



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Белорусский национальный
технический университет**

Кафедра «Металлические и деревянные конструкции»

**А. Н. Жабинский
В. В. Надольский**

РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА ЗДАНИЯ ПО СНиП И ТКП EN

Учебно-методическое пособие

**Минск
БНТУ
2016**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Металлические и деревянные конструкции»

А. Н. Жабинский
В. В. Надольский

РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА ЗДАНИЯ ПО СНиП И ТКП EN

Учебно-методическое пособие
для студентов строительных специальностей
высших учебных заведений

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
высших учебных заведений по образованию
в области строительства и архитектуры*

Минск
БНТУ
2016

УДК 624.014.2.04(083.7)(075.8)

ББК 38.5.ц.я7

Ж 12

Рецензенты:

канд. техн. наук, проф. кафедры «Железобетонные
и каменные конструкции» Белорусского национального
технического университета *Н. А. Рак*;

главный инженер ЗАО «Белпроектстальконструкция» *А. П. Зайцев*

Жабинский, А. Н.

Ж 12 Расчет стальных конструкций каркаса здания по СНиП и ТКП EN: учебно-методическое пособие для студентов строительных специальностей высших учебных заведений / А. Н. Жабинский, В. В. Надольский. – Минск : БНТУ, 2016. – 104 с.

ISBN 978-985-550-761-2.

Представлен анализ статей, используемых в строительстве, и приведены расчеты стальных конструкций каркаса здания (колонны, балки, фермы), выполненные по строительным нормам СНиП и техническим кодексам установившейся практики ТКП EN, идентичных текстам Еврокодов, с Национальными приложениями. Приведен сопоставительный анализ расчетов, выполненных по СНиП и ТКП EN, начиная со сбора нагрузок и воздействий, составления РСУ, определения расчетных усилий и подбора сечений конструкций.

Объектом выполнения данной работы являются европейские нормы проектирования (Еврокоды) и строительные нормы Республики Беларусь, применяемые при проектировании строительных стальных конструкций.

Учебное пособие предназначено для студентов строительных специальностей высших учебных заведений, а также может служить пособием для инженеров и аспирантов при изучении и проектировании стальных конструкций по ТКП EN.

УДК 624.014.2.04(083.7)(075.8)

ББК 38.5.ц.я7

ISBN 978-985-550-761-2

© Жабинский А. Н., Надольский В. В., 2016

© Белорусский национальный

технический университет, 2016

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	4
1. Исходные данные	5
2. Нагрузки и воздействия	6
2.1. Определение постоянных нагрузок.....	6
2.2. Определение полезных (функциональных) нагрузок.....	8
2.3. Определение снеговых нагрузок	9
2.4. Определение ветровых воздействий	13
3. Статический расчет поперечной рамы	25
3.1. Методика расчета согласно СНиП	25
3.2. Методика расчета согласно ТКП <i>EN</i>	25
3.3. Сравнение методик расчета	32
4. Правила комбинаций усилий	34
4.1. Правила комбинаций усилий согласно СНиП	34
4.2. Правила комбинаций усилий согласно ТКП <i>EN</i>	35
4.3. Сравнение и анализ эффектов воздействий.	36
5. Строительные конструкционные стали.....	38
5.1. Стали по национальным нормам.....	38
5.2. Стали по европейским нормам	40
5.3. Влияние химического состава на свойства сталей	43
5.4. Анализ свойств сталей.....	46
6. Расчет стальных конструкций.....	47
6.1. Расчет балки Б1 согласно СНиП	47
6.2. Расчет балки Б1 согласно ТКП <i>EN</i>	49
6.3. Расчет балки Б2 согласно СНиП	53
6.4. Расчет балки Б2 согласно ТКП <i>EN</i>	55
6.5. Расчет балки Б3 согласно СНиП	58
6.6. Расчет балки Б3 согласно ТКП <i>EN</i>	64
6.7. Расчет элементов стропильной фермы согласно СНиП	69
6.8. Расчет элементов стропильной фермы согласно ТКП <i>EN</i>	74
6.9. Расчет колонны К1 согласно СНиП.....	80
6.10. Расчет колонны К1 согласно ТКП <i>EN</i>	86
6.11. Сравнение результатов расчета стальных конструкций	95
Выводы.....	101
Литература	104

ВВЕДЕНИЕ

В Республике Беларусь расчет строительных конструкций выполнялся по национальным (СНиП) и европейским нормам (ТКП *EN*). В соответствии с постановлением Совета Министров Республика Беларусь европейские нормы (*EN*) в виде технических кодексов установившейся практики (ТКП *EN*) получили статус национальных стандартов и представляют собой опубликованные идентичные тексты еврокодов с национальными приложениями.

Расчет стальных строительных конструкций согласно СНиП и европейским нормам (далее согласно ТКП *EN*) выполняется по методу предельных состояний. Однако имеются значительные отличия по определению нагрузок и воздействий (постоянных, временных и особых), особенностям расчета каркаса здания с учетом физической и геометрической нелинейности, составлению комбинаций РСУ для определения расчетных усилий в элементах каркаса и методам расчета и проектирования.

В пособии приведен сравнительный анализ строительных сталей согласно СНиП и ТКП *EN*, их маркировки, химического состава и механических характеристик. На конкретном примере, для двухпролетного производственного здания, приведены данные по определению нагрузок и воздействий, выбору расчетной схемы, составлению комбинаций РСУ и определению расчетных усилий с последующим расчетом сечений стальных конструкций элементов каркаса здания. Поэтому проведение расчета строительных конструкций для конкретного здания по СНиП и ТКП *EN*, несомненно, будет представлять широкий интерес для студентов строительных специальностей при изучении курса «Металлические конструкции», а также для аспирантов и инженерно-технических работников проектных организаций. Также дан сравнительный анализ результатов расчета стальных конструкций каркаса здания, которые покажут студентам и специалистам реальную картину использования в строительстве ТКП *EN* для расчета стальных конструкций.

1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Расчеты стальных конструкций по СНиП и ТКП *EN* выполнялись в соответствии с нормативными документами Республики Беларусь [1–10] с целью показать на конкретном примере, как ведется расчет конструкций по двум нормам, их особенности и отличия. Редакция нормативных документов приняты по состоянию 05.2015 г.

В качестве примера было выбрано промышленное здание, расположенное вблизи г. Минска. Двухэтажное здание прямоугольное в плане. Габариты здания в осях 24×60 м. На первом этаже здание имеет два пролета – 8 и 16 м. Шаг поперечных рам 6,0 м. Отметка первого этажа +6,000, отметка опирания стропильной фермы +12,000. Площадь здания 1 440 м². Высота здания в коньке 12,85 м. Кровля имеет уклон 5 %. Поперечный разрез здания приведен на рис. 1.1.

