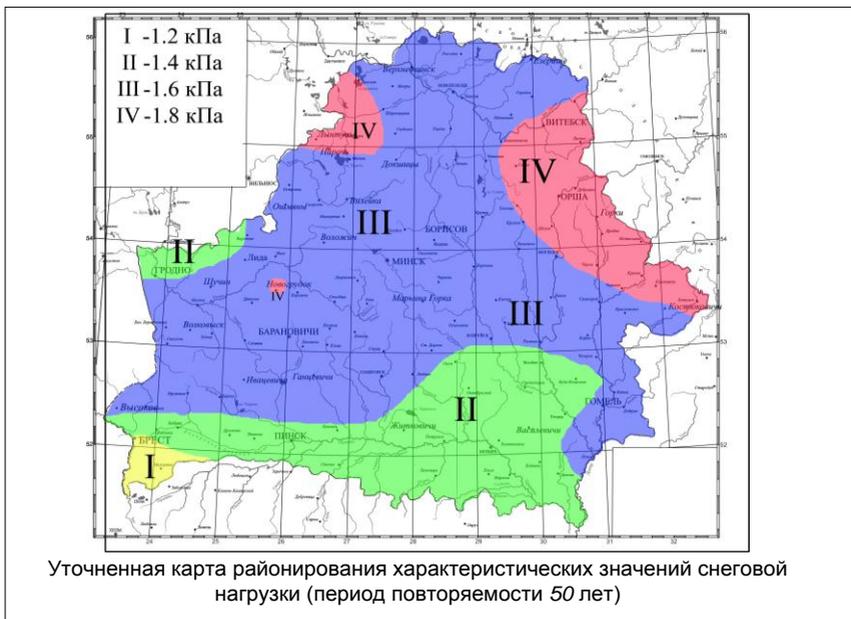
$$\begin{cases} s = s_0 + k \ln x \\ s_0 = \bar{S} + 1 - \delta/v \cdot \sigma \\ k = 0.45v \sqrt{\delta/v} \cdot \bar{S} \end{cases}$$

Фреше

$$\begin{cases} s = s_0 \exp kx \\ s_0 = \bar{S} + 0.1\sigma \\ k = 0.4v \end{cases}$$

Вейбул

$$\begin{cases} s = s_0 + k \ln x \\ s_0 = 2 - 0.84 \sqrt{\delta/v} \cdot \bar{S} \\ k = \delta \cdot 1 + v \cdot \text{med } S \end{cases}$$



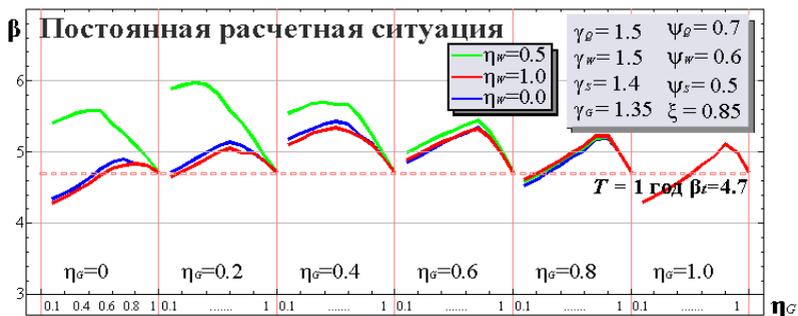
Зависимости и коэффициенты для пересчета характеристических значений
снеговой нагрузки на периоды повторяемости T , отличные от 50 лет

Тип вероятностного распределения и вид зависимости для пересчета	Значение коэффициента пересчета k для снеговых районов			
	I $s_{50} = 1,2 \text{ кПа}$	II $s_{50} = 1,4 \text{ кПа}$	III $s_{50} = 1,6 \text{ кПа}$	IV $s_{50} = 1,8 \text{ кПа}$
Гумбеля, $s_T = s_{50} + k \cdot x_T - x_{50}$	0,20	0,20	0,23	0,23
Вейбулла, $s_T = s_{50} + k \cdot \ln x_T / x_{50}$	–	0,60	0,60	0,60
Фреше, $s_T = s_{50} \cdot \exp[k \cdot x_T - x_{50}]$	–	–	0,25	0,25

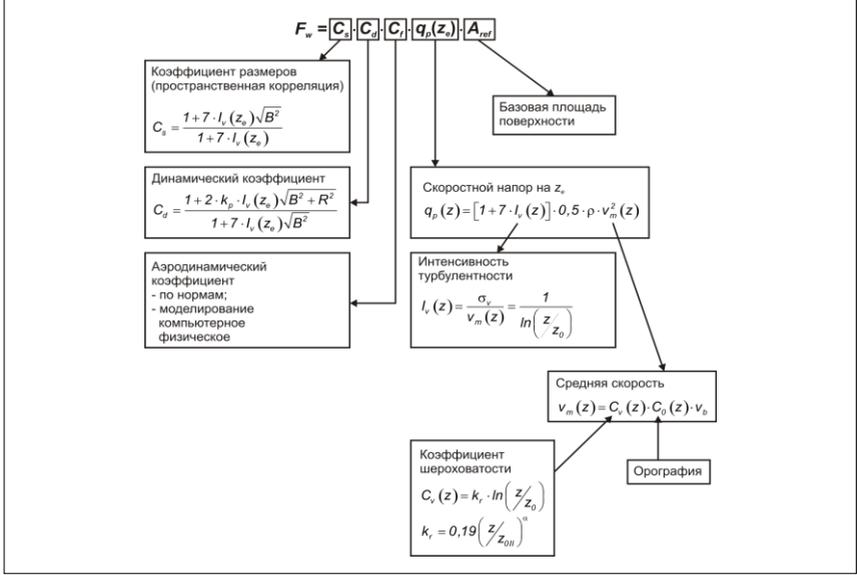
$x_T = -\ln -\ln 1-1/T$, $T = 10 \dots 100$ [лет] , $x_{50} = -\ln -\ln 1-1/50 \approx 3,902$

Сочетания воздействий в постоянных/переходных
расчетных ситуациях

$$E_d = \max \left\{ \begin{array}{l} E \left[\sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right] \\ E \left[\sum_j \xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right] \end{array} \right.$$

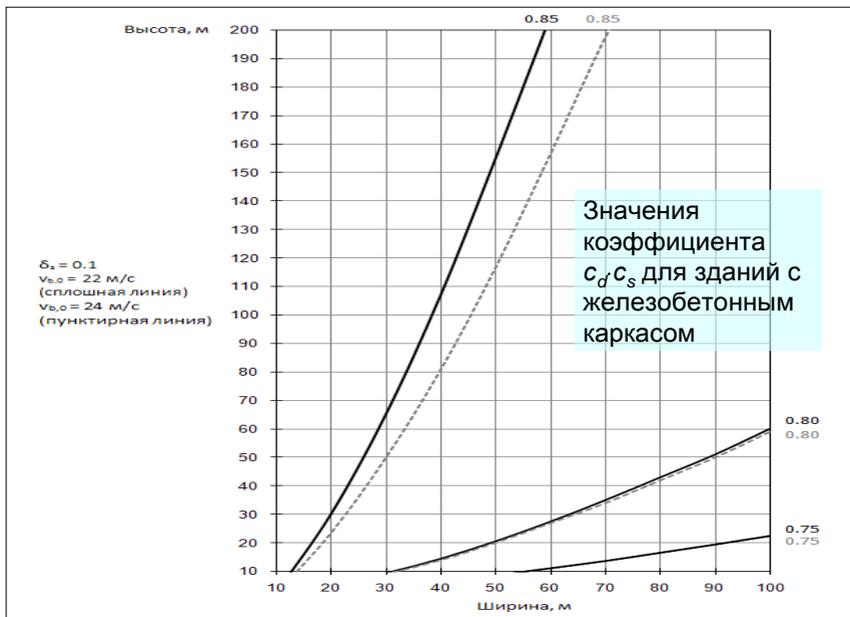


Квазистатистическая модель ветрового воздействия



Значения коэффициента, учитывающего направление ветра C_{dir}

Сектор	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Направление, град	350-10	20-40	50-70	80-100	110-130	140-160	170-190	200-220	230-250	260-280	290-310	320-340
C_{dir}	0,80	0,71	0,78	0,78	0,79	0,84	0,76	0,77	0,95	1,00	0,94	0,96



**ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

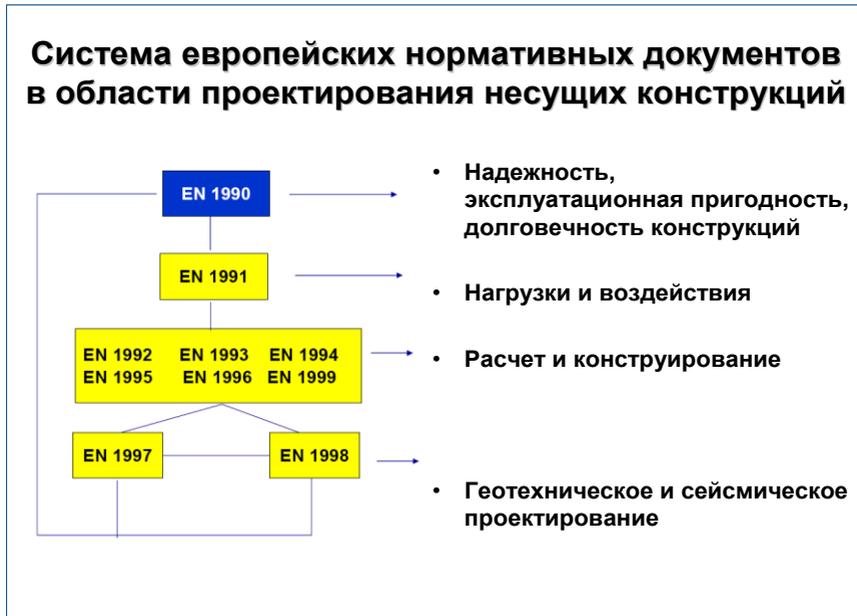
(г. Минск, СФ БНТУ — 30.11.2010)

УДК 624.012.45

***ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ТКП EN 1992-1-1***

РАК Н.А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь



Система европейских нормативных документов (10 документов в 58 частях)

- EN 1990 Eurocode : Basis of Structural Design 1 часть
- EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures 10 частей
- EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures 4 части
- EN 1993 Eurocode 3: Design of steel structures 20 частей
- EN 1994 Eurocode 4: Design of composite steel
and concrete structures 3 части
- EN 1995 Eurocode 5: Design of timber structures 3 части
- EN 1996 Eurocode 6: Design of masonry structures 4 части
- EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design 2 части
- EN 1998 Eurocode 8: Design of structures
for earthquake resistance 6 частей
- EN 1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures 5 частей

МІНІСТЭРСТВА
АРХІТЕКТУРЫ І БУДАВАНІЦТВА
РЭСПУБЛІКІ БЕЛАРУСЬ

МИНИСТЕРСТВО
АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

ЗАГАД

« 10 » 12 2009 г.

г. Минск

№ 404

Об утверждении и введении в действие
технических нормативных правовых
актов в строительстве

В целях выполнения поручений Главы государства и Правительства Республики Беларусь о приведении в соответствие с европейскими нормами и стандартами национальных технических нормативных правовых актов в области строительства

ПРИКАЗЫВАЮ:

1. Утвердить и ввести в действие с 1 января 2010 г. подготовленные научно-проектно-производственным республиканским унитарным предприятием «Стройтехнорм» и внесенные главным управлением научно-технической политики и лицензирования Минстройархитектуры европейские стандарты в качестве технических кодексов установившейся практики с национальными приложениями согласно приложению.

2. Главному управлению научно-технической политики и лицензирования (Коньков В.В.), РУП «Стройтехнорм» (Лишай И.Л.) обеспечить официальное опубликование утвержденных ТНПА необходимым тиражом. До официального опубликования по запросу обеспечивать заинтересованных сигнальными экземплярами утвержденных документов.

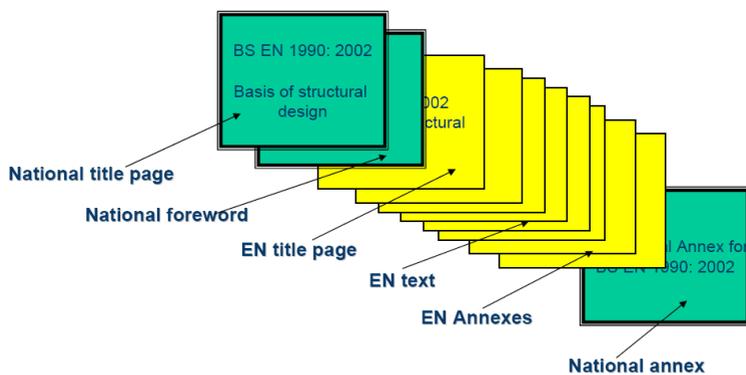
Министр

А.И.Селезнев

Краткая хронология

Год	Республика Беларусь	Европейский Союз
1991-1994		ENV 1992-1-1:1991; ENV 1992-1-3:1994; ENV 1992-1-4:1994; ENV 1992-1-5:1994; ENV 1992-1-6:1994
1996-1998	СНБ 2.06.01 (3 редакции)	ENV 1992-3:1998
1999-2001	СНБ 5.03.01 (1-я...4-я. ред.)	prEN 1992-1-1 (1...2 draft)
2002	СНБ 5.03.01 (5-й ред.) утв. 20 июня	prEN 1992-1-1 (final draft)
2003	СНБ 5.03.01 (издание)	prEN 1992-1-1 на голосовании
2004	СНБ 5.03.01 (изм.1)	EN 1992-1-1:2004 утв.16 апреля
2006	СНБ 5.03.01 (изм. 2 и 3)	
2008	СНБ 5.03.01 (изм. 4),	EN 1992-1-1:2004/AC:2008
2009	СНБ 5.03.01 (изм. 5) Разработка ТКП EN 1992-1-1 с национальным приложением	
2010	ТКП 45-5.03-218-2011 ТКП 45-5.03-219-2011 ТКП 45-5.03-220-2011	

Регламентированная структура национального Еврокода



Национальные редакции Еврокодов

- Национальная редакция Еврокода включает полный текст Еврокода (включая все приложения), изданного CEN, национальный титульный лист с национальным предисловием, а также национальное приложение (справочное).
- Национальное приложение может содержать только информацию о параметрах, которые в Еврокоде оставлены открытыми для принятия решения на национальном уровне. Эти параметры, устанавливаемые на национальном уровне (NDP), распространяются только на проектирование зданий и инженерных сооружений в стране, в которой они установлены. Они включают:
 - — числовые значения частных коэффициентов безопасности и/или классов, по которым Евро-кодами допускается альтернативное решение;
 - — числовые значения, которые следует использовать в тех случаях, когда в Еврокодах указаны только символы;
 - — специальную информацию о стране, географические и климатические данные, которые применимы только для определенной страны, например, карты снеговой нагрузки на грунт;
 - — методики — в случаях, когда Еврокодами допускается применение нескольких альтернативных методик.
- Они могут также содержать:
 - — рекомендации по применению справочных приложений;
 - — указания по применению дополняющей и не противоречащей информации, помогающей пользователю применять Еврокоды.

Содержание и построение ТКП EN 1992-1-1

ТЕХНИЧЕСКИЙ КОДЕКС
УСТАВЛЯЮЩИЙ ПРАКТИКИ ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250)

Еврокод 2
ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий

Еурокод 2
ПРАЕКТАВАННЕ ЖАЛЕЗАБЕТОННЫХ КАНСТРУКЦЫЙ
Частка 1-1. Агульныя правiлы i правiлы для будынкаў

(EN 1992-1-1:2004+AC:2008, IDT)

Издание официальное

Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь
Минск 2010

- **Белорусская редакция EN 1992-1-1 «Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций - Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий» (стр. III-XV, 1-181)**
- **Национальное приложение к EN 1992-1-1 «Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций - Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий» (стр. 182-191)**

Белорусская редакция EN 1992-1-1
Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций
Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий»

Введение к Еврокодам

Содержание

- 1 Основные положения**
- 2 Основы проектирования**
- 3 Материалы**
- 4 Долговечность и защитный слой для арматуры**
- 5 Расчет конструкций**
- 6 Предельное состояние по несущей способности (ULS)**
- 7 Предельное состояние по эксплуатационной пригодности (SLS)**
- 8 Конструирование арматуры и напрягающих элементов – Общие положения**
- 9 Конструирование элементов и отдельные правила**
- 10 Дополнительные правила для сборных железобетонных элементов и конструкций**
- 11 Железобетонные конструкции из легкого бетона**
- 12 Конструкции из неармированного или слабо армированного бетона**
 - **Приложения А, В, D-J (справочные)**
 - **Приложение С (обязательное)**

ТКП EN 1992-1-1-2009

Национальное приложение
к ТКП EN 1992-1-1-2009
Еврокод 2
ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий

National Annex
to TCP EN 1992-1-1-2009
Eurocode 2
DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES
Part 1-1. General rules and rules for buildings

Предисловие

Preface

Настоящее национальное приложение следует применять совместно с ТКП EN 1992-1-1-2009.