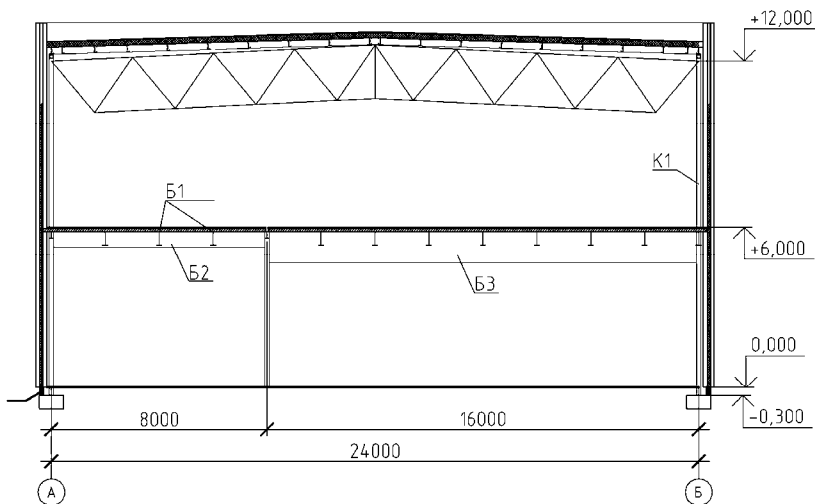


Рис. 1.1. Поперечный разрез здания

Здание состоит из одного блока, представляющего собой отдельно стоящий стальной рамно-связевый каркас. Каркас здания выполнен из стальных конструкций и представляет собой ряд плоских рам. Рядовая несущая поперечная рама – двухпролетная. Пролеты рамы 8 и 16 м, шаг рам 6,0 м. Сопряжение крайних колонн с фундаментами –

жесткое в плоскости рамы и шарнирное вне плоскости рамы. Сопряжение средней колонны с фундаментами – шарнирное. Жесткость каркаса вдоль цифровых и буквенных осей обеспечивается установкой вертикальных и горизонтальных связей, а также жесткими дисками перекрытия и покрытия.

2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

В отечественной системе нормативных документов значения нагрузок принимаются согласно СНиП 2.01.07 [1]. В системе еврокодов значения нагрузок принимаются согласно частям ТКП EN 1991 [3–5].

В качестве постоянных нагрузок, с некоторой степенью упрощения, приняты собственный вес элементов рамы, конструкции перекрытия и покрытия, связей по покрытию и междуэтажных перекрытий. Нагрузки от перекрытия и покрытия определяются суммированием их отдельных составляющих. В качестве временных нагрузок рассмотрены снеговая, ветровая и полезная нагрузки.

2.1. Определение постоянных нагрузок

Определение нагрузок согласно СНиП.

Постоянные нагрузки от конструкции покрытий, перекрытий и от собственной массы конструкций и значения частных коэффициентов определены согласно СНиП 2.01.07[1]. Значения нагрузок приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Постоянные нагрузки

Наименование нагрузки	Нормативная, R_H , кПа	γ_f	Расчетная, R , кПа
<i>На покрытие</i>			
Два слоя гидроизоляционного ковра	0,10	1,3	0,130
Цементно-песчаная стяжка, $t = 20$ мм, плотность $1\ 800\ \text{кг/м}^3$	0,36	1,3	0,468
Утеплитель, $t = 150$ мм, плотность $200\ \text{кг/м}^3$	0,30	1,2	0,360
Пароизоляция	0,05	1,2	0,060

Окончание табл. 2.1

Наименование нагрузки	Нормативная, P_H , кПа	γ_f	Расчетная, P , кПа
Профнастил Н 75-750-0.8	0,11	1,05	0,116
Прогоны и связи	0,08	1,05	0,084
Ферма	0,20	1,05	0,210
Итого:	1,20	–	1,428
<i>На перекрытие</i>			
Конструкция пола	0,4	1,2	0,48
Монолитная железобетонная плита $t = 120$ мм ($\rho = 2\,500$ кг/м ³)	3,0	1,1	3,3
Несущие металлоконструкции	0,2	1,05	0,21
Итого:	3,6	–	3,99

Определение нагрузок согласно ТКП EN.

В системе Еврокодов постоянные нагрузки назначаются согласно СТБ EN 1991-1-1 [3]. Определение характеристического [3] и нормативного [1] значений постоянной нагрузки носит одинаковый характер, соответственно характеристические значения нагрузок по СТБ EN [3] равны нормативным по [1]. Значение частного коэффициента для постоянной нагрузки равно 1.35 [3]. Сравнение значений постоянных нагрузок представлено в табл. 2.2.

Таблица 2.2

Сравнение постоянной нагрузки

СНиП 2.01.07	СТБ EN 1991-1-1
1. Нормативные и характеристические значения	
1,2 кПа – на покрытие 3,6 кПа – на перекрытие	1,2 кПа – на покрытие 3,6 кПа – на перекрытие
2. Расчетные значения	
1,428 кПа – на покрытие ($\gamma_f^* = 1,05-1,3$) 3,99 кПа – на перекрытие ($\gamma_f^* = 1,05-1,2$)	1,62 кПа – на покрытие ($\gamma_f = 1,35$) 4,86 кПа – на перекрытие ($\gamma_f = 1,35$)

2.2. Определение полезных (функциональных) нагрузок

Определение нагрузок согласно СНиП.

Сбор полезных нагрузок, как правило, производится на основании технического задания на проектирование. В целях данной работы приняты наиболее характерные значения полезной нагрузки для промышленных зданий. Значения нагрузок приведены в табл. 2.3.

Таблица 2.3

Полезные нагрузки			
Наименование нагрузки	Нормативная, P_n , кПа	γ_f	Расчетная, P , кПа
<i>На покрытие</i>			
Собственный вес инженерного и подвесного оборудования	0,46	1,3	0,6
<i>На перекрытие</i>			
Собственный вес инженерного и подвесного оборудования	0,46	1,3	0,6
Полезная	20,0	1,2	24,0
Итого:	20,46		24,6

Определение нагрузок согласно ТКП EN.

В системе еврокодов полезные (функциональные) нагрузки назначаются согласно СТБ EN 1991-1-1 [3]. Согласно Национальному Приложению к СТБ EN [3] характеристические значения временных нагрузок принимаются по таблицам СНиП [1], соответственно характеристические значения нагрузок по СТБ EN [3] равны нормативным по [1]. Значение частного коэффициента для временной нагрузки равно 1,5. Сравнение значений полезных нагрузок представлено в табл. 2.4.

Таблица 2.4

Сравнение временной (полезной) нагрузки	
СНиП 2.01.07	СТБ EN 1991-1-1
1. Нормативные и характеристические значения	
0,46 кПа – на покрытие	0,46 кПа – на покрытие
20,46 кПа – на перекрытие	20,46 кПа – на перекрытие
2. Расчетные значения	
0,6 кПа – на покрытие ($\gamma_f^* = 1,3$)	0,75 кПа – на покрытие ($\gamma_f = 1,5$)
24,6 кПа – на перекрытие ($\gamma_f^* = 1,2$)	30,75 кПа – на перекрытие ($\gamma_f = 1,5$)

2.3. Определение снеговых нагрузок

Снеговая нагрузка на покрытие определяется весом снегового покрова на единицу площади. Основные факторы, влияющие на значение снеговой нагрузки – это количество выпадающих в зимнее время осадков, ветровой перенос (в том числе сдувание с покрытия), таяние снега и форма покрытия.

Определение снеговой нагрузки согласно СНиП.

Согласно изменению №1 к СНиП 2.01.07–85 [2] г. Минск расположен в снеговом районе II Б. Нормативное значение снеговой нагрузки на поверхности земли – 1,2 кПа.

Нормативное значение снеговой нагрузки на поверхность покрытия определяется согласно п. 5.1 [1] по формуле

$$S = \mu s_0 ,$$

где μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с п. 5.3–5.6 [1] (с учётом [2]);

s_0 – нормативное значение веса снегового покрова на 1м^2 горизонтальной поверхности земли, определяемое согласно п. 5.2 [1] (с учётом [2]).