This National Annex is used with standard TCP EN 1992-1-1-2009.

Настоящее национальное приложение содержит:

This National Annex contains:

а) национальные параметры для следующих параграфов ТКП EN 1992-1-1-2009, национальный выбор которых разрешен:

the national parameters for the following paragraphs in standard TCP EN 1992-1-1-2009 where national selection is permitted:

2.3.3 (3)	4.4.1.3 (4)	6.4.3 (6)	9.2.1.2 (1)	11.3.5 (1)P
2.4.2.1 (1)	5.1.3 (1)P	6.4.4 (1)	9.2.1.4 (1)	11.3.5 (2)P
2.4.2.2 (1)	5.2 (5)	6.4.5 (3)	9.2.2 (4)	11.3.7 (1)
2.4.2.2 (2)	5.5 (4)	6.4.5 (4)	9.2.2 (5)	11.6.1 (1)
2.4.2.2 (3)	5.6.3 (4)	6.5.2 (2)	9.2.2 (6)	11.6.1 (2)
2.4.2.3 (1)	5.8.3.1 (1)	6.5.4 (4)	9.2.2 (7)	11.6.2 (1)
2.4.2.4 (1)	5.8.3.3 (1)	6.5.4 (6)	9.2.2 (8)	11.6.4.1 (1)
2.4.2.4 (2)	5.8.3.3 (2)	6.8.4 (1)	9.3.1.1 (3)	12.3.1 (1)
2.4.2.5 (2)	5.8.5 (1)	6.8.4 (5)	9.5.2 (1)	12.6.3 (2)
3.1.2 (2)P	5.8.6 (3)	6.8.6 (1)	9.5.2 (2)	A.2.1 (1)
3.1.2 (4)	5.10.1 (6)	6.8.6 (3)	9.5.2 (3)	A.2.1 (2)
3.1.6 (1)P	5.10.2.1 (1)P	6.8.7 (1)	9.5.3 (3)	A.2.2 (1)
3.1.6 (2)P	5.10.2.1 (2)	7.2 (2)	9.6.2 (1)	A.2.2 (2)
3.2.2 (3)P	5.10.2.2 (4)	7.2 (3)	9.6.3 (1)	A.2.3 (1)
3.2.7 (2)	5.10.2.2 (5)	7.2 (5)	9.7 (1)	C.1 (1)
3.3.4 (5)	5.10.3 (2)	7.3.1 (5)	9.8.1 (3)	C.1 (3)
3.3.6 (7)	5.10.8 (2)	7.3.2 (4)	9.8.2.1 (1)	E.1 (2)
4.4.1.2 (3)	5.10.8 (3)	7.3.4 (3)	9.8.3 (1)	J.1 (2)
4.4.1.2 (5)	5.10.9 (1)P	7.4.2 (2)	9.8.3 (2)	J.2.2 (2)
4.4.1.2 (6)	6.2.2 (1)	8.2 (2)	9.8.4 (1)	J.3 (2)
4.4.1.2 (7)	6.2.2 (6)	8.3 (2)	9.8.5 (3)	J.3 (3)
4.4.1.2 (8)	6.2.3 (2)	8.6 (2)	9.10.2.2 (2)	
4.4.1.2 (13)	6.2.3 (3)	8.8 (1)	9.10.2.3 (3)	
4.4.1.3 (1)P	6.2.4 (4)	9.2.1.1 (1)	9.10.2.3 (4)	
4.4.1.3 (3)	6.2.4 (6)	9.2.1.1 (3)	9.10.2.4 (2)	

б) рекомендации по использованию справочных приложений.
guidance for the use of the informative annexes.

Национальное приложение к EN 1992-1-1

Раздел	Принципы	Правила
2 Основы проектирования		9
3 Материалы	4	4
4 Долговечность и защитный слой для арматуры	1	8
5 Расчет конструкций	3	15
6 Предельное состояние по несущей способности (ULS)		18
7 Предельное состояние по эксплуатационной пригодности (SLS)		7
8 Конструирование арматуры и напрягающих элементов – Общие положения		4
9 Конструирование элементов и отдельные правила		27
11 Железобетонные конструкции из легкого бетона	2	5
12 Конструкции из неармированного или слабо армированного бетона		2
Приложение А (справочное)		5
Приложение С (обязательное)		2
Приложение Е (справочное)		1
Приложение J (справочное)		4
Итого	10	111

Особенности применения ТКП EN 1992-1-1 в практике проектирования

- Информационное письмо МАиС и Департамент контроля и надзора за строительством Госстандарта Республики Беларусь от 12.03.2010 г.
- Во исполнение поручений Главы государства, Совета Министров Республики Беларусь о приведении в соответствие с европейскими нормами и стандартами национальных технических нормативных правовых актов в области строительства Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь введено в действие с 01.01.2010 г. 58 технических кодексов установившейся практики по проектированию конструкций из различных материалов, идентичных Еврокодам. Из них 33 ТКП EN разработаны с национальными приложениями в соответствии с европейским Руководством по внедрению Еврокодов
- Утверждение и введение в действие в Республике Беларусь европейских стандартов не предполагает отмены действия национальных ТНПА и позволяет применять их наряду с уже действующим национальным комплексом ТНПА, включающим нормы проектирования, основанные на системе нормирования бывшего СССР, дает возможность взаимного сотрудничества между странами СНГ, включая экспорт белорусской строительной продукции и услуг в эти страны, а также возможность привлечения инвесторов из этих государств в Республику Беларусь.
- Решение о применении при проектировании тех или других ТНПА принимается заказчиком и проектной организацией с указанием этого условия в контракте (договоре) на проектные работы, задании на проектирование

Мероприятия по внедрению ТКП EN 1992-1-1 в практику проектирования

- Максимальное использование СНБ 5.03.01-02 (с изменениями №1-5)
- Разработка взамен СНБ 5.03.01-02 системы Технических кодексов
- Разработка программы обучения основам проектирования с применением ТКП EN для специалистов проектных организаций
- Проведение циклов обучающих семинаров по разъяснению принципов и правил, установленных в ТКП EN
- Разработка методических пособий и учебных программ для студентов строительных специальностей ВУЗов и ССУЗов
- Переработка рабочих чертежей массовых серий железобетонных конструкций
- Разработка комплекса программных средств, обеспечивающих возможность автоматизированного расчета строительных конструкций
- Издание технической литературы с примерами расчета

Сопоставление отечественной и европейской систем нормирования

Республика Беларусь	Европейский Союз
СНБ 5.03.01-02 (с изм № 1-5) СНиП 2.03.01-04 (в части конструкций из легких бетонов)	EN 1992-1-1:2004. Часть 1-1. Общие правила проектирования и правила проектирования зданий. + EN 1992-1-1:2004/AC:2008
СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы	EN 1992-2:2005. Часть 2: Железобетонные мосты. Правила расчета и конструирования.
СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий, СНиП 2.04.02-84. Водоснабжение, СНиП 2.04.03-85. Канализация	EN 1992-3:2005. Часть 3: Емкостные сооружения для жидкостей и сыпучих сред
СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнические сооружений	

Структура блока ТНПА по проектированию бетонных и железобетонных конструкций

Первая стадия (основные положения и общие правила)		
	Название ТКП	Отмен. документы
БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ	ТКП 45-5.03-218-2011. Часть 1. Основные положения. Строительные нормы проектирования	СНБ 5.03.01-02, СНиП 2.03-01-84
	ТКП 45-5.03-219-2011. Часть 2. Конструкции из тяжелого бетона с ненапрягаемой арматурой. Общие правила проектирования	СНБ 5.03.01-02, Пособие к СНиП 2.03-01-84
	ТКП 45-5.03-220-2011. Часть 3. Конструкции из тяжелого бетона с напрягаемой арматурой. Общие правила проектирования	СНБ 5.03.01-02, Пособие к СНиП 2.03-01-84

Вторая стадия (правила проектирования)		
Название ТКП		Отменяемые документы
БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ	Часть 4. Конструкции из легкого бетона. Правила проектирования	Пособия, руководства и Рекомендации
	Конструкции жилых и общественных зданий . Правила проектирования	Пособия, руководства и Рекомендации
	Конструкции промышленных зданий	СНиП 2.09.03, Пособия, руководства и Рекомендации
	Конструкции транспортных сооружений	СНиП 2.05.03
	Конструкции емкостных сооружений.	СНиП 2.09.03, СНиП 2.04.02, СНиП 2.04.03
	Трубы и трубопроводы	СНиП 2.05.03
	Конструкции гидротехнических сооружений.	СНиП 2.06.08
	Усиление конструкции . Правила проектирования	СНБ 5.03.01, СНиП 2.03-01, Пособие П1-98

Примеры различий

- **1. РАСЧЕТ НА ПОПЕРЕЧНУЮ СИЛУ**
- **СНБ 5.03.01-02 и ТКП 45-5.03-218-2011**
- три альтернативные метода: а) метод сечений; б) ферменную аналогию
- в) метод модифицированных полей сжатия
- **ТКП EN 1992-1-1-2009**
- только ферменная аналогия

- **2. МЕСТНОЕ СЖАТИЕ**
- **СНБ 5.03.01-02 и ТКП 45-5.03-218-2011**
- 6 схем приложения нагрузок; Учет неравномерности распределения напряжений
- Учет армирования поперечными сетками
- **ТКП EN 1992-1-1-2009**
- Одна схема приложения нагрузок

- **3. НАЗНАЧЕНИЕ ЧАСТНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ БЕЗОПАСНОСТИ ПО МАТЕРИАЛАМ ПРИ ПРОВЕРКЕ ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ ПО БЕЗОПАСНОСТИ**
- **СНБ 5.03.01-02 и ТКП 45-5.03-218-2011**
- Постоянные значения коэффициентов
- **EN 1992-1-1 -2009**
- Допускает модификацию (при предельном состоянии по безопасности) в зависимости от качества изготовления и способов контроля (приложение А)

Пути обеспечения взаимодействия

- **ПРИНЦИПЫ**

- 1. Дополнительность
- 2. Достаточность
- 3. Рациональность

- **СПОСОБЫ**

- 1. Сохранение своей структуры ТНПА (параллельной и гармонизированной с Еврокодами)
- 2. Участие в разработке новых документов (на максимально возможном уровне)
- 3. Учет экономических и технических возможностей страны

Как нам перестроить преподавание дисциплин по строительным конструкциям

- Необходима **реорганизация** стратегии и тактики преподавания при сохранении преемственности
- Необходима **постепенность** реорганизации
- Возможные шаги в этом направлении
- **1. Включение вопросов проектирования по Еврокодам в спецкурсы**
- **2. Введение в учебный план начального лекционного курса** «Основы проектирования строительных конструкций» (на базе ТКП EN 1990 и ТКП EN 1991)
- **3. Корректировка курсов лекций** по видам конструкций из различных материалов с упором на понимание основ поведения конструкций при различных видах их НДС (давать основы теории расчета и практики конструирования, по возможности без привязки к конкретным нормам)
- **4. На практических занятиях** решать задачи параллельно по различным нормам, показывая их общие черты и различия.
- **5. При курсовом проектировании** использовать параллельно различные нормы.
- **6. При дипломном проектировании** выполнять проектирование конструкций по различным нормам.

**ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**
(г. Минск, СФ БНТУ — 30.11.2010)

УДК 624.014

***РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ
БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ ИНДУСТРИАЛЬНОГО ДОМОСТРОЕНИЯ***

ПЕЦОЛЬД Т.М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Рекомендации разработаны на основании решения межведомственного технического Совета при Министерстве архитектуры и строительства (протокол № 06-1 от 25.03.2010).

Рекомендации разработаны в развитие европейских норм и распространяются на расчёт и проектирование бетонных, железобетонных и предварительно напряженных железобетонных конструкций жилых зданий, изготавливаемых на предприятиях сборного железобетона и крупнопанельного домостроения Республики Беларусь из тяжелого и мелкозернистого бетонов средней плотностью не менее 2000 и не более 2500 кг/м³, при изготовлении которых действует система контроля качества.

Рекомендации предназначены для проектировщиков и лиц, осуществляющих контроль проектирования.

В рекомендациях использованы ссылки на следующие нормативные правовые акты (далее — ТИПА) в области технического нормирования и стандартизации:

ТКП EN 1992-1-1-2009 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

СТБ EN 1990-2007 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций.

СТБ EN 1991-1-1-2007 Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания.

СТБ ISO 2394-2007 Надёжность строительных конструкций. Общие принципы.

СНБ 5.03.01–2002 Бетонные и железобетонные конструкции.

СНиП 2.01.07–85 Нагрузки и воздействия.

При проектировании железобетонных конструкций заводского изготовления частный коэффициент по бетону γ_c рекомендуется принимать равным 1,3 в соответствии с ТКП EN 1992-1-1 (Приложение А).

При проектировании предварительно-напряжённых железобетонных конструкций заводского изготовления частный коэффициент по арматуре γ_s рекомендуется принимать равным 1,2 в соответствии с ТКП EN 1992-1-1.

При проектировании предварительно-напряжённых железобетонных конструкций заводского изготовления степень предварительного напряжения арматуры рекомендуется назначать от характеристического временного сопротивления арматуры. Степень начального максимального напряжения арматуры следует устанавливать в соответствии с указаниями СНБ 5.03.01 или ТКП EN 1992-1-1.

Метод частных коэффициентов следует использовать для подтверждения того, что во всех значимых расчётных ситуациях ни одно из предельных состояний не будет превышено при использовании в расчётных моделях расчётных значений воздействий или эффектов воздействий и сопротивлений.

Расчет конструкций заводского изготовления, как правило, необходимо производить для всех расчётных ситуаций, включая переходные (стадии изготовления, транспортирования, монтажа и т.д.). При этом расчётные схемы должны отвечать принятым кон-

структивным решениям и технологии изготовления, способам транспортирования, подъёма, монтажа и т.д.

Характеристические значения нагрузок и воздействий следует принимать в соответствии с требованиями СТБ ЕН 1991-1-1 и СНИП 2.01.07. Расчётные значения нагрузок и воздействий следует определять умножением характеристических значений на соответствующие частные коэффициенты.

При расчёте конструкций заводского изготовления по предельным состояниям первой группы (предельным состояниям несущей способности) для постоянных и переходных расчётных ситуаций рекомендуется в соответствии с СТБ ЕН 1990 (6.4.3.2).

Значения частных коэффициентов в общем случае следует принимать в соответствии с требованиями Национального приложения к СТБ ЕН 1990 и таблицы 1 настоящих рекомендаций.

Таблица 1 — Значения частных коэффициентов для воздействий

Влияние воздействия	Значения частных коэффициентов для нагрузок		
	постоянных, γ_G	переменных, γ_Q	особых, γ_A
Неблагоприятное	1,35	1,5	Для соответствующих расчётных ситуаций
Благоприятное	1.0	0	

При расчёте конструкций заводского изготовления, применяемых в жилых зданиях, допускается принимать пониженное значение частного коэффициента для постоянных нагрузок от собственного веса γ_G , принимая равным 1,15 при условии выполнения следующих требований:

— на заводе организована система контроля качества изготовления конструкций, включающая слежение за обеспечением точности геометрических параметров и контроль отклонений удельного веса материалов;

— коэффициент вариации собственного веса изготовленных железобетонных изделий и конструкций не должен превышать 0,05;

— отношение характеристических (нормативных) значений суммарной переменной (полезной) нагрузки к полной нагрузке на рассчитываемый конструктивный элемент, включая нагрузку от собственного веса изделий, находится в пределах, определяемых формулой (1):

$$\frac{\sum_{i \geq 1} Q_{k,i}}{\sum_{j > 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} Q_{k,i}} \leq 0,4 ;$$

— обеспечено выполнение требований СТБ ЕН 1990 по контролю при проектировании и изготовлении несущих конструкций (контроль третьей стороной, организационно не зависящей от проектирующей организации или завода-изготовителя).

Примечание. В период внедрения рекомендаций, разработчик выполняет научно-техническое сопровождение, осуществляет контроль проектной документации и контроль изготовления конструкций на соответствие настоящим рекомендациям.

Пониженное значение частного коэффициента γ_G допускается принимать только для собственного веса железобетонных изделий и конструкций заводского изготовления. Для постоянных нагрузок от веса других строительных материалов (стяжки, подсыпки, утеплители и т.д.) следует принимать полное значение γ_G равным 1,35.

Пониженное значение коэффициента γ_G получено путём калибровки вероятностными методами, с учётом заданного уровня надёжности конструкций и выполненной в соответствии с рекомендациями СТБ ЕН 1990 и СТБ ISO 2394.

Для оценки уровня надёжности конструкций, обеспечиваемого системой частных коэффициентов, применена процедура, основанная на положениях и методах теории надёжности 1-го порядка (FORM) и методе наискорейшего спуска (для анализа вероятностной функции состояния конструкции и оценки значений индекса надёжности), методе Ferry Borges-Castanheta и правиле Turkstra (для вероятностного моделирования воздействий и их сочетаний).

Целевое значение индекса надёжности конструкций β принято равным 3,8 для базового периода T равного 50 лет в соответствии с требованиями СТБ ЕН 1990. Для моделирования постоянных воз-

действий применено нормальное распределение, для переменных воздействий — распределение Гумбеля, для погрешностей определения эффектов воздействий — нормальное распределение, для прочности конструкций — логнормальное распределение.

Числовые значения коэффициентов сочетаний ψ_0 для воздействий следует принимать в соответствии с требованиями Национального приложения к СТБ ЕН 1990 (см. таблицу 2 настоящих рекомендаций).

Таблица 2 — Значения коэффициентов сочетаний для эффектов воздействий при расчёте конструкций жилых зданий

Вид нагрузки	ψ_0
Полезные нагрузки	0,7
Снеговые нагрузки	0,5
Ветровые нагрузки	0,6
Температурные нагрузки (исключая пожары)	0,6

При расчёте балок, ригелей, плит, колонн и фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, а также при определении продольных усилий для расчёта колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух перекрытий и более, полные нормативные значения переменных нагрузок Q_k рекомендуется снижать в соответствии с требованиями СНИП 2.01.07 (3.8, 3.9).

Изделия заводского изготовления при их распалубке и подъёме со стенда, испытывают различные силовые воздействия и имеют расчётные схемы, отличающиеся от проектных. При этом монтажные усилия могут отличаться от усилий при работе конструкций в проектном положении, как по величине, так и по знаку.

При расчёте изделий заводского изготовления на усилия, возникающие при распалубке, подъёме со стенда (кроме расчёта монтажных петель) собственный вес конструкций рекомендуется вводить в расчёт с коэффициентом динамичности равным 1,4. При этом част-

ный коэффициент для нагрузок от собственного веса изделия рекомендуется принимать равным 1. На каждом заводе коэффициент динамичности допускается уточнять опытным путём с учётом технологии изготовления изделий, но не ниже 1,25.

При проектировании изделий заводского изготовления места захвата при подъёме и транспортировании рекомендуется располагать таким образом, чтобы для восприятия монтажных усилий не требовалось постановка дополнительного армирования.

При проектировании зданий, возводимых с применением несущих железобетонных конструкций заводского изготовления, следует руководствоваться требованиями СНБ 5.03.01, СТБ ЕН 1990, СТБ ЕН 1991-1-1, СТБ ISO 2394 и настоящими рекомендациями в части оговоренных значений системы частных коэффициентов.

Минимальные значения процентов армирования железобетонных конструкций заводского изготовления следует принимать в соответствии с требованиями СНБ 5.03.01. При меньшем проценте армирования конструкции следует относить к бетонным и предусматривать конструктивное армирование (за исключением блоков стен подвалов).

Конструктивное армирование бетонных панелей внутренних стен рекомендуется принимать двусторонним из плоских или гнутых вертикальных и горизонтальных каркасов и отдельных стержней, объединённых в единый арматурный каркас. Расстояние между вертикальными каркасами рекомендуется принимать не более 0,9 м. Горизонтальные каркасы рекомендуется, как минимум, располагать по верху и низу панели. Площадь сечения вертикальной и горизонтальной арматуры, устанавливаемой у каждой из сторон панели, рекомендуется принимать не менее $0,2 \text{ см}^2/\text{м}$, при минимальном проценте армирования — 0,025 %.

Бетонные панели внутренних стен, изготавливаемые в горизонтальном положении, при необходимости рекомендуется армировать дополнительной сеткой, расположенной у грани панели, обращенной к поддону формы.

В панелях внутренних стен с проёмами рекомендуется устанавливать в плоскости перемычек парные вертикальные каркасы, продольные стержни которых рекомендуется заводить за грань проёма не менее чем на 500 мм. По низу проёма рекомендуется предусматривать железобетонную перемычку или арматурный каркас.

Простенки шириной 600 мм и менее рекомендуется армировать не менее чем двумя каркасами, соединёнными между собой с двух сторон горизонтальными стержнями с шагом не более шага поперечных стержней каркаса.

Диаметр продольных стержней каркасов рекомендуется принимать не менее 5 мм, диаметр поперечных стержней — не менее 4 мм.

Железобетонные панели внутренних стен рекомендуется армировать поперечными вертикальными каркасами, расположенными с шагом не более 400 мм и объединёнными в арматурный блок горизонтальными каркасами сверху и внизу панели и отдельными стержнями по высоте панели с шагом 500-600 мм. Площадь сечения вертикальной арматуры устанавливается по расчёту, при этом процент армирования должен быть не менее 0,13 %.

Диаметр вертикальных стержней рекомендуется принимать не менее 8 мм. Поперечные стержни каркасов рекомендуется располагать с шагом не превышающим двадцати диаметров продольных стержней каркаса.

Железобетонные панели внутренних стен допускается армировать двумя сетками с шагом вертикальных стержней не более 400 мм, объединёнными в арматурный блок вертикальными и горизонтальными каркасами.

Панели наружных стен рекомендуется армировать пространственными арматурными блоками, собираемыми из вертикальных и горизонтальных каркасов, сеток, отдельных арматурных стержней и изделий (закладных деталей, подъёмных петель и др.).

Для трёхслойных панелей с гибкими связями рекомендуется принимать следующую схему армирования:

— двустороннее армирование внутреннего несущего слоя вертикальными и горизонтальными каркасами, расположенными перпендикулярно плоскости стены и объединёнными в единый арматурный блок совместно с каркасами перемычек. Каркасы рекомендуется располагать по периметру панели, по контуру проёмов, а также в простенках с шагом не более 900 мм;

— армирование сеткой из стержней диаметром не менее 4 мм наружного бетонного слоя.

Для соединения наружного и внутреннего слоев панели рекомендуется предусматривать гибкие связи. Подъемные петли рекомендуется размещать во внутреннем и наружном слоях панели.

Плиты, опёртые по контуру, рассчитываются с учётом их работы в двух направлениях. Армирование плит принимается по результатам расчётов с минимально допустимым процентом армирования в коротком направлении плиты равном 0,1 %. При этом диаметр арматуры должен быть не менее 6 мм.

В длинном направлении плиты минимальный процент армирования рекомендуется принимать не менее 0,05 %.

Допускается по короткому пролёту плиты перекрытия не доводить до опоры рабочую арматуру (через один стержень) на величину, определяемую формулой:

$$a = 0,14 \cdot l - 20 \cdot d,$$

где l — расчётная длина плиты. При этом расстояние между короткими стержнями должно быть не более 400 мм.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации анкеров в расчёте рекомендуется не учитывать, так как они учтены при определении полного удлинения арматуры.

Рекомендации Р.5.03.065.10 разработаны специалистами института НИПТИС им. С.С. Атаева, Брестского государственного технического университета и Белорусского национального технического университета (регистрационный номер «Стройтехнорм» 065 от 25.05.2010).

**ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

(г. Минск, СФ БНТУ — 30.11.2010)

УДК 69+624.014.2

***СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КАК ЧАСТЬ СИСТЕМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПО ТКП ЕН 1993-1-1***

МАРТЫНОВ Ю. С., ЛАГУН Ю. И., НАДОЛЬСКИЙ В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В статье рассмотрены основные принципы и особенности статического расчета стальных каркасов по ТКП ЕН 1993-1-1 [1]. Затронуты вопросы моделирования элементов конструкции, узлов сопряжений, методов выполнения статического расчета, а также порядок учета несовершенств.

ВВЕДЕНИЕ

С января 2010 г. в Республике Беларусь на альтернативной основе введены Технические кодексы установившейся практики (ТКП) по проектированию строительных конструкций, идентичные соответствующим Европейским нормам — Еврокодам.

В связи с этим представляет интерес вопрос сопоставимости методик расчета по различным ТНПА, действующим на территории Республики Беларусь. Основные принципы, особенности статического расчета стальных каркасов и требования к нему изложены в разделе 5 ТКП ЕН 1993-1-1 [1]. Они регламентируют процедуры моделирования элементов конструкции, узлов сопряжений, методов выполнения статического расчета, а также порядок учета несовершенств. Авторами рассмотрен наиболее простой и чаще всего используемый упругий статический расчет.

1. Моделирование конструкции для статического расчета

Общие требования к моделированию конструкции для статического расчета изложены в п.5.1.1(2) ТКП [1] следующим образом: «Расчетная модель и основные допущения при расчетах должны отражать работу конструкции в соответствующем предельном состоянии с заданной точностью и отражать предполагаемый тип поперечных сечений, элементов, соединений и опорных частей». Исходя из этого, в общем случае расчетная модель должна отражать фактическую жесткость опор, соединений и несовершенства с допустимой степенью идеализации для конкретного вида предельного состояния. При простоте этого требования реализация его на практике весьма затруднительна. Основные трудности связаны с обоснованием параметров, характеризующих реальное поведение конструкции. ТКП [1] предоставляет нормативную базу для выбора этих параметров.

При потере местной устойчивости части поперечного сечения (и связанное с ней выключение этой части из состава расчетного сечения) может произойти существенное перераспределение усилий в элементе, поэтому этот эффект должен быть учтён при выполнении статического расчета. Согласно п.5.2.1(5) ТКП [1] при назначении характеристик поперечного сечения и элемента в целом необходимо учесть эффекты потери местной устойчивости, если они значительно влияют на результаты статического расчета. Степень значимости влияния этих эффектов можно определить по указаниям п.2.2 (5) ТКП [2], используя отношения площади эффективного сечения к площади «брутто». Эффективное сечение — это сечение, в котором исключена неустойчивая часть элемента сечения, определенная по ТКП [2].

При проектировании по ТКП [1] различают следующие три типа узлов (см. п. 5.1.2 (2): *а) жесткий узел*, деформации которого не оказывает влияния на результаты статического расчета; *б) простой (шарнирный) узел*, не передающий изгибающие моменты; *в) полужесткий (упругоподатливый) узел*, деформации которого должны быть приняты во внимание при статическом расчете. Более детальное определение типов узлов осуществляется по ТКП [3]. На рис. 1 приведена графическая интерпретация узлов разного типа. На основании этой классификации делается вывод о необходимости

учета влияния деформаций узлов на распределение внутренних сил и моментов в конструкции и на суммарные деформации элементов конструктивной системы. Учет взаимодействия основания и конструктивной системы при моделировании конструкции для статического расчета регламентируется в ТКП [4].

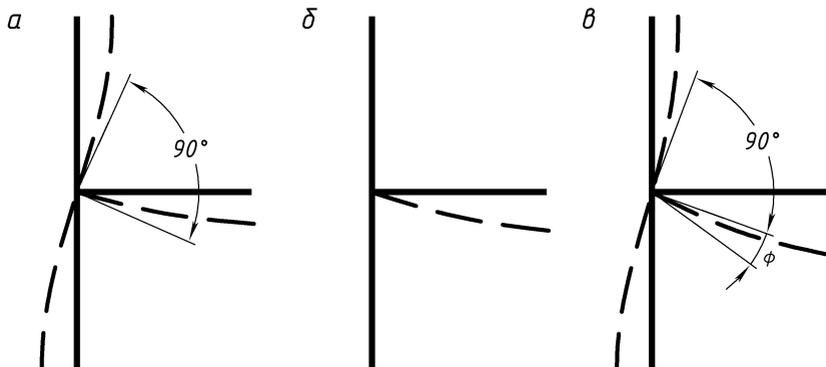


Рис. 1. Типы узлов:

а — жесткий; *б* — простой; *в* — полужесткий

2. Влияние деформированной геометрии конструкции при статическом расчете

Общие сведения

В процессе нагружения конструкции происходит изменение геометрической схемы, что может привести к дополнительным усилиям и их распределению. Поэтому в п. 5.2.1 ТКП [1] выделено два типа статического расчета: расчет первого порядка, основанный на начальной геометрии, и расчет второго порядка, учитывающий деформации расчетной схемы. Расчет второго порядка позволяет учесть дополнительные эффекты от деформированной геометрии элементов (*P-δ* эффекты) и конструкции в целом (*P-Δ* эффекты). Наиболее общее представления расчетов первого и второго порядков представлено на рис. 2 для консольного стержня.

Эти виды расчетов хорошо известны, но нормативно закрепленной базы для применения и разграничения этих видов расчета от-

сутствуют. По этой причине, как правило, прибегают к более простому расчету, не учитывая при этом последствия. Применение Еврокодов позволяет обосновано применять тот или иной вид статического расчета.

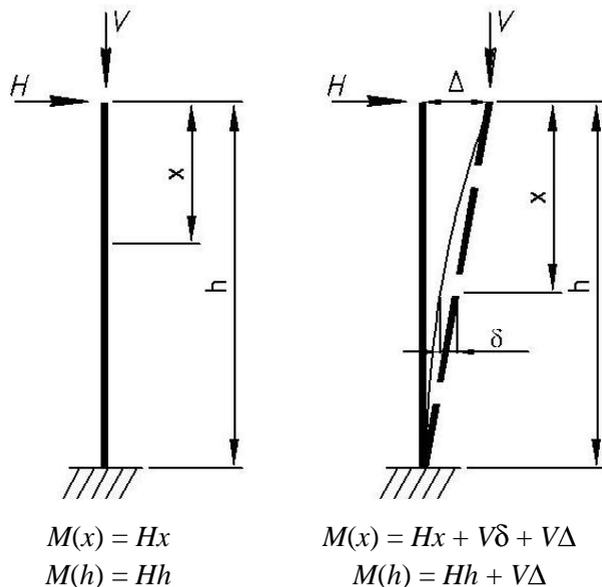


Рис. 2. Расчетные схемы стержня при расчете первого и второго порядка

Согласно п.5.2.1(3) ТКП [1]: «Расчет по теории первого порядка может применяться для конструкции, если увеличением соответствующих внутренних сил или моментов или любым другим изменением работы конструкции, вызванными деформациями, можно пренебречь». Это условие считается выполненным в упругой стадии, если $\alpha_{cr} > 10$.

При несоблюдении этого условия конструкция должна быть рассчитана с учетом эффектов второго рода, возникающих за счет деформированной геометрии.

Определение параметра α_{cr}

Параметр α_{cr} , характеризующий чувствительность конструкции к эффектам второго рода, в общем случае, можно определить из выражения

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}},$$

где F_{Ed} — расчетное воздействие на конструкцию;

F_{cr} — критическое воздействие, соответствующее потере общей устойчивости в упругой стадии, определенное на основе начальных упругих жесткостей.

Для рамных каркасов с небольшими уклонами кровли и балочно-стоечных типов плоских рам зданий при незначительном осевом сжатии в ригелях покрытия и перекрытий параметр α_{cr} можно определить согласно п.5.2.1(4) ТКП [1] по формуле:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right),$$

где H_{Ed} — суммарное значение расчетных горизонтальных реакции в основании этажа от внешних горизонтальных нагрузок и фиктивных горизонтальных нагрузок;

V_{Ed} — суммарное расчетное вертикальное усилие в основании этажа;

$\delta_{H,Ed}$ — горизонтальное смещение верха этажа относительно основания этажа при действии горизонтальных нагрузок, в том числе фиктивных горизонтальных нагрузок, приложенных на уровне каждого этажа;

h — высота этажа.

Для более простого определения параметра α_{cr} можно применять следующие допущения:

Допущение (1): при вычислении F_{cr} для многоэтажных каркасов достаточно смоделировать конструкцию с узловой нагрузкой, игнорируя изгибающие моменты, вызванные распределением нагрузки. Однако, вычисляя α_{cr} для большепролетных рам, в которых может

быть существенное увеличение осевого сжатия в ригелях, при моделировании должен быть учтен характер распределения нагрузки.

Допущение (2): уклон кровли можно считать малым, если его значение не более чем 1:2 (26°).

Допущение (3): осевое сжатие в ригелях покрытия и перекрытий существенно, если

$$\bar{\lambda} \geq 0.3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}},$$

где N_{Ed} — значение расчетной силы сжатия;

$\bar{\lambda}$ — условная гибкость в плоскости рамы, вычисленная для ригеля, с шарнирным закреплением по концам и длиной, равной конструктивной длине.

3. Расчет конструкции с учетом деформированной геометрии

В случаи чувствительности конструкции к эффектам второго рода, статический расчет в упругой стадии должен их учитывать. Эффекты второго рода в плоскости рамы могут быть учтены одним из следующих способов:

— расчетом первого порядка с использованием «**коэффициента поперечного отклонения**»;

— расчетом первого порядка с использованием **итерационного метода**;

— расчетом первого порядка с использованием **расчетной длины**, основанной на форме общей потери устойчивости, сопровождаемой поперечным отклонением;

— расчетом второго порядка с соответствующими начальными несовершенствами.

Расчет, основанный на расчетной длине, представляет собой хорошо знакомую методику, применяемую в СНиП [5].