Коэффициент перехода μ принимается в соответствии со схемами приложения снеговой нагрузки, в зависимости от параметров здания или сооружения, формы и уклона покрытия. В рассматриваемом нормативном документе приведено большее число схем приложения снеговой нагрузки по сравнению с [4], однако они менее информативны и учитывают меньшее количество параметров. Дополнительно [1] предусматривает условия, позволяющие снизить величину коэффициента перехода μ :

– согласно п. 5.6 при определении снеговых нагрузок для не утеплённых покрытий цехов с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 3 % и обеспечении надлежащего отвода талой воды следует снижать умножением на коэффициент перехода, равный $C_f = 0,8$;

– коэффициент μ , установленный в соответствии с указаниями п. 5.5 [1] (с учётом [2]) и схем 1, 2, 5 и 6 приложения 3 [1]

для пологих (с уклонами до 12 % или с $f/l \leq 0,05$) покрытий однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца $v > 2$ м/с, следует снижать умножением на коэффициент

$$C_e = (1,2 - 0,1v\sqrt{k}) \cdot (0,8 + 0,002b)$$

где k – принимается согласно табл. 6 [1];

b – ширина покрытия, принимаемая не более 100 м.

– для покрытий с уклонами от 12 до 20 % однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах с $v \geq 4$ м/с, коэффициент μ , установленный в соответствии с указаниями схем 1 и 5 приложения 3 [1] (с учётом [2]), следует снижать умножением на коэффициент, равный 0,85.

Нормативное значение веса снегового покрова s_0 , принимается в соответствии со снеговыми районами. Для территории Республики Беларусь выделяют два снеговых района (рис. 2.1).



Рис. 2.1. Районирование территории Республики Беларусь по весу снегового покрова (I Б – 0,8 кПа, II Б – 1,2 кПа)

Определение снеговой нагрузки согласно ТКП EN.

В системе Еврокодов снеговые нагрузки назначаются согласно ТКП EN 1991-1-3 «Воздействие на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые воздействия» [4].

Согласно п. 5.2 [4] нормативное значение снеговой нагрузки на покрытие определяется по формуле

$$S = \mu C_e C_t s_k ,$$

где μ – коэффициент формы снеговых нагрузок, определяемый в зависимости от формы и уклона покрытия согласно п. 5.3 [4];

C_e – коэффициент окружающей среды, принимаемый согласно п. 5.2(7) [4];

C_t – температурный коэффициент, принимаемый согласно п. 5.2(8) [4];

s_k – характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт указанное в национальном приложении.

Коэффициент формы снеговых нагрузок применяется для распределения снеговых нагрузок с заносами и без заносов для форм кровли, указанных в [4]. В данном нормативном документе имеется пять форм кровли: односкатная, двухскатная, многопролетная, цилиндрическая и кровля с перепадами высот.

Коэффициент окружающей среды C_e используют для определения снеговой нагрузки на покрытия. Данный коэффициент допускается устанавливать в зависимости от условий местности:

- для не защищённых от ветра $C_e = 0,8$;
- для обычных $C_e = 1,0$;
- для закрытых от ветра $C_e = 1,2$.

Температурный коэффициент C_t используется в расчётах для снижения снеговых нагрузок на покрытие с повышенной теплопередачей (>1 Вт/м²·К), некоторых стеклянных кровель. Если тепловая изоляция конструкции покрытия незначительна, то C_t допускается снижать на основании более точных исследований. При определении снеговых нагрузок для не утеплённых покрытий цехов с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 3 %

и обеспечении надлежащего отвода талой воды допускается принимать $C_t = 0,8$, в остальных случаях $C_t = 1,0$. Однако в соответствии с п. 5.2 (8) [4] величина характеристического значения снеговой нагрузки s_k должна составлять не менее 0,5 кПа.

Характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт s_k принимается в соответствии с картой снеговых районов, приведенной в национальном приложении. За характеристическое значение снеговой нагрузки s_k согласно п. 4.1 [4] принято значение, превышаемое в среднем один раз в 50 лет или с годовой вероятностью превышения 0,02. Согласно данному нормативному документу территория Республики Беларусь делится на четыре снеговых района в соответствии с рис. 2.2.

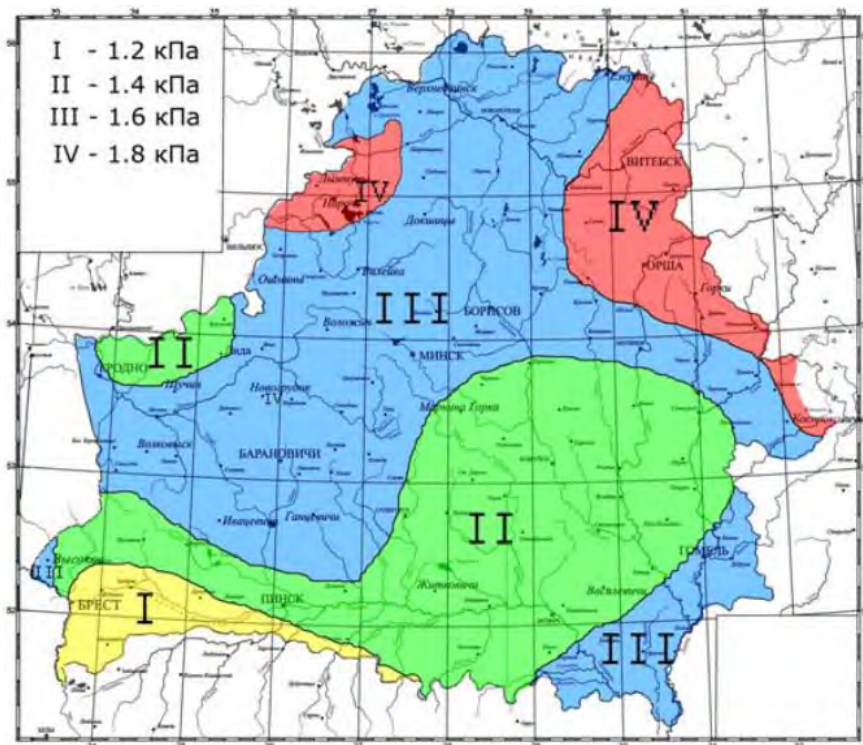


Рис. 2.2. Карта снеговых районов территории Республики Беларусь

В табл. 2.5 приведены результаты значений снеговой нагрузки на покрытие, определенные согласно СНиП 2.01.07 и ТКП EN 1991-1-3.

Таблица 2.5

Сравнение снеговой нагрузки	
СНиП 2.01.07	ТКП EN 1991-1-3
1. Район строительства	
II Б – $s_0 = 1,2$ кПа	III – $s_k = 1,6$ кПа
2. Коэффициент перехода μ	
$\mu = 1,0$	$\mu_1 = \mu_1(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = 0,8$
3. Коэффициент окружающей среды C_e , приняты городские условия застройки закрытые от ветра	
$C_e = 1,0$	$C_e = 1,0$
4. Температурный коэффициент C_t	
$C_t = 1,0$	$C_t = 1,0$
5. Нормативное значение снегового давления S	
$S = \mu C_e C_t s_0$	
$S = \mu C_e C_t s_0 = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = 1,2$ кПа	$S = \mu C_e C_t s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,6 = 1,28$ кПа
6. Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	
$\gamma_f = 1,5$	$\gamma_f = 1,5$

В результате полученных данных можно сделать вывод: основное отличие в значениях снеговых нагрузок на покрытие возникает за счет того, что в [4] величина нормативного значения снегового давления принята больше чем в [1] (в среднем для всей территории Республики Беларусь – в 1,4–1,5 раза). Это связано с разной обеспеченностью нормативного значения нагрузок [4] и [1]. При дальнейших расчетах значения нагрузок выравнивается за счет коэффициентов (μ , C_e , C_t), однако конечный результат по [4] оказывается в среднем в 1,2–1,3 раза больше чем по [1].