Расчет первого порядка с использованием «коэффициента поперечного отклонения»

Это один из наиболее простых методов, позволяющий учесть эффекты второго рода, но он имеет свои ограничения. Он учитывает только те эффекты второго рода, которые возникают при поперечном отклонении конструкции (т.е. только $P-\Delta$ эффекты). Для одноэтажных рам данный метод применим при малых уклонах кровли, если осевое сжатие в ригелях не существенно и $\alpha_{cr} \geq 3,0$. Для многоэтажных рам дополнительно к перечисленным ограничениям добавляется требование, чтобы для всех этажей было одинаковое распределение вертикальных и горизонтальных нагрузок, а распределение жесткостей элементов было пропорционально приложенным к этажу поперечным силам.

Данный метод реализуется следующим образом. Выполняется упругий статический расчет первого порядка на внешние вертикальные нагрузки и увеличенные горизонтальные нагрузки путем умножения на коэффициент поперечного отклонения. При этом горизонтальные нагрузки могут представлять собой как внешние горизонтальные нагрузки H_{Ed} (например, ветровые), так и эквивалентные нагрузки V_{Ed} ϕ , обусловленные несовершенствами конструкции (несовершенства рассмотрены ниже).

Коэффициент поперечного отклонения определяется по следующей формуле:

$$\frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1}.$$

Расчет первого порядка с использованием итерационного метода

Этот метод, как и метод, основанный на коэффициенте поперечного отклонения, позволяет учесть только $P-\Delta$ эффекты.

Общий порядок расчета по данному методу может быть представлен следующим образом. Вначале выполняется упругий статический расчет первого порядка со всеми нагрузками ($V + H$) и, если необходимо, учитывая эквивалентные нагрузки ($\phi_{init}V$), заменяющие начальные несовершенства ϕ_{init} поперечного отклонения. Из этого расчета получают значения угла поперечного отклонения ϕ_i каждого сжатого элемента и внутренние усилия.

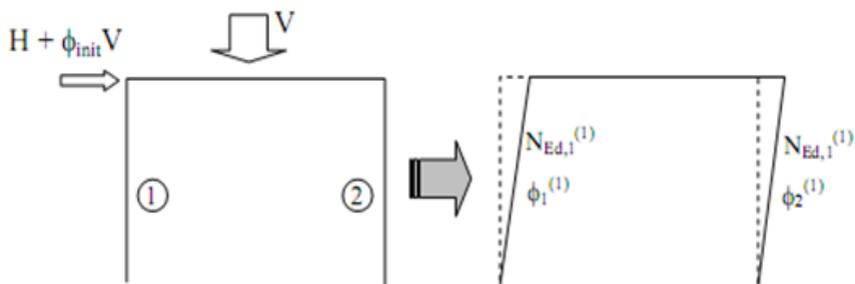


Рис. 3. Первая итерация расчета

На второй итерации поперечное отклонение ϕ_i для каждого сжатого элемента, заменяется парой эквивалентных сил $\phi_i N_{Ed,i}$ и выполняется упругий статический расчет первого порядка на те же нагрузки, но с учетом дополнительных сил $\phi_i N_{Ed,i}$ ($N_{Ed,i}$ — продольная сила), приложенных по концам каждого сжатого элемента. На основании этого расчета уточняются значения внутренних усилий и угол поперечного отклонения ϕ_i для каждого сжатого элемента рамы.

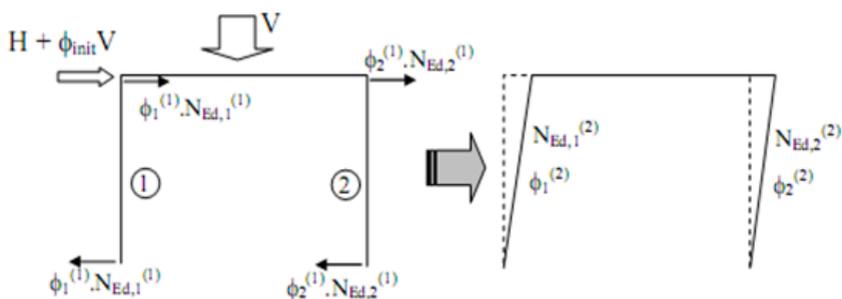


Рис. 4. Вторая итерация расчета

Если сходимость значений перемещений и внутренних усилий не достигнута, то переходят к следующей итерации.

В общем случае достаточно 3 итерации для достижения весьма приемлемой сходимости. В конце процесса внутренние силы и моменты, а также смещения можно рассматривать как полученные

расчетом второго порядка, т.е. расчетом по деформированной расчетной схеме.

Расчет первого порядка с использованием расчетной длины (метод эквивалентной колонны)

Статический расчет выполняется по недеформируемой расчетной схеме и без учета несовершенств. Последние учтены в расчетных формулах проверки устойчивости отдельных элементов конструктивной схемы.

Значения расчетных длин устанавливается исходя из формы общей потери устойчивости рамы с учетом жесткостей элементов и соединений, наличия пластических шарниров и распределение сжимающих усилий при действии распределенных нагрузок.

4. Учет несовершенств

В реальных конструкциях существуют неизбежные начальные несовершенства, включая остаточные напряжения и геометрические несовершенства. Их можно учесть либо с помощью корректировок расчетных формул, либо непосредственным учетом при статическом расчете, как это показано ниже.

При расчете рам, чувствительных к потере устойчивости, сопровождаемой поперечным отклонением, эффект несовершенств учитывается посредством расчета рамы с эквивалентным несовершенством в виде начального поперечного отклонения ϕ_1 и местных изгибных отклонений δ элементов.

Общие начальные несовершенства в виде поперечного отклонения определяются из выражения

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m,$$

где ϕ_0 — основное значение, принимаемое равным $\phi_0 = 1/200$;

α_h — понижающий коэффициент, учитывающий высоту колонн h :

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ не менее } 2/3 \text{ и не более } 1;$$

α_m — понижающий коэффициент, учитывающий количество колонн в ряду:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}.$$

Здесь m — количество колонн в ряду.

Рассматриваются только колонны, воспринимающие вертикальную силу N_{Ed} , равную не менее 50 % среднего значения, приходящегося на каждую колонну ряда. Для рамных каркасов зданий несовершенствами в виде поперечных отклонений можно пренебречь, если $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$. Начальные поперечные отклонения следует рассматривать в любом горизонтальном направлении, но одновременно учитывается только одно из направлений. В многоэтажных блочно-стоечных каркасах здания эквивалентные силы следует прикладывать на уровне каждого этажа и в уровне покрытия. Также подлежат рассмотрению возможные эффекты закручивания конструкции, вызванные асимметричными поперечными отклонениями двух противоположных граней (см. рис 5.5 ТКП [1]).

Начальные *местные изгибные несовершенства* элементов рам при плоской форме потери устойчивости, представлены в виде: e_0/L , где e_0 — выгиб элемента.

Рекомендуемые значения приведены в табл. 5.1 ТКП [1].

Для рам, чувствительных к эффектам второго рода, местные изгибные отклонения должны быть введены в расчет рамной конструкции для каждого сжатого элемента, если:

— существует хотя бы одно соединение, воспринимающее момент в конце элемента;

— условная гибкость в плоскости рамы $\bar{\lambda}$, вычисленная для элемента с шарнирами по концам, должна быть не менее $0,5 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}}$.

Начальные поперечные отклонения и начальные местные изгибные отклонения могут быть заменены системами эквивалентных горизонтальных сил, приложенных к каждой из колонн (см. рис. 5.4 ТКП [1]).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Действующая нормативная база Республики Беларусь по проектированию стальных конструкций ограничивается общими указаниями по выполнению статического расчета. Согласно п. 1.8 СНиП [5] расчетные усилия (изгибающие моменты, продольные и поперечные силы) следует определять в предположении упругих деформаций стали по недеформируемой схеме (расчет первого порядка). Допускается производить расчет по деформируемой схеме, учитывающей влияния перемещений конструкции под нагрузкой.

Введенный в действие с 01.01.2010 технический кодекс ТКП ЕН 1993-1 содержит указания по выполнению статических расчетов стальных каркасов в различной постановке: от простейшего упругого расчета до пластического расчета с учетом геометрической и физической нелинейности.

Практическое значение имеют рекомендации по учету начальных несовершенств в виде поперечных отклонений каркаса сооружения от вертикали и в виде местных изгибных отклонений элементов каркаса, а также порядок учета эффектов второго порядка (влияния деформаций элементов каркаса под нагрузкой).

Важно отметить, что при выполнении статических расчетов строгие требования предъявляются к последующей практической реализации узлов с точки зрения соответствия их заданных в расчете жесткостей, вращательной и несущей способности. Этот аспект детально рассмотрен в ТКП [3].

ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП ЕН 1993-1-1:2010. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.
2. ТКП ЕН 1993-1-5:2010. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы.
3. ТКП ЕН 1993-1-8:2010. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений.
4. ТКП ЕН 1997:2010. Еврокод 7. Геотехническое проектирование.
5. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. — ЦИТП Госстроя СССР 1991 — 96 с.

**ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

(г. Минск, СФ БНТУ — 30.11.2010)

УДК 624.014

***ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА НА ПРОЧНОСТЬ
И УСТОЙЧИВОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО
ТКП EN 1993***

ЖАБИНСКИЙ А.Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В отличие от СНиП II-23-81* при расчете элементов по ТКП EN 1993-1-1 различают четыре класса поперечных сечений, для которых определены граничные условия, при достижении которых несущая способность ограничивается потерей местной устойчивости. Для поперечных сечений классов 1 и 2 несущая способность достигается соответственно появлением полного шарнира пластичности или развитием пластических деформаций с ограничением вращательной способности, вследствие потери местной устойчивости отдельных элементов.

В конструкциях с сечением класса 3 расчет ведется в предположении, что в крайних сжатых волокнах напряжения достигают предела текучести, но потеря устойчивости элементами препятствует развитию пластических деформаций. К конструкциям с поперечными сечениями класса 4 относятся сечения, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в полке или стенке поперечного сечения.

Определенный интерес представляют собой изгибаемые элементы с поперечным сечением класса 4, в которых потеря местной устойчивости в полке или в стенке наступает до достижения предела текучести в наиболее нагруженных волокнах.

Для балок с поперечным сечением класса 4 проверка прочности и устойчивости производится с использованием геометрических характеристик эффективной площади поперечного сечения (A_{eff} , I_{eff} , W_{eff}), рассчитанных без учета сжатых участков пластин, для которых местная устойчивость не обеспечена. При определении эффективных площадей сечения сжатой и растянутой полок балки, необходимо также учитывать эффект сдвигового запаздывания, который не учитывается в национальных нормах.

Согласно [2] при расчете балок с широкими и тонкими полками необходимо учитывать эффект сдвигового запаздывания напряжений по сечению сжатых и растянутых поясов. На рис. 1 показана эффективная длина балок при определении эффективной ширины поясов.

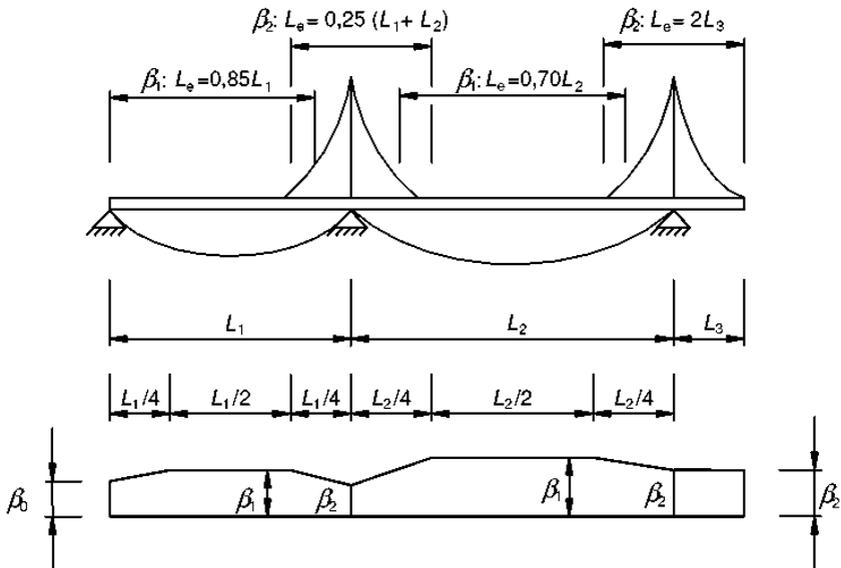


Рис. 1. Эффективная длина L_e для неразрезных балок и распределение эффективной^s ширины

Длина L_e , приведенная на рис. 1, равна расстоянию между нулевыми точками действующих моментов. Если смежные пролеты отличаются не более чем на 50 % или длина консолей составляет не более 50 % примыкающего пролета, то эффективную длину L_e допускается определять согласно рисунку 1. В других случаях L_e оценивают как расстояние между двумя нулевыми точками действующих моментов.

На рис. 2 приведено распределение нормальных напряжений в полке при эффекте сдвигового запаздывания.

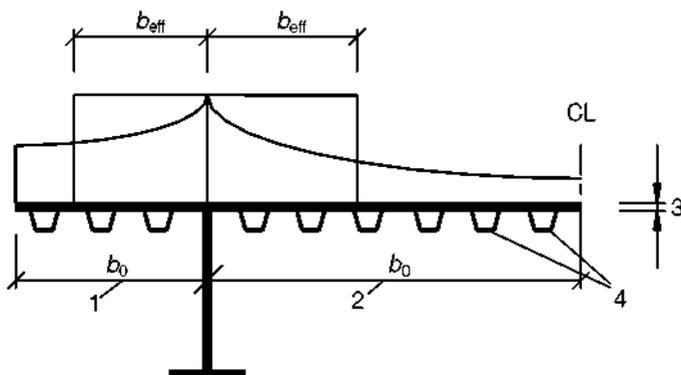


Рис. 2. К определению эффективной ширины:

- 1 — свес пояса при опирании на одну сторону;
- 2 — свес пояса при опирании на две стороны;
- 3 — толщина листа t ;
- 4 — продольные элементы жесткости

В поясах допускается не учитывать эффект сдвигового запаздывания, если выполнено условие $b_0 < L_e/50$. Для балок b_0 равно $0,5 b_f$ пояса, для поясов с двухсторонними опорами (см. рис. 2) b_0 равняется половине ширины пояса между опорами. Если указанное условие ($b_0 < L_e/50$) для b_0 не выполняется, то при оценке несущей способности и усталостной прочности материала необходимо учитывать влияние эффекта сдвигового запаздывания поясов, для этого определяют эффективную^s ширину поясов, которую определяют по формуле

$$b_{eff} = \beta b_0, \quad (1)$$

где коэффициент β указан в таблице 3.1 [2] и принимается в зависимости от параметров $k = \alpha_0 b_0 / L_e$ и $\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}}$.

При расчете по предельным состояниям эффект сдвигового запаздывания допускается учитывать следующим образом:

— воздействие эффекта сдвигового запаздывания в упругой стадии работы при определении несущей способности и усталостной прочности;

— при одновременном воздействии сдвигового запаздывания и потери устойчивости (выпучивания) пластин при действии нормальных сжимающих напряжений;

— при упруго-пластической работе материала воздействие эффекта сдвигового запаздывания допускается при учете ограничения пластических деформаций.

Одновременное действие потери устойчивости пластины и сдвигового запаздывания допускается рассчитывать с учетом эффективной площади сечения A_{eff} по формуле

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta_{ult}, \quad (2)$$

где $A_{c,eff}$ — эффективная^p площадь поперечного сечения сжатого пояса при потере устойчивости пластины от действия нормальных напряжений;

β_{ult} — понижающий коэффициент эффективной^s ширины для учета сдвигового запаздывания в предельном состоянии при определении несущей способности, β_{ult} допускается принимать равным β согласно таблице 3.1 [2], с заменой α_0 на α_0^* по формуле

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 t_f}},$$

здесь t_f — толщина пояса.

При упруго-пластической работе материала воздействие эффекта сдвигового запаздывания с учетом ограничения пластических деформаций допускается учитывать посредством эффективной площади сечения A_{eff} по формуле

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta^k \geq A_{c,eff} \beta. \quad (3)$$

Формулы 2 и 3 допускается применять также для поясов, работающих на растяжение, в этом случае $A_{c,eff}$, как правило, заменяют на площадь сечения брутто растянутого пояса.

Эффективные^p площади пластин сжатых элементов стенки (с двухсторонним закреплением по краям поясами) должны определяться, используя таблицу 4.1 [2], а для пластин с односторонним закреплением (свесы листа пояса) — таблицу 4.2 [2]. Эффективная^p площадь сжатой зоны листа с поперечной площадью сечения брутто A_c , как правило, определяется по формуле

$$A_{c,eff} = \rho A_c, \quad (4)$$

где ρ — понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, принимают по формулам 5 и 6 в зависимости от условной

гибкости стенки равной $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b} / t}{28,4\epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$, где $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [l / l i^2]}}$.

Для сжатой пластины с двухсторонним закреплением (для стенки)

$$\begin{aligned} \rho &= 1,0 \text{ для } \bar{\lambda}_p \leq 0,673; \\ \rho &= \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \text{ для } \bar{\lambda}_p > 0,673, \text{ где } (3 + \psi) \geq 0. \end{aligned} \quad (5)$$

Для сжатой пластины с односторонним закреплением (свес пояса)

$$\begin{aligned} \rho &= 1,0 \text{ для } \bar{\lambda}_p \leq 0,748; \\ \rho &= \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \text{ для } \bar{\lambda}_p > 0,748, \end{aligned} \quad (6)$$

здесь ψ — отношение напряжений, определяемых согласно 4.4(3) и 4.4(4) [2];

\bar{b} — расчетная ширина пластины принимается следующей:

h_w — для стенки;

b — для элементов поясов с двухсторонним закреплением (кроме прямоугольных полых профилей);

c — для свесов поясов с односторонним закреплением;

k_σ — коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений ψ по краям пластины и усло-

вий их закрепления. Для длинных пластин значения коэффициента k_{σ} указаны в таблице 4.1 или в таблице 4.2 [2];

t — толщина листа;

σ_{cr} — упругое критическое напряжение потери устойчивости (см. формулу (A.1), Приложение А [2]).

Для поясов I-сечений и коробчатых балок коэффициент отношения напряжений ψ , принятый в таблице 4.2 [2], является основой для определения характеристик поперечного сечения брутто, которые обязательно должны приниматься в расчете поясов при учете эффекта сдвигового запаздывания, если это имеет место. Для стенки определяют отношение напряжений ψ согласно таблицы 4.1 [2] с учетом распределения напряжений, которое определяется по эффективной ширине сжатого пояса и сечения брутто стенки.

Данный метод требует итеративного расчета, в котором отношение напряжений ψ повторно определяется на каждом этапе распределения напряжений с эффективным сечением предшествующего итеративного шага. Это касается в том числе и пластинок между поперечными элементами жесткости, где потеря устойчивости пластины сопоставима с потерей устойчивости стержня и требует применения понижающего коэффициента r_c для χ_c . Для пластин с продольными элементами жесткости потеря устойчивости, как для стержня, может также иметь место при $a/b \geq 1$.

Если эффект сдвигового запаздывания поясов не учитывается, тогда в расчете учитывают эффективную площадь поясов $A_{c,eff}$, определяемую по формуле (4). Характеристики эффективного поперечного сечения балки, как правило, определяются по эффективным площадям сжатых элементов полки и стенки и эффективной^s площади растянутого пояса, вследствие эффекта сдвигового запаздывания.

На схемах 1, 2 и 3 приведены блок-схемы расчета на прочность элементов поперечных сечений класса 4 на изгиб, поперечную силу и их совместное действие. При расчете таких сечений необходимо вначале определить эффективные сечения полки с учетом потери устойчивости от действия нормальных сжимающих напряжений и эффекта сдвигового запаздывания, а затем эффективное сечение стенки. После этого по ним определяют эффективные геометриче-

ские характеристики сечения всей балки. На схеме 1 приведена последовательность такого расчета при определении эффективных площадей полок и стенки, и проверка балки на изгиб. Если прочность поперечного сечения при работе на изгиб не достаточна, требуется постановка элементов жесткости.

На схеме 2 приведена последовательность расчета балки на срез. Отличительной особенностью расчета от национальных норм является то, что при отношении $h_w / t_w > 31\epsilon \sqrt{k_\tau} / \eta$ при расчете на срез должна учитываться потеря местной устойчивости стенки. Несущая способность стенки на срез определяется как сумма составляющих несущей способности стенки и поясов ($V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$). При расчете первой составляющей $V_{bw,Rd}$ учитывается потеря местной устойчивости стенки введением понижающего коэффициента χ_w . Значение этого коэффициента определяется в зависимости от условной гибкости стенки $\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y f_y / M_{cr}}$, где M_{cr} — критический момент потери устойчивости плоской формы потери устойчивости в упругой стадии. Составляющая несущей способности поясов $V_{bf,Rd}$ определяется в предположении, что при потере устойчивости стенки, по линии главных касательных растягивающих напряжений, на восприятие поперечной силы включаются полки на участке стенки длиной «С» (см. схему 2), повышая несущую способность стенки на срез.

На схеме 3 приведена блок-схема расчета на прочность элементов поперечных сечений класса 4 на совместное действие изгибающего момента и поперечной силы. Расчет по EN предусматривает влияние поперечной силы на несущую способность на изгиб. Если поперечная сила меньше половины несущей способности на сдвиг в пластической стадии $V_{Ed} < 0,5V_{pl,Rd}$, то его влияние на несущую способность на изгиб можно пренебречь, кроме случаев, когда потеря местной устойчивости при сдвиге уменьшает несущую способность поперечного сечения. Для этого случая уменьшенное значение несущей способности на изгиб следует принимать равному расчетному значению несущей способности поперечного сечения, рассчитанному по уменьшенному значению предела текучести равному $(1 - \rho) f_y$ (6.2.8 [2]).

Схема 1

Расчёт элементов поперечных сечений класса 4 на изгиб по ТКП EN

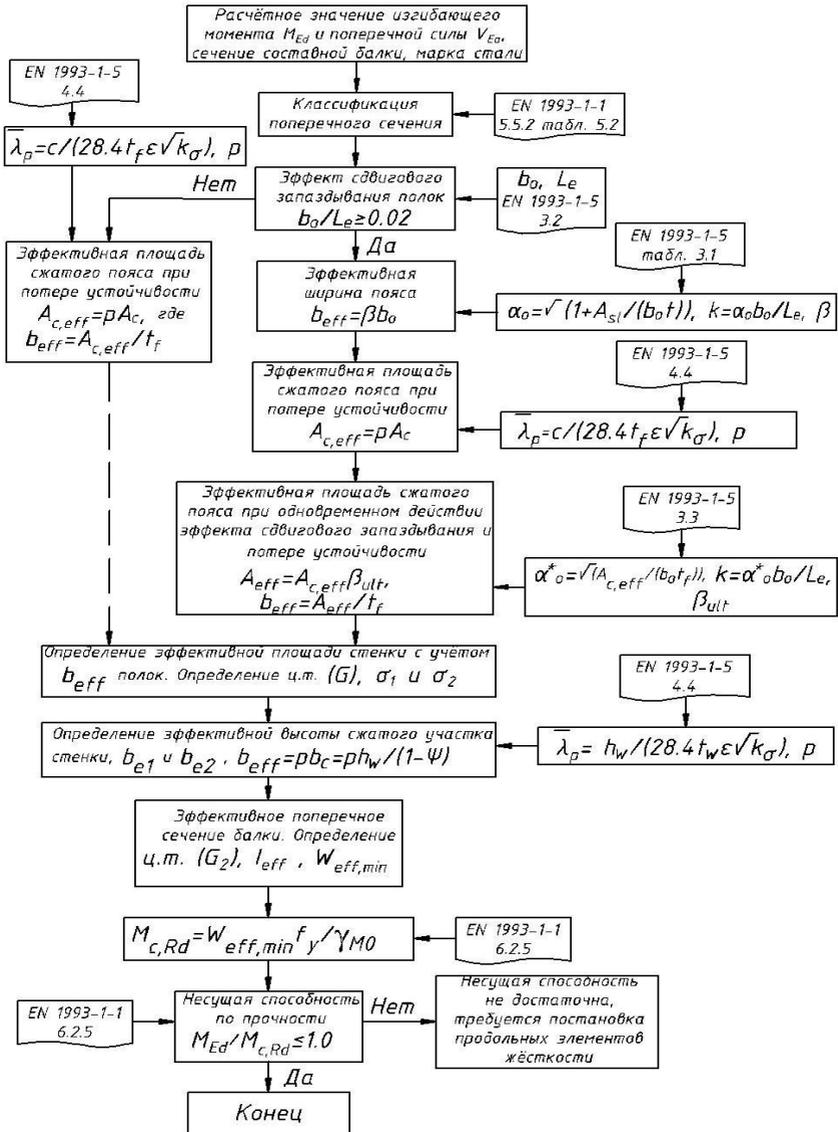


Схема 2

Расчёт на срез элементов поперечных сечений класса 4 по ТКП EN

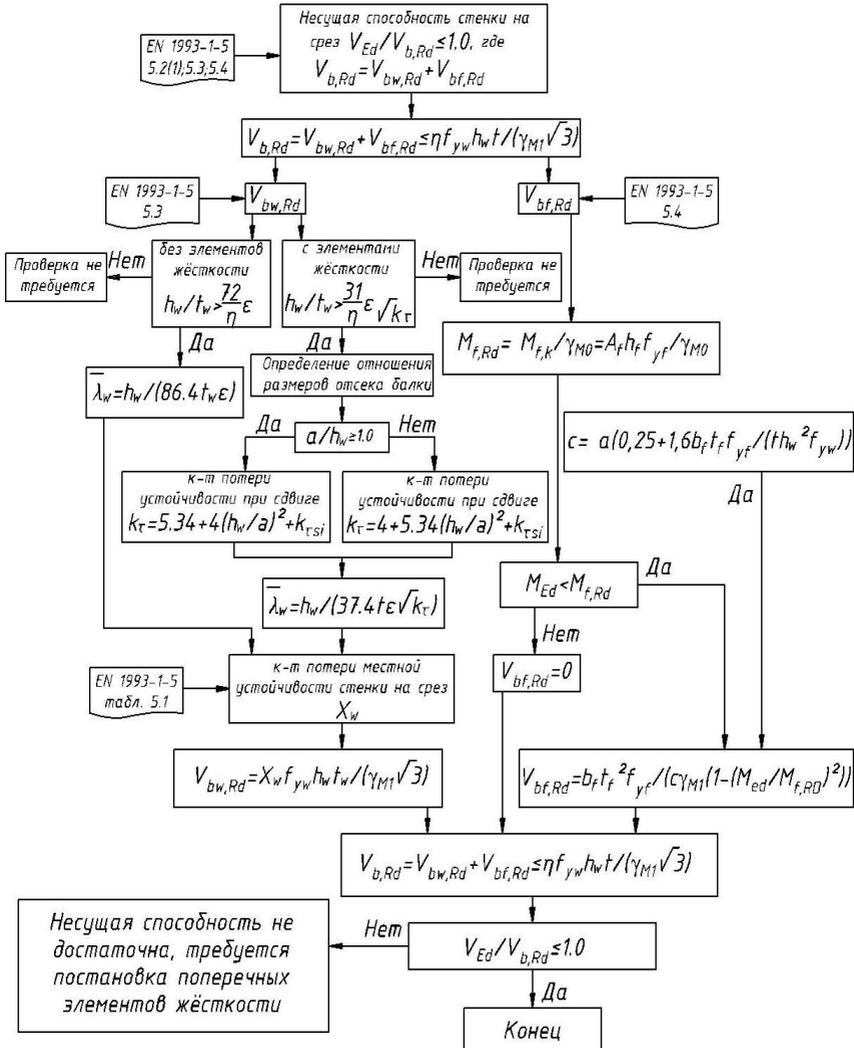
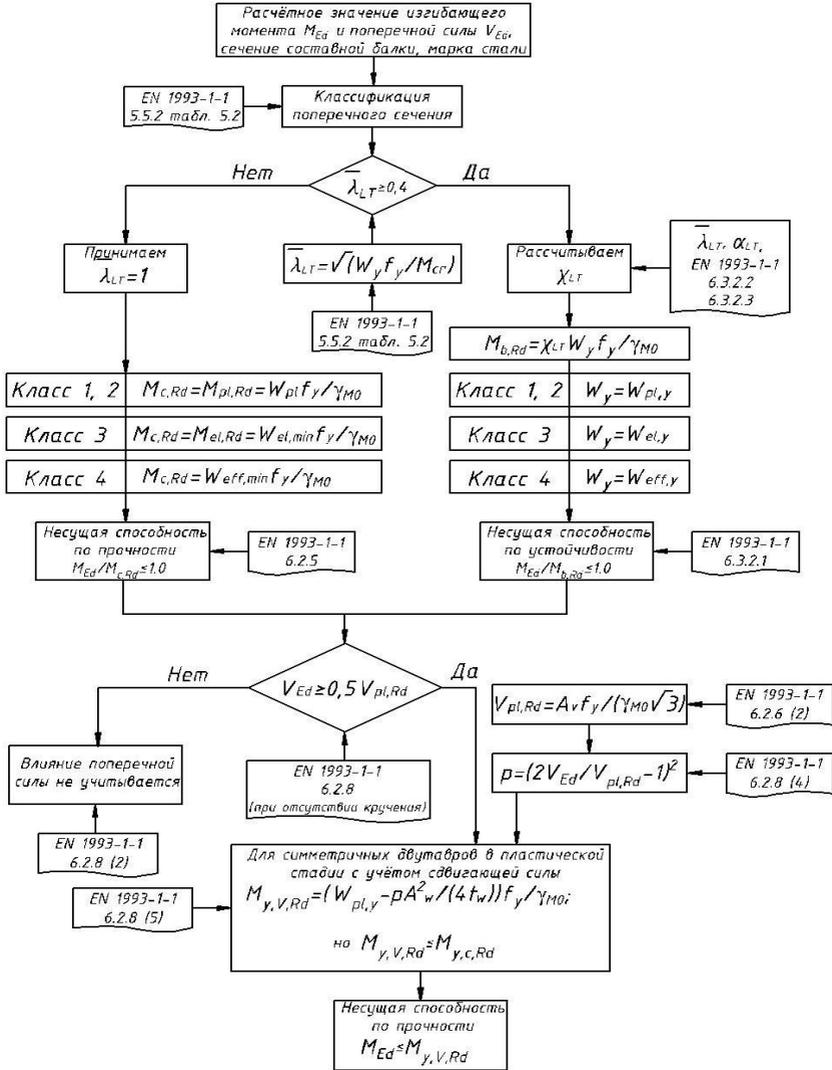


Схема 3

Расчёт элементов подверженных действию изгибающего момента и поперечной силы по ТКП EN

При действии поперечной силы следует принимать во внимание её влияние на несущую способность на изгиб



Анализ расчета стальных конструкций на изгиб по Еврокоду 3 показывает, что имеются значительные отличия от национальных норм в подходах, некоторых формулах и требованиях к расчету стальных конструкций, хотя конечные результаты прочностных расчетов сопоставимы между собой.

Обучение студентов по дисциплине металлические конструкции по Еврокоду 3, на наш взгляд, надо вести по действующим национальным нормам с объяснением по каждому разделам курса тех отличий, которые имеют правила расчета по европейским стандартам. Только в этом случае выпускники университета будут знать нормы расчета по национальным стандартам и владеть навыками расчета по европейским правилам.

ЛИТЕРАТУРА

1. EN 1993-1-1 Проектирование стальных конструкций. Общие правила и правила для зданий.
2. EN 1993-1-5 Проектирование стальных конструкций. Пластинчатые элементы.

**ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**
(г. Минск, СФ БНТУ — 30.11.2010)

УДК 624.012.45

***НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СООТВЕТСТВИИ
С ТРЕБОВАНИЯМИ ЕВРОКОД 5***

НАЙЧУК А.Я.

Филиал РУП «Институт БелНИИС» НТЦ
Брест, Беларусь

ОСНОВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ДК

- Проектировать деревянные конструкции и гражданские сооружения на территории Республики Беларусь следует в соответствии с общепринятыми в Европейском Союзе стандартами, с учетом национальных приложений.
- основополагающими документами при проектировании деревянных конструкций и гражданских сооружений являются: ТКП EN 1990-2009 «Основы проектирования конструкций» - определяющий основы строительного проектирования; ТКП EN 1991-1-2009, Еврокод 1 «Воздействия на конструкции», включающий десять частей, рассматривающих воздействия, которые необходимо воспринять; ТКП EN 1995-2009, Еврокод 5 «Проектирование деревянных конструкций», который состоит из трех частей: ТКП EN 1995-1-1 Проектирование деревянных конструкций – Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий; ТКП EN 1995-1-2 Проектирование деревянных конструкций – Часть 1-2: Общие положения – Проектирование с учетом огнестойкости и ТКП EN 1995-2 Проектирование деревянных конструкций – Часть 2: Мосты.

ВОЗДЕЙСТВИЯ И ВЛИЯНИЯ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ

Длительность действия нагрузки и влияние влажности на прочностные и жесткостные характеристики элементов из древесины и материалов на ее основе следует обязательно учитывать в расчетах на прочность и пригодность к эксплуатации. Следует также учитывать воздействия, вызванные изменением влажности древесины.

Классы длительности действия нагрузок

№	Класс воздействия нагрузки	Совокупная длительность воздействия нормативной нагрузки
1	Постоянные	Более чем 10 лет
2	Длительные	6 месяцев – 10 лет
3	Средней продолжительности	от 1 недели до 6 месяцев
4	Кратковременные	менее чем 1 неделя
5	Особые (мгновенные)	

№	Класс воздействия нагрузки	Примеры нагрузок
1	Постоянная	Собственный вес
2	Длительная	Складирование и накопление материалов
3	Средней продолжительности	Нагрузка на перекрытие, снеговые нагрузки
4	Кратковременная	Нагрузки при техническом обслуживании
4	Особая	Ветер и особые нагрузки

Классы эксплуатации

Сооружения подразделяются по одному из классов эксплуатации, приведенных ниже.