2.4. Определение ветровых воздействий

Ветровые воздействия действуют в форме давления на внешние поверхности наружного ограждения здания, а вследствие его проницаемости – так же и на внутренние поверхности. Давление ветра

действует по нормали к поверхности. Воздействие ветра на сооружение зависит от размера, формы и динамических свойств сооружения.

В СНиП 2.01.07 [1] ветровое воздействие классифицируется как кратковременное и согласно п. 6.2 [1] определяет его как сумму средней и пульсационной составляющей. Однако при расчете многоэтажных зданий высотой до 40 м и одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5, и размещаемых в типах местности А и В, пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается не учитывать.

В соответствии с п.3.3 (1) ТКП EN 1991-1-4 [5] ветровое воздействие следует классифицировать как переменное стационарное и согласно п. 4.1 включают в себя среднюю скорость ветра и составляющую колебаний. Средняя скорость ветра v_m определяется из базового значения скорости ветра v_b , зависящего от климатического режима ветра и от профиля скорости ветра по высоте. Профиль скорости ветра по высоте зависит от шероховатости местности и орографии. Колебательная составляющая представлена интенсивностью турбулентности.

Определение ветровой нагрузки согласно СНиП.

Согласно СНиП 2.01.87-85 [1] г. Минск расположен в первом ветровом районе. Нормативное значение ветровой нагрузки – 0,23 кПа. Тип местности строительства В.

При определении ветровой нагрузки по [1], нормативное значение ветрового давления w_0 изначально рассчитано и приведено в табл. 5 [1], в зависимости от ветрового района в котором будет находиться рассчитываемое сооружение. Так же нормативное значение ветрового давления в соответствии с п. 6.4 [1] может быть рассчитано по следующей формуле:

$$w_0 = 0,61v_0^2,$$

где v_0 – скорость ветра на уровне 10 м над поверхностью земли для местности типа А, соответствующая 10-минутному интервалу осреднения и превышаемая в среднем раз в 5 лет.

Из карты районирования территории (карта территории бывшего СССР) по ветровому давлению, представленной на рис. 2.3, видно,

что на территории Республики Беларусь преобладает ветровой район I. Приняв по табл. 5 [1] нормативное значение ветрового давления соответствующее ветровому району I и используя зависимость ветрового давления от скорости ветра, можно определить величину скорости ветра, которая равняется $v_0 = 19,42$ м/с.

В национальном приложении НП.2.2 ТКП EN [5] значение базовой скорости ветра для г. Минска равно 24 м/с. На основании этого можно сделать вывод о том, что в ТКП EN [5] при определении значения ветрового давления в отношении величины скорости ветра закладывает больший уровень обеспеченности характеристического значения, нежели в СНиП [1].



Рис. 2.3. Районирование территории СССР по давлению ветра

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m на высоте z над поверхностью земли согласно п. 6.3 [1]

$$w_m = w_0 k c ,$$

где k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте и определяемый согласно п. 6.5 [1];

c – аэродинамический коэффициент, определяемый в соответствии с п. 6.6 [1].

Коэффициент k , учитывающий изменение ветрового давления по высоте, определяется согласно табл. 6 [1] в зависимости от типа местности. Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии $30h$ при высоте сооружения h до 60 м и 2 км – при большей высоте.

Значения аэродинамических коэффициентов и схемы приложения ветровых воздействий в зависимости от геометрических характеристик сооружения приведены в приложении 4 [1].

Определение ветрового воздействия согласно ТКП EN.

Определение ветровых воздействий производят в соответствие ТКП EN 1991-1-4 «Воздействие на конструкции. Часть 1–4. Общие воздействия. Ветровые воздействия» [5].

В соответствии с [5] при определении ветрового воздействия изначально вычисляется базовое значение скорости ветра v_b согласно п. 4.2.1. Базовая скорость ветра является характеристическим значением средней скорости ветра на уровне 10 м над поверхностью земли для открытого типа местности с низкой растительностью и изолированными отдельно стоящими преградами, расстояние между которыми составляет как минимум 20-кратное значение их высот, соответствующее 10-минутному интервалу осреднения независимо от времени года и направления ветра.

Базовое значение скорости ветра равно:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0},$$

где v_b – базовая скорость ветра, определяемая как функция направления ветра и времени года, на высоте 10 м над уровнем земли для типа местности II ([5] табл. 4.1);

$v_{b,0}$ – основное значение базовой скорости ветра указанное в национальном приложении;

c_{dir} – коэффициент, учитывающий направление ветра и принимаемый в соответствии с национальным приложением;

c_{season} – сезонный коэффициент, который необходимо так же принимать по национальному приложению.

В [5] принято пять типов местности: 0, I, II, III, IV, каждому из которых соответствует свой параметр шероховатости. Сооружение принадлежит к определенному типу местности, если расстояние с наветренной стороны с постоянной шероховатостью местности имеет величину, достаточную для образования стабильного профиля скорости ветра.

Для определения основного значения базовой скорости ветра в национальном приложении НП.2.2 [5] приведена карта ветровых районов, представленная на рис. 2.4, по которой видно, что для территории Республики Беларусь характерны два ветровых района с основными значениями базовой скорости ветра 22 м/с и 24 м/с.

Коэффициент c_{dir} принимается, согласно табл. НП.2.1 [5], в соответствии с пунктом национального приложения, в зависимости от сектора в котором находится рассчитываемое сооружение.

Значение коэффициента c_{season} принимается 1,0.

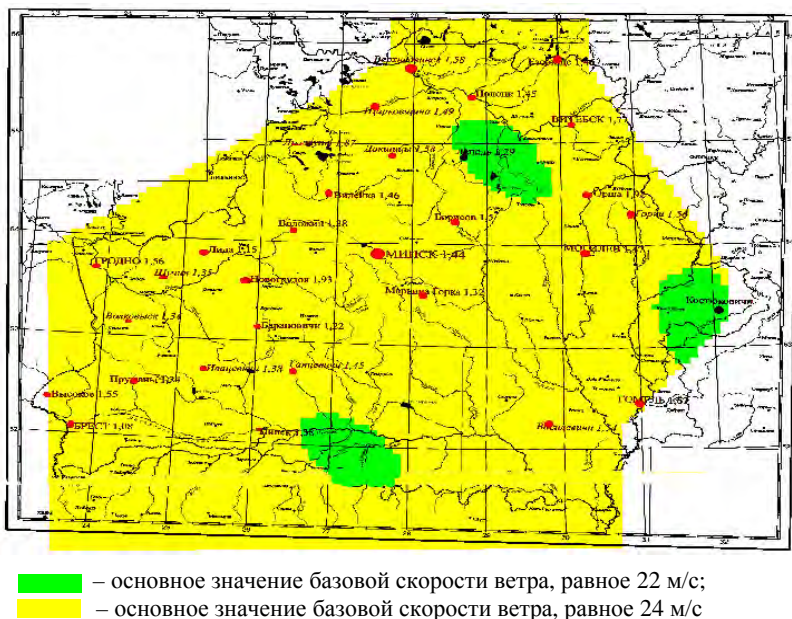


Рис. 2.4. Карта ветровых районов территории Республики Беларусь

Далее по пункту 4.3 [5] рассчитывается средняя скорость, зависящая от шероховатости местности, орографии и базового значения скорости ветра v_b

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b,$$

где $c_r(z)$ – коэффициент, учитывающий тип местности в соответствии с п. 4.3.2 [5];

$c_o(z)$ – орографический коэффициент, принимаемый согласно п. 4.3.3 [5].