Классы эксплуатации	Характеристика условий эксплуатации конструкций	Максимальная влажность древесины для конструкций	
		из клееной древесины	из цельной
1	Внутри отапливаемых помещений при температуре 35 град С, относительной влажности воздуха, %:	до 60 включительно	20
		св. 60 до 75	20
		75 – 95	20
2	Внутри неотапливаемых помещений при относительной влажности воздуха, %:	до 75 включительно	20
		свыше 75	25
4	На открытом воздухе	12	25
4	В частях зданий и сооружений, соприкасающихся с грунтом	–	25
5	Постоянно увлажняемых, находящихся в воде	–	Не ограничивается

Применение клееных деревянных конструкций в условиях эксплуатации класса 1 при относительной влажности воздуха ниже 45% не допускается.

Расчетные значения свойств материалов

Расчетное значение X_d для прочностных характеристик рассчитывается как :

$$X_d = k_{mod} X_k \gamma_m, \quad (1)$$

где X_k – характеристическое значение прочностной характеристики;

k_{mod} – коэффициент модификации, учитывающий эффект длительности нагрузки и содержание влаги;

γ_m – частный коэффициент свойств материала.

Расчетные характеристики жесткости элемента E_d или G_d определяются как :

$$E_d = E_{mean} / \gamma_m, \quad (2)$$

$$G_d = G_{mean} / \gamma_m, \quad (3)$$

где E_{mean} – среднее значение модуля упругости;

G_{mean} – среднее значение модуля сдвига.

Сжимающее напряжение под углом к волокнам

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

Характеристические значения прочностных и упругих характеристик древесины

		Древесина хвойных пород и тополь										Древесина лиственных пород								
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D30	D35	D40	D50	D60	D70	
Показатели прочности (Н/мм ²)	Изгиб	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	30	35	40	50	60	70	
	Растяжение вдоль волок	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	18	21	24	30	36	42
Растяжение поперек волок		$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,9	
	Сжатие вдоль волок	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	23	25	26	29	32	34
Сжатие поперек волок		$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
	Сдвиг	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
Показатели жесткости (кН/мм ²)																				
Среднее значение модуля упругости вдоль волок		$E_{0,05,m}$	7	8	9	9,5	10	11	11,	12	13	14	15	16	10	10	11	14	17	20
	5%-ная квантиль модуля упругости вдоль волок	$E_{0,05,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	8,0	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
Среднее значение модуля упругости поперек волок		$E_{90,m}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,64	0,69	0,75	0,93	1,13	1,33
	Среднее значение модуля сдвига	G_{mean}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,60	0,65	0,70	0,88	1,06	1,25
Плотность (кг/м ³)																				
Плотность		ρ_d	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	530	560	590	650	700	900
	Среднее значение плотности	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	640	670	700	780	840	1080

Формулы для определения нормативных значений древесины в соответствии с СТБ EN 338.

Для определения указанных в таблице нормативных значений, кроме прочности при изгибе, среднего значения модуля упругости при изгибе и плотности применяют следующие формулы :

Прочность при растяжении вдоль волокон

- Прочность при сжатии вдоль волокон
- Прочность при сдвиге

$$f_{t,0,k} = \begin{cases} 3,8 \\ 0,2(f_{m,k})^{0,8} \end{cases}$$

$$f_{t,0,k} = 0,6 f_{m,k}$$

$$f_{c,0,k} = 5(f_{m,k})^{0,45}$$

- Прочность при растяжении поперек волокон
- Прочность при сжатии поперек волокон:
 - для хвойных пород древесины
 - для лиственных пород древесины

$$f_{t,90,k} = \min \left\{ \begin{matrix} 0,6 \\ 0,0015 k \end{matrix} \right.$$

$$f_{c,90,k} = 0,007 \rho_k$$

$$f_{c,90,k} = 0,015 \rho_k$$

- Модуль упругости вдоль волокон:
 - для хвойных пород древесины
 - для лиственных пород древесины

$$E_{0,05} = 0,67 E_0$$

$$E_{0,05} = 0,84 E_0$$

- Среднее значение модуля упругости поперек волокон:
 - для хвойных пород древесины
 - для лиственных пород древесины

$$E_{90,mean} = E_{0,mean}/30$$

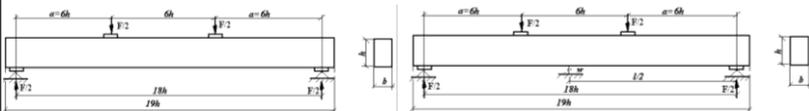
$$E_{90,mean} = E_{0,mean}/15$$

Среднее значение модуля сдвига

$$G_{mean} = \frac{E_{0,mean}}{16}$$

Определение некоторых физических и механических свойств древесины по СТБ EN 408.

Схема испытаний образцов по определению прочности и модуля упругости древесины при изгибе.



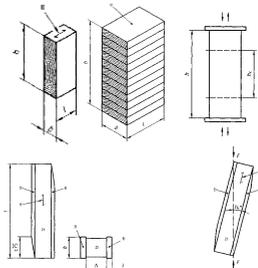
Определение прочности при растяжении и сжатии поперек волокон древесины

Размеры испытываемых образцов строительной древесины или клееной многослойной древесины

Характеристики образца		Клееная многослойная древесина			
Строительная древесина		Объем	$b \times l$ (мм ²)	b минимум (мм)	l (мм)
V (мм ³)	h (мм)	l (мм)			
Растяжение					
45	180	70	0,01 м ²	25000	100 400
Сжатие					
45	90	70	-	25000	100 200

Обозначения приведены в разделе 4.

Допустимое отклонение размеров испытываемого образца b , h и l должно составлять 1%.



Характеристические значения прочностных и упругих характеристик клееной древесины

Характеристические свойства прочности, жесткости в Н/мм² и плотности в кг/м³ в соответствии с СТБ EN1194 (для однородной клееной древесины)

Класс прочности клееной древесины	$f_{t,k}$	GL 24ч	GL 28ч	GL 32 ч	GL 36 ч
Прочность при изгибе	$f_{m,k}$	24	28	32	36
Прочность при растяжении	$f_{t,0,k}$	16,5	19,5	22,5	26
	$f_{t,90,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
Прочность при сжатии	$f_{c,0,k}$	24	26,5	29	31
	$f_{c,90,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Прочность при сдвиге	$f_{v,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Модуль упругости	$E_{0,k,min}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,k,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,k,min}$	390	420	460	490
Модуль сдвига	$G_{k,min}$	720	780	850	910
Плотность	$\rho_{k,k}$	380	410	430	450

Характеристические значения прочностных и упругих характеристик древесины

Характеристические свойства прочности, жесткости в Н/мм² и плотности в кг/м³ соответствии с СТБ EN 1194 (для комбинированной клееной древесины)

Класс прочности клееной древесины		GL 24ч	GL 28ч	GL 32 ч	GL 36 ч
Прочность при изгибе	$f_{m,k}$	24	28	32	36
Прочность при растяжении	$f_{t,0,k}$	14	16,5	19,5	22,5
	$f_{t,90,k}$	0,35	0,4	0,45	0,5
Прочность при сжатии	$f_{c,0,k}$	21	24	26,5	29
	$f_{c,90,k}$	2,4	2,7	3,0	3,3
Прочность при сдвиге	$f_{v,k}$	2,2	2,7	3,2	3,8
Модуль упругости	$E_{0,k,min}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,k,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,k,min}$	320	390	420	460
Модуль сдвига	$G_{k,min}$	590	720	780	850
Плотность	$\rho_{k,k}$	350	380	410	430

Примеры формирования пакетов древесины клееной слоистой

Примеры наслаиваний балок, свойства слоев

Классы прочности клееной древесины	GL 24	GL 28	GL 32	GL 36
Однородная клееная древесина:				
Прочность при растяжении, в Н/мм ² $f_{t,0,г,к}$	14,5	18	22	26
Модуль упругости при растяжении, в Н/мм ² $E_{0,г,мокрая}$	11 000	12 000	13 000	14 000
Плотность, в кг/м ³ *) $\rho_{г,к}$	350	370	390	410
Комбинированная клееная древесина: **)				
Прочность при растяжении, в Н/мм ² $f_{t,0,г,к}$	14,5/11	18/14,5	22/18	26/22
Модуль упругости при растяжении, в Н/мм ² $E_{0,г,мокрая}$	11 000/9 000	12 000/11 000	13 000/12 000	14 000/13 000
Плотность, в кг/м ³ *) $\rho_{г,к}$	350/320	370/350	390/370	410/390

*) Значения плотности являются индикативными свойствами.
**) Требуемые свойства для комбинированной клееной древесины приведены для внешних/внутренних слоев.

Примеры наслаиваний балок, классы прочности слоев в соответствии с СТБ EN 338

Классы прочности клееной древесины	GL 24	GL 28	GL 32
Однородная клееная древесина	C24	C30	C40
Комбинированная клееная древесина: внешние/внутренние слои	C24/C18	C30/C24	C40/C30

Значения частных коэффициентов свойств для древесины сосны и ели, γ_m

Напряженное состояние и характеристика элементов	Классы прочности		
	C28	C24	C16
1 Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:			
a) элементы из пиломатериалов шириной сечения $b \leq 0,13$ м для элементов брусчатых и клееных;	1,22	1,22	1,25
b) шириной $b > 0,13$ м ;	1,15	1,15	1,14
c) из круглых лесоматериалов.	-	1,15	1,14
2 Растяжение вдоль волокон:			
a) элементы из цельной древесины;	1,32	1,4	-
b) элементы из клееной древесины.	1,27	1,25	-
3 Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	1,25	1,25	1,25
4 Смятие поперек волокон местное:			
a) в опорных частях конструкции, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов ;	1,25	1,25	1,25
b) под шайбами при углах смятия от 90° до 60°.	1,25	1,25	1,25
5 Скальвание вдоль волокон:			
a) при изгибе неклееных элементов;	1,3	1,3	1,3
b) при изгибе клееных элементов;	1,3	1,3	1,3
c) в лобовых врубках для максимального напряжения	1,3	1,3	1,3
6 Скальвание поперек волокон	1,35	1,35	1,35
7 Растяжение поперек волокон	1,5	1,5	1,5
8 Растяжение под углом 45° к направлению волокон	1,4	1,4	1,4
9 Срез под углом к волокнам 45° и 90°	1,4	1,4	1,4

Значения коэффициентов модификации, k_{mod}

Материал	Стандарт	Класс эксплуатации	Классы длительности действия				Особое
			Постоянное	Длительное	Классы длительности действия		
					снеговое	ветровое	
Цельная и клееная древесина, фанера	СТБ 1711 - СТБ 1714, СТБ 1722, ГОСТ 1147, ГОСТ 3916.1, ГОСТ 3916.2, ГОСТ 11539	1	0,55	0,65	0,80	0,80	0,95
		2	0,55	0,65	0,80	0,80	0,95
		3	0,50	0,55	0,70	0,70	0,85
		4	0,45	0,50	0,65	0,65	0,80
		5	0,40	0,45	0,60	0,60	0,75
ДВПс	ТУ 13-444	1	0,45	0,50	0,55	0,65	0,80
		2	0,30	0,35	0,40	0,45	0,55
		3	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
		4	0,15	0,20	0,23	0,25	0,30
ДСПК	ГОСТ 10632	1	0,45	0,50	0,55	0,65	0,80
		2	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
ДСПФ	ГОСТ 10632	1	0,45	0,50	0,55	0,65	0,80
		2	0,35	0,40	0,45	0,50	0,65
		3	0,15	0,20	0,23	0,25	0,30
ЦСП	ГОСТ 26816	1	0,50	0,60	0,65	0,75	0,90
		2	0,45	0,55	0,60	0,65	0,80
		3	0,35	0,40	0,45	0,50	0,65
		4	0,30	0,35	0,40	0,45	0,55

Значения коэффициентов

Таблица 1 Коэффициенты, используемые в ТКП EN 1995-1-1 для учета влияния размера элемента на характеристические значения свойств прочности

Обозначение коэффициента	Назначение коэффициента	Характеристическое свойство	Соответствующий раздел в ТКП EN 1995-1-1
k_H	Корректирует характеристическую прочность при изгибе и/или растяжении вдоль волокон, с целью учета влияния размера элемента, когда размер меньше исходного размера, приведенного в ТКП EN 1995-1-1	$f_{m,k}$ $f_{t,0,k}$	Цельная древесина 3.2(3); древесина клееная многослойная 3.3(3); брус на основе клееного шпона (LVL) 3.4(3); Цельная древесина 3.2(3); древесина клееная многослойная 3.3(3).
k_l	Корректирует характеристическую прочность при растяжении, вдоль волокон бруса на основе клееного шпона, с целью учета влияния длины элемента, когда длина меньше исходной длины, приведенной в ТКП EN 1995-1-1	$f_{t,0,k}$	Брус на основе клееного шпона, 3.4(4).

$$X_d = k_H k_{mod} X_k / \gamma_m$$

$$X_d = k_l k_{mod} X_k / \gamma_m$$



Коэффициент (k_l) согласно ТКП EN для многослойных клееных деревянных балок при изгибе и растяжении

Значения коэффициентов

Таблица 2 Значения K_{fl} , K_f , K_{vol} и K_{dis} *

Материал	Коэффициент	Определение/условия	Характеристическое значение
Цельная древесина	При изгибе и растяжении: $k_s = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} \text{ или } 1,3 \right\}$	Характеристическая плотность <math>< 700 \text{ кг/м}^3</math> (1) Изгиб: исходная высота $h = 150 \text{ мм}$ (2) Растяжение: исходная ширина (максимальный размер поперечного сечения) $h = 150 \text{ мм}$.	(1) Прочность при изгибе: = $K_{fl,k}$ (2) Прочность при растяжении вдоль волокон: = $K_{fl,ok}$
Древесина клееная многослойная	При изгибе и растяжении, и распределении напряжения: $k_s = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,2} \text{ или } 1,1 \right\}$ В верхней части балки двускатной, изогнутой и наклонной криволинейной балки, все слои которой параллельны оси балки: $k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2}$ В верхней части балки двускатной и изогнутой балки: $K_{dis} = 1,4$ В верхней части наклонной криволинейной балки: $K_{dis} = 1,7$	Для оценки K_0 (1) Изгиб: исходная высота $h = 600 \text{ мм}$. (2) Растяжение: исходная ширина (максимальный размер поперечного сечения) $h = 600 \text{ мм}$. Для оценки коэффициента объема K_{vol} (3) Растяжение: исходный объем $V_0 = 0,01 \text{ м}^3$. Объемом верхней части под напряжением (в м^3), как установлено в ТКП EN 1995-1-1, рисунок 6.9, является V (см. рисунок 6.7). (Примечание: значение V не должно превышать $2V_0/3$, где V_0 – объем балки).	(1) Прочность при изгибе: = $K_{fl,k}$ (2) Прочность при растяжении вдоль волокон: = $K_{fl,ok}$ (3) Прочность при растяжении поперек волокон: = $K_{dis} K_{vol} K_{0,0}$
Брус на основе клееного шпона (LVL)	При изгибе в плоскости fl , растяжение и распределение напряжения: $k_s = \min \left\{ \left(\frac{300}{h} \right)^{0,2} \text{ или } 1,2 \right\}$ Для длины: $k_s = \min \{ (3000/l)^{0,2} \text{ или } 1,1 \}$ В верхней части балки двускатной, изогнутой и наклонной криволинейной балки, все слои которой параллельны оси балки: $k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2}$ В верхней части балки двускатной, изогнутой и наклонной криволинейной балки значения K_{dis} аналогичны значениям для клееных балок	Для оценки K_0 (1) Экспоненту s влияния размера получают из СТБ EN 14374: $s = 2(c_{v1}) - 0,25$, где c_{v1} – коэффициент вариации результатов испытаний. (2) Изгиб: исходная высота $h = 300 \text{ мм}$. Для оценки K_f (1) Растяжение: исходная длина $l = 3000 \text{ мм}$, и s соответствует значению, установленному для K_0 . Для оценки K_{vol} (1) Растяжение: исходный объем $V_0 = 0,01 \text{ м}^3$. Объемом верхней части под напряжением (в м^3), как установлено в ТКП EN 1995-1-1, рисунок 6.9, является V (см. рисунок 6.7). (Примечание: значение V не должно превышать $2V_0/3$, где V_0 – объем балки).	(1) Прочность при изгибе: = $K_{fl,k}$ (1) Прочность при растяжении вдоль волокон: = $K_{fl,ok}$ (1) Прочность при растяжении поперек волокон: = $K_{dis} K_{vol} K_{0,0}$

Значения коэффициентов

Таблица 3 Распространенные коэффициенты преобразования, установленные в ТКП EN 1995-1-1, оказывающие влияние на расчетные значения

Обозначение коэффициента	Функция коэффициента	Подверженное влиянию свойство или коэффициент напряжения	Соответствующий(ие) раздел(ы) в ТКП EN 1995-1-1
K_m	Учитывает перераспределения напряжений, когда сечение подвержено изгибу вокруг оси $y-y$ и оси $z-z$ и подвержено напряжению за пределами предела упругости. Также учитывает изменение прочности материала сечения элемента.	$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$	6.1.6(2)
K_{vol}	Корректирует расчетную прочность при растяжении, поперек волокон клееной древесины и бруса на основе клееного шпона, когда объем под напряжением в верхней части двускатной балки, криволинейной балки или балки с начальным выгибом превышает исходный объем, установленный в ТКП EN 1995-1-1.	$f_{t,90,d}$	3.3(5), 3.4(7), 6.4.3(6), 6.4.3(7)
K_{dis}	Корректирует расчетную прочность при растяжении, поперек волокон клееной древесины и бруса на основе клееного шпона в верхней части двускатной балки, криволинейной балки или балки с начальным выгибом	$f_{t,90,d}$	6.4.3(6), 6.4.3(7)
K_{crit}	Учитывает влияние бокового выпучивания при кручении, уменьшая расчетную прочность элемента при изгибе вокруг оси $y-y$, когда относительный коэффициент гибкости при изгибе составляет $\geq 0,75$.	$f_{m,y,d}$	6.3.3(3)
K_{cy}, K_{cz}	Учитывает влияние осевой неустойчивости, уменьшая расчетную прочность элемента при осевом сжатии, когда относительный коэффициент гибкости вокруг оси $y-y$ (для k_{cy}) и/или оси $z-z$ (для k_{cz}) составляет $\geq 0,3$.	$f_{c,0,d}$	6.3.2
$K_{c,90}$	Увеличивает прочность конструкций из древесины или древесных материалов при сжатии поперек волокон	$f_{c,90,d}$	6.1.5
K_v	Учитывает влияние подрезки на прочность элемента при сдвиге.	$f_{v,d}$	6.5.2
K_{sys}	Увеличивает свойства прочности элемента, когда несколько аналогичных элементов, узлов или компонентов равномерно распределены и связаны с помощью системы непрерывного распределения нагрузки, способной передавать нагрузку между соседними элементами.	Все свойства прочности элемента в системах перераспределения нагрузки	6.6

**ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

(г. Минск, СФ БНТУ — 30.11.2010)

УДК 693.22

***ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ***

ДЕРКАЧ В.Н.