Коэффициент, учитывающий тип местности $c_r(z)$, определяет изменчивость средней скорости ветра $v_m(z)$ в месте расположения сооружения в зависимости от:

- высоты над уровнем земли;
- шероховатости местности с наветренной стороны сооружения для рассматриваемого направления ветра.

$$c_r(z) = k_r \ln \left(\frac{z}{z_o} \right) \text{ для } z_{\min} \leq z < z_{\max};$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \text{ для } z \leq z_{\min},$$

где z_o – параметр шероховатости согласно табл. 4.1 [5];

k_r – коэффициент местности, зависящий от параметра шероховатости z_o :

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_o}{z_{o,II}} \right)^{0,07},$$

где $z_{o,II}$ – 0,05 м (тип местности II, [5] табл. 4.1);

z_{\min} – минимальная высота по табл. 4.1 [5];

z_{\max} – 200 м.

Орографический коэффициент $c_o(z)$ применяется в тех случаях, когда орография (горы, утесы и т. п.) повышает скорость ветра более чем на 5 %. Расчет значения орографического коэффициента $c_o(z)$ указан в приложении А.3 [5]. Однако влиянием орографии можно пренебречь, если средний уклон местности с наветренной стороны менее 3° . Величина учитываемого расстояния с наветренной стороны превышает 10-кратное значение высоты выступающего орографического элемента.

Немало важным является влияние более высоких близлежащих зданий на определение ветровых воздействий. Согласно п. 4.3.4 [5] данный фактор учитывается, если рассчитываемое сооружение тесно примыкает к другому сооружению, высота которого не менее чем в 2 раза превышает высоту близлежащей застройки. Метод учета близлежащей застройки представлен в приложении А.4 [5].

После определения средней скорости ветра $v_m(z)$ вычисляется интенсивность турбулентности согласно п. 4.4 [5]

$$l_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_o)} \text{ для } z_{\min} \leq z < z_{\max};$$

$$l_v(z) = l_v(z_{\min}) \text{ для } z \leq z_{\min},$$

где k_i – коэффициент турбулентности. Значение коэффициента турбулентности указано в национальном приложении Н.П.2.14 [5] и принимается 1,0.

Затем согласно п. 4.5 [5] находим пиковое значение скоростного напора, включающее средние и кратковременные изменения (колебания) скорости

$$q_p(z) = (1 + 7l_v(z)) \frac{1}{2} \rho v_m^2(z),$$

где ρ – плотность воздуха, которая зависит от высоты над уровнем моря, температуры и барометрического давления. Величина плотности воздуха ρ указана в национальном приложении Н.П.2.16 [5] и применяется без изменения $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$;

Заключительным этапом определения ветровых воздействий является расчет ветрового давления на поверхности в соответствии с п. 5.2 [5].

Ветровое давление w_e , действующее на внешние поверхности конструкций здания

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe},$$

где $q_p(z_e)$ – пиковое значение скоростного напора ветра;

z_e – базовая высота для внешнего давления, определяемая по разделу 7 [5];

c_{pe} – аэродинамический коэффициент внешнего давления, определяемый по разделу 7 [5].

Ветровое давление w_i , действующее на внутренние поверхности конструкций здания

$$w_i = q_p(z_i) c_{pi},$$

где $q_p(z_i)$ – пиковое значение скоростного напора ветра;

z_i – базовая высота для внутреннего давления, определяемая по разделу 7 [5];

c_{pi} – аэродинамический коэффициент внутреннего давления, определяемый по разделу 7 [5].

Ветровое давление на стену, кровлю или их элементы является результатом внешнего и внутреннего давления как показано на рис. 2.6.

Особое внимание необходимо уделить определению значений аэродинамических коэффициентов давлений для зданий. Согласно п. 7.2 [5] коэффициенты наружного давления c_{pe} для зданий и его частей зависят от размера загруженной площади, которая является площадью конструкции, создающей ветровое воздействие в сечении, которое рассчитывается. Они указываются в таблицах, распространяющихся на соответствующую форму зданий, для площадей 1 м^2 и 10 м^2 как $c_{pe,1}$ и $c_{pe,10}$ соответственно.

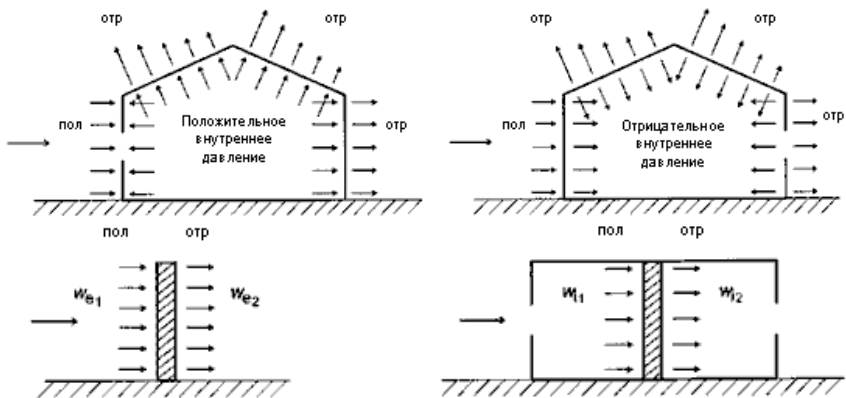


Рис. 2.6. Распределение давления на поверхности

Значения $c_{pe,1}$ служат для проектирования малых элементов конструкций и их анкерных креплений с площадью, воспринимающей нагрузку, не превышающей 1 м^2 , например элементы наружного ограждения и кровли. Значения $c_{pe,10}$ используются для расчета всей конструкции.

Сравнение значений ветровой нагрузки.

Для наглядности в табл. 2.7 приведены данные сравнения величин ветровых давлений на сооружение согласно СНиП [1] и ТКП EN [5]. Однако сравнивать ветровые давления $q_p(z)$ и w_m в полной мере не совсем корректно, так в соответствии с [5] $q_p(z)$ учитывает интенсивность турбулентности $l_v(z)$ (т. е. пульсационную составляющую), а документ [1] этого не делает (учитывается только среднее значение нагрузки). Поэтому дополнительно выполним сравнение промежуточного значения ветрового давления $q_p(z)$ без учета $l_v(z)$.

Таблица 2.7

Сравнение ветровой нагрузки

СНиП 2.01.07	ТКП EN 1991-1-4
1. Скорость ветра	1. Базовое значение скорости ветра
$v_0 = 19,42$ м/с (получено пересчетом из ветрового давления по формуле (3,9) [1])	$v_{b1} = c_{dir1} c_{season} v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24,0 = 24$ м/с; $v_{b2} = c_{dir2} c_{season} v_{b,0} = 71 \cdot 1,0 \cdot 24,0 = 17,04$ м/с, где $c_{dir1} = 1,0$ (max); $c_{dir2} = 0,71$ (min); $c_{season} = 1,0$; $v_{b,0} = 24$ м/с
	2. Средняя скорость ветра
$v_0 = 19,42$ м/с	$k_r = 0,19(z_0/z_{0,ji})^{0,07} = 0,19 \cdot (1/0,05)^{0,07} = 0,234$, где $z_0 = 1,0$ м; $z_{0,ji} = 0,05$ м; $c_r(z) = k_r \ln(z/z_0) = 0,234 \ln(12,0/1,0) = 0,581$; $v_{m1}(z) = c_r(z) c_0(z) v_{b1} = 0,581 \cdot 1,0 \cdot 24 = 13,96$ м/с; $v_{m2}(z) = c_r(z) c_0(z) v_{b2} = 0,581 \cdot 1,0 \cdot 17,04 = 9,90$ м/с, где $c_0(z) = 1,0$
3. Нормативное значение средней составляющей ветрового воздействия	3. Пиковое значение скоростного напора (сумма средней и пульсационной)
$w_0 = 0,23$ кПа	$l_v(z) = k_i / (c_0(z) \ln(z/z_0)) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(12/1)) = 0,40$, где $k_i = 1,0$. $q_{b1}(z) = 1/2 \rho v_{b1}^2(z) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot (24,0)^2 = 0,360$ кПа; $q_{b2}(z) = 1/2 \rho v_{b2}^2(z) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot (17,04)^2 = 0,181$ кПа, где $\rho = 1,25$ кг/м ³ . $q_{p1}(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot 1/2 \rho v_{m1}^2(z) =$ $= [1 + 7 \cdot 0,4] \cdot 1/2 \cdot 1,25 \cdot (13,96)^2 = 0,462$ кПа; $q_{p2}(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot 1/2 \rho v_{m2}^2(z) =$ $= [1 + 7 \cdot 0,4] \cdot 1/2 \cdot 1,25 \cdot (9,9)^2 = 0,233$ кПа

СНиП 2.01.07	ТКП EN 1991-1-4
4. Ветровое давление на поверхность	
$w_m = w_0 k c$	$w_e = q_p(z_e) c_{pe}$
4.1. Ветровое давление на стены	
$c_e = 0,8;$ $c_{e3} = -0,5$ (при $b/l > 2$) при $z = 5$ м; $w_{me} = w_0 k c_e = 0,23 \cdot 0,5 \cdot 0,8 =$ $= 0,092$ кПа; $w_{me,3} = w_0 k c_{e3} = 0,23 \cdot 0,5 \cdot (-0,5) =$ $= -0,058$ кПа, при $z = 10$ м; $w_{me} = w_0 k c_e = 0,23 \cdot 0,65 \cdot 0,8 =$ $= 0,12$ кПа; $w_{me,3} = w_0 k c_{e3} = 0,23 \cdot 0,65 \cdot (-0,5) =$ $= -0,075$ кПа, при $z = 12,0$ м; $w_{me} = w_0 k c_e = 0,23 \cdot 0,69 \cdot 0,8 =$ $= 0,127$ кПа; $w_{me,3} = w_0 k c_{e3} = 0,23 \cdot 0,69 \cdot (-0,5) =$ $= -0,079$ кПа	$c_{pe,10,D} = 0,734;$ $c_{pe,10,E} = -0,5;$ $w_{e,D1} = q_{p1}(z_e) c_{pe,10,D} = 0,462 \cdot 0,734 =$ $= 0,339$ кПа; $w_{e,E1} = q_{p1}(z_e) c_{pe,10,E} = 0,462 \cdot (-0,5) =$ $= -0,231$ кПа; $w_{e,D2} = q_{p2}(z_e) c_{pe,10,D} = 0,233 \cdot 0,734 =$ $= 0,171$ кПа; $w_{e,E2} = q_{p2}(z_e) c_{pe,10,E} = 0,233 \cdot (-0,5) =$ $= -0,117$ кПа
4.2. Ветровое давление на кровлю	
$c_{e1} = -0,571;$ $c_{e2} = -0,4;$ $w_{me,1} = w_0 k c_{e1} = 0,23 \cdot 0,696 \cdot (-0,571) =$ $= -0,091$ кПа; $w_{me,2} = w_0 k c_{e2} = 0,23 \cdot 0,696 \cdot (-0,4) =$ $= -0,064$ кПа	$c_{pe,10,G} = -1,2;$ $c_{pe,10,H} = -0,643;$ $c_{pe,10,J} = +0,086/(-0,429);$ $c_{pe,10,I} = +0,2/(-0,429);$ $w_{e,G1} = q_{p1}(z_e) c_{pe,10,G} = 0,462 \cdot (-1,2) =$ $= -0,554$ кПа; $w_{e,H1} = q_{p2}(z_e) c_{pe,10,H} = 0,462 \cdot (-0,643) =$ $= -0,297$ кПа

СНиП 2.01.07	ТКП EN 1991-1-4
	$w_{e,H1} = q_{p1}(z_e)c_{pe,10,I} =$ $= 0,462 \cdot (+ 0,086 / - 0,429) =$ $= + 0,040 / (-0,198) \text{ кПа};$ $w_{e,H1} = q_{p1}(z_e)c_{pe,10,I} =$ $= 0,462 \cdot (+ 0,2 / - 0,429) =$ $= + 0,092 / (-0,198) \text{ кПа};$ $w_{e,G2} = q_{p2}(z_e)c_{pe,10,G} =$ $= 0,233 \cdot (- 1,2) = - 0,280 \text{ кПа};$ $w_{e,H2} = q_{p2}(z_e)c_{pe,10,H} =$ $= 0,233 \cdot (- 0,643) = - 0,150 \text{ кПа};$ $w_{e,J1} = q_{p2}(z_e)c_{pe,10,I} =$ $= 0,233 \cdot (+ 0,086 / - 0,429) =$ $= + 0,020 / (-0,10) \text{ кПа};$ $w_{e,I2} = q_{p2}(z_e)c_{pe,10,I} =$ $= 0,233 \cdot (+ 0,2 / - 0,429) =$ $= + 0,047 / (-0,10) \text{ кПа}$
6. Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	
$\gamma_f = 1,4$	$\gamma_f = 1,5$

Вывод: существенное отличие в значениях ветровых давлений возникает за счет того, что в [5] независимо от типа здания, его геометрических характеристик и типа местности, учитывает динамическую составляющую ветрового давления. Также немало важным является тот факт, что в [5] при определении ветрового давления на кровлю применяются аэродинамические коэффициенты с большим значением, нежели в [1].

3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ

3.1. Методика расчета поперечной рамы согласно СНиП

Согласно п. 1.7 СНиП II-23-81* [6] расчётные схемы и основные предпосылки расчёта должны отражать действительные условия работы стальных конструкций. Также рекомендовано рассчитывать стальные конструкции как единые пространственные системы. Допускается разделение пространственных систем на отдельные плоские конструкции с учётом взаимодействия элементов между собой и с основанием.

По п. 1.8 [6] предусматривается расчёт конструкции с учётом неупругих деформаций стали. Если не разработана методика расчёта с учётом неупругих деформаций, то возможен расчёт статически неопределимых конструкций в предположении упругих деформаций стали по недеформированной схеме.