филиал РУП «Институт БелНИИС» НТЦ
Брест, Беларусь

Впервые в мире специальные нормы по проектированию каменных конструкций были изданы в 1935 г. в СССР. В 1943 г. появились «Указания по проектированию каменных конструкций в условиях военного времени». В них впервые в применении к каменным конструкциям нашел метод расчета по разрушающим нагрузкам. В дальнейшем был развит унифицированный для всех видов строительных конструкций метод расчета по предельным состояниям. Этот метод вошел в нормы проектирования каменных конструкций изданные в 1954 г. — НиТУ-120-55. В 1962 г. вошли в действие строительные нормы и правила по проектированию каменных конструкций. Впоследствии нормы проектирования издавались с периодичностью порядка 10 лет. Последние нормы [1] были введены в действие в 1981 г. и до настоящего времени практически не обновлялись.

Нормы советского времени содержали исчерпывающие указания о методах расчета и конструирования каменных конструкций. В них наряду с общими положениями, были представлены необходимые расчетные формулы и правила конструирования. Благодаря высокому уровню научных исследований выполненных в СССР, указан-

ные нормы обеспечили стране приоритет в решении многих вопросов теории и практики каменного строительства.

Коренным образом ситуация изменилась в начале 70-х годов прошлого века, когда развитые страны Европы и Северной Америки столкнулись с энергетическим кризисом. Это побудило их к созданию эффективных кладочных материалов и стеновых ограждающих конструкций, обладающих низкой теплопроводностью. Появились стены из легких бетонных блоков (газосиликатных, пенобетонных, керамзитобетонных), щелевых керамических, силикатных, керамзитобетонных камней. Стены стали возводиться не только однослойными, но и двух- трехслойными с защитным лицевым слоем, воздушной прослойкой иногда заполненной утеплителем и внутренним несущим слоем небольшой толщины. Данные стены, обладая хорошими теплофизическими характеристиками, оказались весьма чувствительными к различного рода вынужденным деформациям. Следствием этого явилось снижение трещиностойкости кладки, а в случае ее локальных перенапряжений и прочности.

В последнее десятилетие появились новые технологии кладочных работ, позволяющие при высоком качестве кладочных элементов возводить кладку на тонких растворных швах. Благодаря этому уменьшаются мостики холода, которыми являются растворные швы, снижается расход раствора, увеличивается производительность труда, а прочность кладки на сжатие возрастает. Достаточно отметить, что например, в Германии более 80 % стеновых каменных конструкций возводится на тонких растворных швах. Однако такие кладки имеют и весьма существенные недостатки. Обладая более высокой однородностью (гомогенностью) по сравнению с кладками на обычных растворных швах, они по своим механическим характеристикам приближаются к неармированному бетону (в случае применения в качестве кладочных элементов полнотелых блоков из газосиликата, пенобетона или керамзитобетона). В этом смысле данные кладки становятся еще более чувствительными к вынужденным деформациям. Ситуация усугубляется, когда кладка возводится из пустотных щелевых камней, особенно керамических с высоким (50% и выше) объемом пустот. Такие кладки на тонких растворных швах, кроме хрупкости, обладают высокой степенью анизотропии. Высокотехнологичные, экономичные и эффективные

с точки зрения тепловых и акустических свойств, стеновые конструкции с применением данных кладок, к сожалению, имеют низкую трещиностойкость и малую прочность при действии локальных нагрузок, а в случае использования их в качестве наружного стенового заполнения каркасных зданий – высокую чувствительность к перекосам.

С развитием новых видов кладочных материалов и каменных конструкций в странах Западной Европы и Северной Америки активно велись научные исследования, результатом которых явилось создание национальных документов по расчету и проектированию каменных и армокаменных конструкций и европейских норм Еврокод 6.

В середине 90-х годов эффективные стеновые материалы и стеновые ограждающие конструкции получили широкое распространение в странах СНГ, в связи с ужесточением нормативных требований к сопротивлению теплопередаче ограждающих конструкций. При этом, не обладая соответствующей нормативной базой и опытом строительства, многие технические решения были заимствованы за рубежом и в первую очередь из европейских стран, где подобные виды кладок и строительные конструкции начали широко внедряться на 20–30 лет ранее. Эксплуатация возведенных зданий с применением новых видов каменных кладок уже в первые 3-5 лет выявила ряд серьезных недостатков, которые во многих случаях приводили к аварийному состоянию стенового ограждения.

Одной из основных причин аварийности зданий, построенных в середине 90-х годов, по мнению ведущих специалистов, является отставание действующих норм по проектированию каменных и армокаменных конструкций от современных технических решений и технологий возведения каменных конструкций. Строительные нормы [1] были ориентированы на технологии возведения каменных конструкций 50-60-х годов прошлого столетия, для которых характерными являлись сплошные массивные кладки на известково-цементных растворах, что является неприемлемым при современных требованиях по энергосбережению. Указанные обстоятельства определяют необходимость внедрения европейских норм Еврокод 6 (далее ЕС6) в практику расчета и проектирования каменных конструкций на территории Республики Беларусь.

ЕС6 включает в себя следующие части:

EN 1996-1-1.2005. Еврокод 6- Проектирование каменных конструкций - Часть 1-1: Общие правила для армированных и неармированных конструкций.

EN 1996-1-1.2005. Еврокод 6 — Проектирование каменных конструкций — Часть 1-2: Общие правила. Проектирование с учетом пожара.

EN 1996-1-1.2005. Еврокод 6 — Проектирование каменных конструкций — Часть 2: Конструктивные требования, доборные материалы и выполнение кладки.

EN 1996-1-1.2005. Еврокод 6 — Проектирование каменных конструкций — Часть 3: Упрощенные методы проектирования каменных неармированных конструкций.

В настоящее время указанные документы переведены на русский язык и введены в действие на территории Республики Беларусь.

С ЕС6 связан пакет стандартов, касающихся требований, предъявляемых к кладочным элементам и методов их испытаний (стандарты серии EN 771 и EN 772 соответственно); требований, предъявляемых к кладочным растворам и методов их испытаний (стандарты EN 998-2 и EN 1015-11 соответственно), методов испытаний кладок (пакет стандартов EN 1052).

Пакет стандартов серии EN 771 включают в себя:

EN 771-1 Требования к кладочным элементам. Часть 1. Строительный кирпич (керамический).

EN 771-2 Требования к кладочным элементам. Часть 2. Силикатные строительные блоки.

EN 771-3 Требования к кладочным элементам. Часть 3. Строительные блоки из бетона (на плотных и пористых заполнителях).

EN 771-4 Требования к кладочным элементам. Часть 4. Строительные блоки из ячеистого автоклавного бетона.

EN 771-5 Требования к кладочным элементам. Часть 5. Бетонные блоки заводского изготовления.

EN 771-6 Требования к кладочным элементам. Часть 6. Природные камни.

Все стандарты серии EN 771 в настоящее время введены в действие на территории Республики Беларусь.

Группа стандартов серии EN 772, которая устанавливает методы испытаний технических характеристик кладочных элементов, включает в себя:

EN 772-1 Методы испытания кладочных элементов. Часть 1. Определение прочности на сжатие.

EN 772-2 Методы испытания кладочных элементов. Часть 2. Определение процентной доли пустот в строительных блоках (по отпечатку на бумаге).

EN 772-3 Методы испытания кладочных элементов. Часть 3. Определение в керамическом кирпиче объема нетто и процентной доли пустот посредством гидростатического взвешивания (взвешивания под водой).

EN 772-4 Методы испытания кладочных элементов. Часть 4. Определение общего объема открытых пустот в кладочных элементах из натурального камня.

EN 772-5 Методы испытания кладочных элементов. Часть 5. Определение количества активных растворимых солей в керамических кладочных элементах.

EN 772-6 Методы испытания кладочных элементов. Часть 6. Определение прочности при изгибе и растяжении кладочных элементов из бетона на плотных и пористых заполнителях.

EN 772-7 Методы испытания кладочных элементов. Часть 7. Определение водопоглощения керамическими кладочными элементами, применяемыми в водоупорных слоях – методом кипячения в воде.

EN 772-9 Методы испытания кладочных элементов. Часть 9. Определение объема и процентной доли пустот, а также объема нетто керамического кирпича и силикатных блоков посредством заполнения песком.

EN 772-10 Методы испытания кладочных элементов. Часть 10. Определение влажности силикатных кладочных элементов и из автоклавного ячеистого бетона.

EN 772-11 Методы испытания кладочных элементов. Часть 11. Определение водопоглощения при капиллярном подсосе кладочными элементами из бетона на плотных и пористых заполнителях,

штучных естественных камней и начального водопоглощения керамическими кладочными элементами.

EN 772-13 Методы испытания кладочных элементов. Часть 13. Определение плотности нетто и плотности брутто кладочных элементов в сухом состоянии (включая естественные камни).

EN 772-14 Методы испытания кладочных элементов. Часть 14. Определение влагопереноса в кладочных элементах из бетона на плотных и пористых заполнителях и из естественного камня.

EN 772-16:2000+A1:2005 Методы испытаний строительных блоков. Часть 16. Определение размеров.

EN 772-18 Методы испытания кладочных элементов. Часть 18. Определение морозостойкости силикатных кладочных элементов.

EN 772-19 Методы испытания кладочных элементов. Часть 19. Определение водопоглощения крупными пустотными керамическими кладочными элементами.

EN 772-20:2000+A1:2005 Методы испытаний строительных блоков. Часть 20. Определение плоскостности строительных блоков

EN 772-22 Методы испытания кладочных элементов. Часть 22. Определение морозостойкости керамических кладочных элементов.

Стандарты серии EN 772 в настоящее время введены в действие на территории Республики Беларусь частично.

ЕС6 разрешает применение только тех кладочных элементов технические характеристики, которых соответствуют требованиям EN 771-1 до 6. Надежность расчетов каменной кладки определяется техническими характеристиками кладочных элементов, установленными в соответствии с требованиями EN 772.

В соответствии с ЕС6 характеристическая (нормативная) прочность каменной кладки определяется на основании результатов испытаний опытных образцов, подготовка и испытания которых проводятся согласно требований EN 1052.

Пакет стандартов серии EN 1052 включает:

EN 1052-1 Методы испытаний каменной кладки. Часть 1. Определение прочности при сжатии.

EN 1052-2 Методы испытаний каменной кладки. Часть 2. Определение прочности на растяжение при изгибе.

EN 1052-3 Методы испытаний каменной кладки. Часть 3. Определение начальной прочности при сдвиге.

EN 1052-4 Методы испытаний каменной кладки. Часть 4. Определение прочности на срез (сдвиг) по гидроизоляционному слою.

EN 1052-5 Методы испытаний каменной кладки. Часть 5. Определение прочности сцепления методом изгибающего момента.

В настоящее время в Республике Беларусь разрабатываются национальное приложение к ЕС6. Разработка данного приложения встречает определенные трудности, которые заключаются в том, что объем исследований каменных кладок, который был выполнен в ЦНИПС (ЦНИИСК) в 30–70-е годы прошлого столетия несопоставимо мал по сравнению с базами данных по железобетону или металлу. Данное количественное соотношение наглядно демонстрирует степень изученности каменных кладок, реализованную в нормах проектирования каменных конструкций [1]. СНиП II-21-81* [1], который практически без изменений переиздается с 1976 года содержит расчетные методики, построенные на основании эмпирических зависимостей, полученных Л.И. Онищиком в 1930 г.

Попытки гармонизировать действующие нормы с европейскими стандартами не дают удовлетворительного результата, а порой снижают требуемый уровень безопасности строительных конструкций. Примером может служить стандарт СТБ 1376-2002 [2], в котором принята методика испытаний согласно DIN EN 1052, а расчетное сопротивление кладки назначается по коэффициентам надежности установленным в [1]. В стандарте СТБ 1376-2007 [3] прочность поризованных керамических камней определяется по методике, заимствованной из EN 772-1, при этом нормализованное сопротивление камня называют маркой, и используют для расчета прочности каменной кладки по формуле Онищика [1]. Такиевольные обращения с Евростандартами недопустимы.

В сложившихся условиях, для преодоления описанной ситуации, и разработки качественного национального приложения к Еврокоду 6 необходимо проведение комплексных исследований каменных кладок, выполненных из современных кладочных материалов. При этом нельзя игнорировать и предыдущие результаты исследований, содержащие множество опытных данных, и представляющие собой ценный материал на котором можно верифицировать полученные зависимости.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП П-22-81* Каменные и армокаменные конструкции. Госстрой СССР — М: Стройиздат, 1983. — 40 с.
2. Каменные и армокаменные конструкции методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, трещиностойкости и деформативности. СТБ 1376–2002. — Введ. 18.12.2002. — Минск: МАиС. — 12 с.
3. Блоки поризованные керамические пустотелые. Технические условия: СТБ 1719–2007.- Введ. 30.01.07. — Минск: Госстандарт. — 10 с.

**ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

(г. Минск, СФ БНТУ — 30.11.2010)

УДК 624.15

***ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО
ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ИССЛЕДОВАНИЯ СВОЙСТВ
ГРУНТОВ С СООТВЕТСТВИИ С ТКП EN 1997.
ОТЛИЧИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПЛИТНЫХ
ФУНДАМЕНТОВ***

НИКИТЕНКО М.И., ИГНАТОВ С.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Расчет оснований фундаментов в соответствии с ТКП EN отличается от СНБ по причине разного подхода к решению задачи об определении несущей способности грунта.

**1. Предпосылки и методика расчета оснований
плитных фундаментов по ТКП EN**

Eurocode основывается на работах Прандтля, Терцаги, Мейергофа, Бюисмана, Дебера, Везичи. Общий подход всех этих исследователей сходен. Фундамент бесконечной длины с шириной b передает среднее давление q_0 на однородный грунт с объемным весом γ . Грунт непосредственно под фундаментом образует клин, который продавлиывает грунт. Движение этого клина распирает грунт в стороны и сдвигает его в две стороны, в каждой из них имеется две части: зона радиального сдвига, непосредственно примыкающая к

Равнодействующая пассивного давления земли P_p может быть разделена на три составляющие: 1) P_{py} от веса зоны сдвига АВЕС; 2) P_{pc} от сцепления с в грунте; 3) P_{pq} от пригрузки q .

Эти компоненты пассивного давления рассчитываются отдельно, затем суммируются для получения общей несущей способности:

$$Q_0 = 2 \left(P_{py} + P_{pc} + P_{pq} \right) \cos(\psi - \varphi) \cdot b \cdot c \cdot \tan \psi ;$$

$$q_0 = \frac{2P_{py}}{b} \cos(\psi - \varphi) + \left[\frac{P_{pc} \cos(\psi - \varphi)}{b} + c \cdot \tan \psi \right] + \frac{2P_{pq}}{b} \cos(\psi - \varphi) .$$

Каждая из компонент представляет собой функцию угла внутреннего трения и геометрии зоны разрушения, характеризуемой значениями параметров b и ψ .