СНиП [6] регламентирует расчёт с учётом нелинейной деформации стали для полного отражения работы конструкции под нагрузкой. Однако при этом нет нормативно закреплённых рекомендаций, согласно которым можно было произвести данный расчёт. Поэтому наиболее часто используют линейный статический расчёт плоских конструкций.

3.2. Методика расчета поперечной рамы согласно ТКП EN

Формирование расчетной схемы.

В соответствие с ТКП EN 1993-1-1-2009 [8] расчетная модель сооружения и основные допущения при расчетах должны отражать работу конструкции в соответствующем предельном состоянии с соответствующей точностью и отражать предполагаемый тип поперечных сечений, элементов, соединений и опор (п. 5.1.1 [8]). То есть, расчётная модель должна отражать фактическую жёсткость опор, соединений и элементов, должна учитывать наличие несовершенств с допустимой степенью идеализации для каждого вида предельного состояния. Основной проблемой является обоснование параметров, характеризующих реальное поведение конструкции. Документ ТКП [8] даёт необходимую нормативную базу для выбора этих параметров.

При моделировании расчётной схемы необходимо чётко определить типы узлов, для выяснения необходимости учёта влияния их деформаций при расчёте на распределение моментов, сил

и на суммарные деформации конструкции. В общем случае этим влиянием можно пренебречь, но при наличии полужёстких соединений оно должно быть принято во внимание. Согласно ТКП [8] при статическом расчёте различают три типа узлов (п. 5.1.2 [8]):

- простой, в котором можно допустить, что узел не передает изгибающие моменты;
- жесткий, в котором можно допустить, что деформация узла не оказывает влияния на результаты расчета;
- полужесткий, в котором деформации узла должны быть приняты во внимание при расчете.

Влияние деформированной геометрии конструкции.

В ТКП [8] в отличие от СНиП [6] предусматривается нормативная база, благодаря которой можно обосновано учесть деформированную геометрию конструкции при ее нагружениях.

Согласно п. 5.2.1 [8] различают два вида расчёта:

- расчет по теории первого порядка, использующего начальную геометрию конструкции;
- расчет по теории второго порядка, учитывающего влияние деформаций конструкции.

Согласно п. 5.2.1 [8] 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, если соблюдается следующий критерий:

- для расчёта в упругой стадии

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 ;$$

- в пластической стадии

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 ,$$

где α_{cr} – коэффициент увеличения расчётной нагрузки, при котором будет достигнуто неустойчивое состояние при статическом расчёте;

F_{cr} – критическая нагрузка при потере общей устойчивости в упругой стадии, определённая на основе начальных упругих жесткостей;

F_{Ed} – расчётная действующая нагрузка на конструкцию.

Для рамных каркасов с небольшим уклоном кровли (можно считать малым, если его значение не более чем 1:2) и балочно-стоечных типах плоских рам зданий, как для частного случая, согласно п. 5.2.1 [8], может выполняться расчёт первого порядка, если выше отмеченные критерии выполняется для каждого этажа. При условии, что осевое сжатие в балках или стропилах незначительно, α_{cr} можно найти приближенно:

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

где H_{Ed} – расчётное значение горизонтальной реакции в основании этажа от приложения горизонтальных нагрузок;

V_{Ed} – суммарная расчётная вертикальная нагрузка на конструкцию в основании этажа;

h – высота этажа;

$\delta_{H, Ed}$ – горизонтальное смещение верха этажа относительно основания этажа при действии на раму горизонтальных нагрузок и фиктивных горизонтальных нагрузок, приложенных на уровне каждого этажа.

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.

Расчет конструкций с учетом деформированной геометрии.

В случае значительного влияния деформации на конструкцию, его учёт может быть выполнен следующими методами (п. 5.2.2 [8]):

– с помощью статического расчёта, с использованием «коэффициента поперечного отклонения»;

– частично с помощью статического расчёта и частично с помощью проверки устойчивости отдельных элементов, «итерационный метод»;

– для основных видов напряжённо-деформированного состояния – проверкой устойчивости отдельных элементов, с использованием расчётных длин, соответствующих форме общей потери устойчивости конструкции.

Проверку устойчивости рам или их частей необходимо производить с учётом несовершенств и эффектов второго рода (п. 5.2.2 [8]).

Расчёт первого порядка с использованием коэффициента поперечного отклонения учитывает только те эффекты второго рода, которые возникают при поперечном отклонении конструкции (п. 5.2.2 [8]). 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. Расчёт по данному методу выполняется в следующем порядке: производится 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 $V_{Ed}\varphi$, обусловленные несовершенствами конструкции.

Коэффициент поперечного отклонения определяется по формуле

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

Порядок расчета первого порядка с использованием итерационного метода может быть представлен следующим образом. Вначале выполняется упругий статический расчет первого порядка со всеми

нагрузками $(V + H)$ и, если необходимо, учитывая эквивалентные нагрузки $(\varphi_{init} V)$, заменяющие начальные несовершенства поперечного отклонения (φ_{init} – начальное поперечное отклонение). Из этого расчета получают значения угла поперечного отклонения φ_i каждого сжатого элемента и внутренние усилия, согласно рис. 3.1.

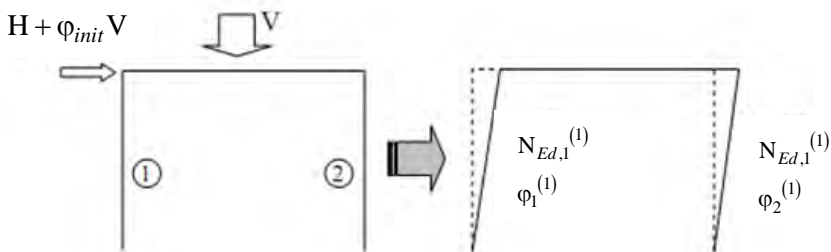


Рис. 3.1. Первая итерация расчета

На второй итерации поперечное отклонение φ_i для каждого сжатого элемента, заменяется парой эквивалентных сил $\varphi_i N_{Ed,i}$ и выполняется упругий статический расчет первого порядка на те же нагрузки, но с учетом дополнительных сил, 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, согласно рис. 3.2.

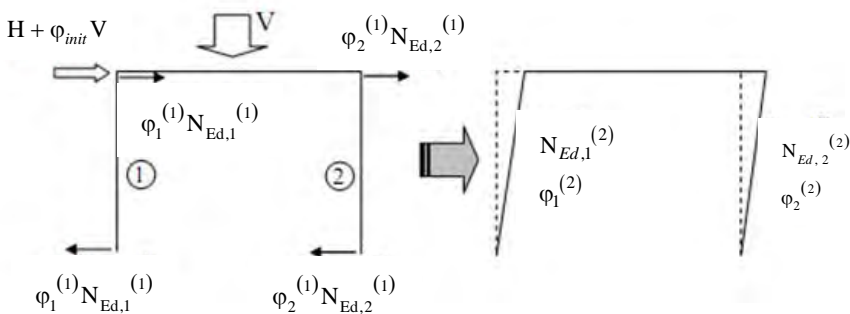


Рис. 3.2. Вторая итерация расчета

Если сходимость значений перемещений и внутренних усилий не достигнута, то переходят к следующей итерации. В общем случае достаточно трех 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) 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.

Учет несовершенств.