К. Терцаги определяет несущую способность при условии, что подошва фундамента шероховатая, вследствие чего горизонтальное смещение грунта по плоскости контакта исключается, и грунт ведет себя так, как будто он является частью фундамента. Поэтому вертикальная нагрузка передается клином на расположенный ниже грунт, и угол ψ может быть принят равным φ . Зона сдвига принимается простирающейся вверх до уровня подошвы фундамента таким образом, что единственный эффект от пригрузки заключается в создании давления q на зоны сдвига [1, 2].

Первый член общей формулы, определенный весом грунта, изменяется прямо пропорционально ширине фундамента. В грунтах без внутреннего трения (водонасыщенный глинистый грунт) ширина фундамента не оказывает влияния на несущую способность. Сцепление влияет только на второй член. При нулевом угле внутреннего трения этот член становится основным в несущей способности [1].

В ТКП ЕН приведены две расчетные зависимости для определения несущей способности плитного фундамента [6]:

Условия без дренирования

$$R / A' = (\pi + 2) \cdot c_u b_c s_c i_c + q ,$$

где безразмерные коэффициенты для:

— наклона подошвы фундамента: $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2) ;$

— формы фундамента:

— прямоугольной $s_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{B'/L'}$;

— квадратной или круглой $s_c = 1,2$;

— наклона нагрузки с горизонтальной составляющей H :

$$i_c = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}} \right) \text{ для } H \leq A'c_u;$$

c_u — прочность грунта при недренированном сдвиге, которая определяется по формуле:

$$c_u = c \frac{\cos \varphi}{1 - 1/3 \sin \varphi} + \sigma_0 \frac{\sin \varphi}{1 - 1/3 \sin \varphi},$$

где $\sigma_0 = \frac{1}{3}(\sigma_{z,zp} + 2\sigma_{x,zp})$;

$$\sigma_{z,zp} = \sum \gamma_{zp} \cdot z;$$

$$\sigma_{x,zp} = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_{x,zp}.$$

Коэффициент Пуассона ν , принимается равным:

0,30 — для супесей;

0,35 — для суглинков;

0,42 — для глин.

Условия с дренированием

$$R/A = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,2\gamma B'N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma,$$

где проектные значения безразмерных коэффициентов для:

а) несущей способности:

$$N_q = e^{\pi \gamma \varphi} \text{tg}^2(45^\circ + \varphi'/2);$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \varphi';$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \varphi';$$

б) наклонной подошвы фундамента:

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \text{tg} \varphi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \text{tg} \varphi')^2$$

в) формы фундамента:

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \varphi' \text{ — для прямоугольной формы;}$$

$$s_q = 1 = \sin \varphi' \text{ — для квадратной или круглой формы;}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \sin \varphi' \text{ — для прямоугольной формы;}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ — для квадратной или круглой формы;}$$

$$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1) \text{ — для прямоугольной, квадратной}$$

или круглой формы;

з) наклона нагрузки за счет горизонтальной составляющей H :

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \operatorname{tg} \varphi');$$

$$i_q = \left[-H / (V + A' c' \operatorname{ctg} \varphi') \right]^m;$$

$$i_\gamma = \left[-H / (V + A' c' \operatorname{ctg} \varphi') \right]^{m+1},$$

где $m = m_B = \left[+ (B'/L') \right] \left[+ (B'/L') \right]$, если H действует вдоль B' ;
 $m = m_L = \left[+ (L'/B') \right] \left[+ (L'/B') \right]$, если H действует вдоль L' .

Основные обозначения применяемые в расчетных формулах

$A' = B'L'$ — проектная эффективная площадь фундамента;

b — проектные значения коэффициентов для наклона подошвы фундамента с нижними индексами c , q и γ ;

B — ширина фундамента;

B' — эффективная ширина фундамента;

e — эксцентриситет равнодействующей воздействия с нижними индексами B и L ;

L — длина фундамента;

L' — эффективная длина фундамента;

m — показатель степени в формулах для коэффициентов наклона i ;

N — коэффициенты с нижними индексами для c , q и γ ;

q — пригрузка или давление на уровне подошвы фундамента;

q' — расчетное эффективное давление от чрезмерной нагрузки на уровне основания фундамента;

s — коэффициенты формы подошвы фундамента с нижними индексами для c , q и γ ;

V — вертикальная нагрузка;

α — наклон подошвы фундамента к горизонтали;

γ' — проектный эффективный удельный вес грунта ниже подошвы фундамента.

Недостатком методики определения несущей способности по ТКП EN является то, что в расчетной формуле учтено наличие больших эксцентриситетов и возможности отрыва подошвы от грунта основания (рис. 2).

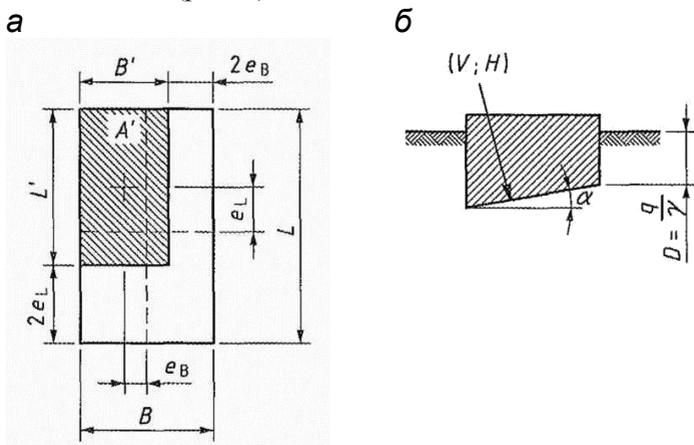


Рис. 2. Условные обозначения величин, применяемых при определении несущей способности грунта в соответствии с ТКП EN:

а — план подошвы фундамента, *б* — разрез

2. Предпосылки и методика расчета оснований плитных фундаментов по национальным нормам

Методика определения расчетного сопротивления оснований по требованиям СНБ 5.01.01-99 базируется на допущениях [3]:

- при малом объеме зон пластических деформаций используется распределение напряжений по теории линейно-деформируемого полупространства;

- факт заглубления фундамента учитывается приложением давления, равного

$$\sigma_{zg} = \gamma \cdot (d + z),$$

где d — глубина заложения подошвы фундамента;

z — допустимая глубина развития зон пластических деформаций.

— распределение напряжений от собственного веса грунта принимается по геостатическому закону, т.е. $\sigma_{zg} = \sigma_{xg} = \gamma \cdot d$

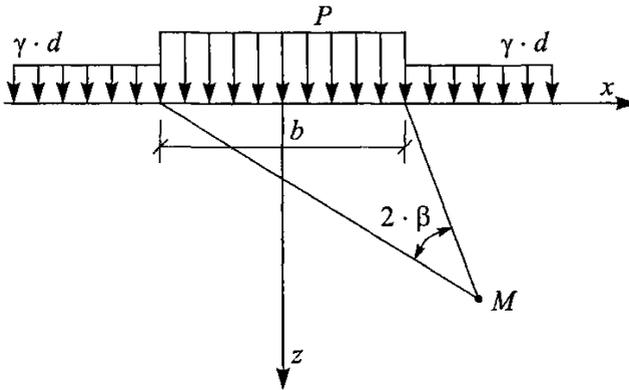


Рис. 3. Расчетная схема определения расчетного сопротивления оснований по национальным нормам

Главные напряжения в любой точке основания с учетом напряжений от собственного веса грунта вычисляются по формулам:

$$\sigma_1 = \frac{P - \gamma \cdot d}{\pi} \cdot (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma \cdot (d + z);$$

$$\sigma_2 = \frac{P - \gamma \cdot d}{\pi} \cdot (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma \cdot (d + z).$$

Для получения уравнения линий, описывающих области предельного равновесия, необходимо полученные значения напряжений подставить в условие предельного равновесия:

$$\frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = c$$

Совместное решение уравнений относительно глубины развития зон пластических деформаций дает выражение

$$z = \frac{P - \gamma \cdot d}{\pi} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - d - \frac{c}{\lambda} \operatorname{ctg} \varphi.$$

При принятой глубине развития зон пластических деформаций давление P определяется [3]

$$p = \frac{\pi \cdot \gamma}{\text{ctg}\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}} \left(z_{\max} + d + \frac{c}{\gamma} \text{ctg}\varphi \right) + \gamma \cdot d .$$

Преобразовав, получим

$$p = M_{\gamma} b \cdot \gamma + M_q \cdot \gamma \cdot d + M_c \cdot c .$$

Давление P увеличенное в $\gamma_1 \cdot \gamma_2 / k$ принято называть расчетным сопротивлением основания:

$$R = \frac{\gamma_1 \cdot \gamma_2}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II} \right] .$$

Введение этих коэффициентов приводит к увеличению R почти в 2 раза. При изменении допустимой глубины развития зон пластических деформаций в случае гибких фундаментов пропорционально изменяется только коэффициент M_{γ} , а коэффициенты M_q и M_c остаются постоянными. Следовательно, изменение R может быть достигнуто только значительным увеличением коэффициента M_{γ} . Поэтому следует говорить об условиях определения не R , а коэффициента M_{γ} , который фактически вычислен при допустимой глубине развития зон пластических деформаций $z_{\max} = 0,25$ м [3].

Данная методика определения расчетного сопротивления разработана для ленточных центрально нагруженных гибких фундаментов, расположенных на поверхности грунта, то есть при отсутствии подвалов и не учитывает [3]:

- внецентренное приложение нагрузки и жесткость фундаментов;
- форму подошвы фундаментов (квадрат, круг, кольцо, прямоугольник, прерывистые и с угловыми вырезами);
- совместное воздействие горизонтальных и вертикальных нагрузок (подпорные стены, стены подвалов, каркасные здания и т. д.);
- взаимное влияние фундаментов в местах пересечения стен, в местах устройства осадочных швов и при наличии вблизи фундаментов складированных материалов.

3. Пример расчета оснований плитных фундаментов по национальным нормам и ТКП EN

Нами был выполнен расчет по определению расчетного сопротивления грунта основания под одиночным, прямоугольным в плане, фундаментом с размерами 1,8×2,4 м, расположенным в подвале и без подвала, согласно требованиям СНБ, а несущей способности грунта — по ТКП EN. Вертикальная нормативная нагрузка на уровне обреза фундамента — 1200 кН.

Грунтовые условия представлены песчаным грунтом средней плотности средней крупности со следующими нормативными характеристиками: $\gamma = 19,5 \text{ кН/м}^3$, $\varphi = 30^\circ$; и глинистым грунтом, с показателем текучести $I_L = 0,1$, угол внутреннего трения $\varphi = 20^\circ$; $\gamma = 20,0 \text{ кН/м}^3$, $c = 25 \text{ кПа}$. Выше подошвы фундамента залегает насыпной грунт, удельным весом $\gamma = 17,5 \text{ кН/м}^3$. Жесткость здания $L/H = 2,75$. Суммарная толщина пола — 200 мм.

Расчетные схемы приведены в таблице 1. Определение несущей способности грунтов в соответствии с требованиями национальных норм [4, 5] представлено в таблице 2, а по ТКП EN [6] в таблицах 3 и 4.

Полученные результаты свидетельствуют, что при расчете оснований по ТКП EN несущая способность глинистых грунтов оснований меньше расчетных сопротивлений грунта, получаемых по национальным нормам, а песчаных превышает значения, полученные по национальным нормам в 2,9...3,5 раза.

Необходимо отметить, что расчет по ТКП EN включает наличие больших эксцентриситетов, отрыв подошвы фундамента от грунта, не учитывает заглубление фундамента в песчаном грунте, а также наличие подвала. Можно отметить, что в приведенных расчетах несущая способность определена для достаточно прочных грунтов, в будущем необходимо выполнить расчет для глинистых грунтов текучей консистенции и рыхлых песчаных грунтов.

Таблица 1 — Расчетные схемы

Вариант	Грунт в основании	
	песчаный	глинистый
Бесподвальный	<p style="text-align: center;">Ф1</p> <p style="text-align: center;">Песок средней средней плотности: $\varphi = 30^\circ; \gamma = 19,5 \text{ кН/м}^3$</p>	<p style="text-align: center;">Ф2</p> <p style="text-align: center;">Суглинок: $IL = 0,1; \varphi = 20^\circ$ $\gamma = 20,0 \text{ кН/м}^3; c = 25 \text{ кПа}$</p>
С подвалом шириной 18 м. Расчет производится под среднюю колонну	<p style="text-align: center;">Ф3</p> <p style="text-align: center;">Песок средней средней плотности: $\varphi = 30^\circ; \gamma = 19,5 \text{ кН/м}^3$</p>	<p style="text-align: center;">Ф4</p> <p style="text-align: center;">Суглинок: $IL = 0,1; \varphi = 20^\circ$ $\gamma = 20,0 \text{ кН/м}^3; c = 25 \text{ кПа}$</p>

Таблица 2 — Определение расчетного сопротивления грунта по национальным нормам

Параметр	Значение параметра для фундамента			
	Ф1	Ф2	Ф3	Ф4
γ_1	1,4	1,25	1,4	1,25
γ_2	1,3	1,05	1,3	1,05
k	1,0	1,0	1,0	1,0
$\varphi, ^\circ$	30	20	30	20
M_γ	1,15	0,51	1,15	0,51
M_q	5,57	3,06	5,57	3,06
M_c	7,95	5,66	7,95	5,66
k_z	1,0	1,0	1,0	1,0
$b, \text{ м}$	1,8	1,8	1,8	1,8
$\gamma_{II}, \text{ кН/м}^3$	19,5	20,0	19,5	20,0
$D_I, \text{ м}$	1,50	1,50	0,86	0,85
$\gamma'_{II}, \text{ кН/м}^3$	17,5	17,5	17,5	17,5
$d_b, \text{ м}$	0	0	2,0	2,0
$c_{II}, \text{ кПа}$	0	25,0	0	25,0
$R, \text{ кПа}$	339,6	315,2	516,4	364,2

Таблица 3 — Определение несущей способности грунта без возможности дренирования по ТКП EN

Параметр	Значение параметра для фундамента	
	Ф2	Ф4
c_u , кПа	34,5	44,2
b_c	1,0	1,0
s_c	1,15	1,15
i_c	1,0	1,0
q , кПа	0,5	3,0
R/A , кПа	204,7	264,1

Таблица 4 — Определение сопротивлений грунта по ТКП EN при возможности дренирования

Параметр	Значение параметра для фундамента	
	Ф1	Ф3
c , кПа	0	0
Φ , °	30	30
N_q , м	18,4	18,4
N_c , м	30,14	30,14
N_γ , м	20,09	20,09
A , °	0	0
$b_c = b_q = b_\gamma$, м	1,0	1,0
s_c	1,396	1,396
s_q	1,375	1,375
s_γ	0,888	0,888
$i_c = i_q = i_\gamma$	1,0	1,0
$q' = \gamma d$, кПа	26,25	57,75
γ , кН/м ³	20,0	20,0
R/A , кПа	985,1	1782,0

Таблица 5 — Значения несущей способности грунта по
ТКП EN и СНБ, кПа

Фундамент	Ф1	Ф2	Ф3	Ф4
Грунтовые условия основания	Песок средний средней прочности	Суглинок полутвердый	Песок средний средней прочности	Суглинок полутвердый
По ТКП EN	985,1	204,7	1782,0	264,1
По СНБ	339,6	315,2	516,4	364,2
ТКП EN/СНБ	2,90	0,65	3,45	0,73

ЛИТЕРАТУРА

1. Леонардс, Д.А. Основания и фундаменты / Д.А. Леонардс; пер. с англ. проф. М.Н. Гольдштейн. — М., 1968 — 504 с.
2. Терцаги, К. Строительная механика грунта на основе его физических свойств / К. Терцаги; пер. с нем. А.А. Черкасов, П.С.Рубан, П.П. Смиринкин; под. ред. Н.М. Герсеванова. — Л., НТКП СССР, 1933. — 392.
3. Пилягин, А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений / А.В. Пилягин. — М., Ассоциация строительных вузов, 2006 — 248 с.
4. Основания и фундаменты зданий и сооружений: СНБ 5.01.01-99
5. Фундаменты плитные. Правила проектирования: ТКП 45-5.01-67-2007.
6. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила: ТКП EN 1997-1-2009 (02250) Еврокод 7.

Научное издание

ВОПРОСЫ ПЕРЕХОДА НА ЕВРОПЕЙСКИЕ НОРМЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы Республиканского
научно-технического семинара

30 ноября 2010 года

Подписано в печать 20.12.2010.

Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная.

Отпечатано на ризографе. Гарнитура Таймс.

Усл. печ. л. 5,52. Уч.-изд. л. 4,32. Тираж 150. Заказ 1418.

Издатель и полиграфическое исполнение:

Белорусский национальный технический университет.

ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009.

Проспект Независимости, 65. 220013, Минск.