В реальных конструкциях всегда присутствуют начальные несовершенства, включая остаточные напряжения и геометрические несовершенства, такие как отклонение от вертикали, прямолинейности, плоскопараллельности, отсутствие пригонки и любой незначительный эксцентриситет в соединениях ненагруженной конструкции. Поэтому согласно п. 5.3.1 [8] для учета их влияния в расчетные формулы должны быть введены соответствующие корректировки или они должны быть учтены при статическом расчёте.

Согласно п. 5.3.2 [8] 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 ; (рис. 3.3) и местных изгибных отклонений элементов δ (рис. 3.4).



Рис. 3.3. Эквивалентные несовершенства при поперечном отклонении

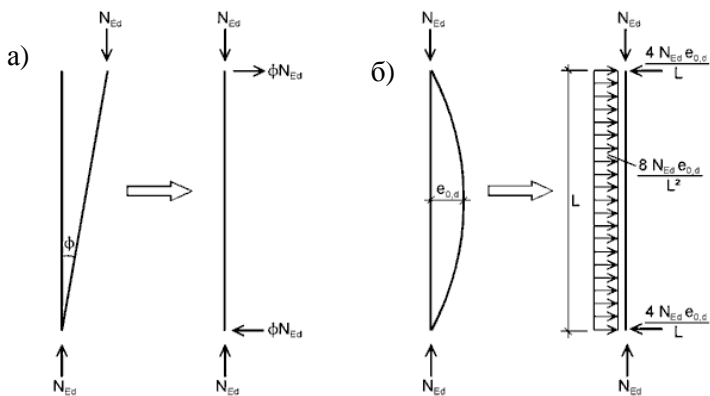


Рис. 3.4. Замена начальных отклонений эквивалентными горизонтальными силами: *а* – начальные поперечные отклонения; *б* – начальные местные изгибные отклонения

Значение начального поперечного отклонения φ_i можно определить

$$\varphi = \varphi_0 \alpha_h \alpha_m,$$

где $\varphi_0 = 1/200$;

α_h – понижающий коэффициент, учитывающий высоту колонны:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \quad \text{но } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0,$$

где h – высота конструкции;

α_m – понижающий коэффициент, учитывающий количество колонн в ряду:

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

где m – количество колонн в ряду, включая 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 балочно-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 (п. 5.3.2 [8]).

Рекомендуемые значения начального местного изгибного несовершенства приведены в табл. 5.1 [8].

Начальные поперечные отклонения и начальные местные изгибные отклонения могут быть заменены системами эквивалентных горизонтальных сил, приложенных к каждой из колонн, согласно рис. 3.4.

3.3. Сравнение методик расчета

Из представленного выше материала видно, что в ТКП *EN* нормативно закреплены более широкие возможности для учета реальной работы конструкции. Принятая конструкция здания позволяет уменьшить влияния различий в процедурах статического расчета конструкций. Расчетная схема рамы (схема постоянных нагрузок согласно СНиП II-23–81*[6]) представлена на рис. 3.5.

Расчетные схемы рамы, согласно ТКП *EN* 1993-1-1[8], аналогичны представленной на рис. 3.5. Произведем учет начальных несовершенств в виде начальных поперечных отклонений на основании расчетных усилий, полученных при статическом расчете первого порядка.

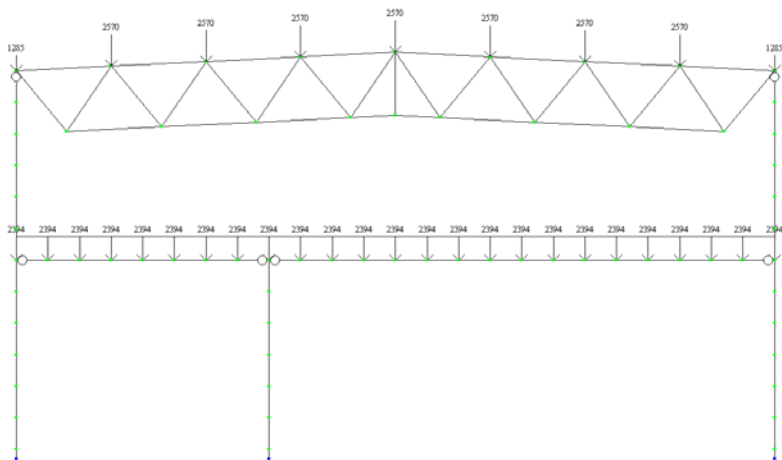


Рис. 3.5. Расчетная схема рамы, схема постоянных нагрузок

Определим:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{12}} = 0,577, \text{ при этом } \alpha_h \text{ принимается не менее } 0,667;$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866;$$

$$\varphi = \varphi_0 \alpha_h \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 0,657 \cdot 0,866 = 2,85 \cdot 10^{-3}.$$

Рассчитаем эквивалентные горизонтальные силы (расчетные значения), прикладываемые на каждый этаж рамы.

Постоянная нагрузка:

– перекрытие

$$\varphi(F_{G,\text{пер}}) = \varphi\left(\sum q_{G,\text{пер},i} l_i b_i\right) = 2,85 \cdot 10^{-3} \cdot (4,86 \cdot 24 \cdot 6) = 2,0 \text{ кН};$$

– покрытие

$$\varphi F_{G,\text{пок}} = \varphi\left(\sum q_{G,\text{пок}} l_i b_i\right) = 2,85 \cdot 10^{-3} \cdot (1,62 \cdot 24 \cdot 6) = 0,66 \text{ кН}.$$

Временная нагрузка:

– перекрытие

$$\varphi N_{Q,\text{пер}} = 2,85 \cdot 10^{-3} \cdot (30,75 \cdot 24 \cdot 6) = 12,6 \text{ кН};$$

– покрытие

$$\varphi N_{Q,\text{пер}} = 2,85 \cdot 10^{-3} \cdot (0,75 \cdot 24 \cdot 6) = 0,3 \text{ кН}.$$

Снеговая нагрузка:

– покрытие

$$\varphi N_S = 2,85 \cdot 10^{-3} \cdot (1,92 \cdot 24 \cdot 6) = 0,8 \text{ кН}.$$

Далее выполним статический расчет поперечной рамы с учетом эквивалентных горизонтальных нагрузок. Затем рассчитаем поперечную раму на устойчивость, в результате чего получим коэффициент запаса устойчивости α_{cr} . Минимальное значение коэффициента $\alpha_{cr} = 18,8 > 10$, следовательно, учет эффектов второго рода не требуется.

4. ПРАВИЛА КОМБИНАЦИЙ УСИЛИЙ

Анализ комбинаций расчетных усилий выполнен только для проверок предельных состояний несущей способности. В Еврокодах комбинации усилий для проверок предельных состояний эксплуатационной пригодности зависят от вида состояния (необратимые, обратимые, длительные), при этом не установлены критерии (предельные значения) для их оценки. Однако для конструктивных решений в рассматриваемом примере проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности не критичны.

4.1. Правила комбинаций усилий согласно СНиП

В соответствии с СНиП 2.01.07 [1] расчет конструкций и оснований по предельным состояниям первой и второй групп следует

выполнять с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий. Эти сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок для рассматриваемой стадии работы конструкции или возможности появления различных схем приложения временных нагрузок или при отсутствии некоторых из нагрузок.

Согласно п. 1.11 [1] различают:

– основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;

– особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

Согласно п. 1.12 [1] при учете сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок или соответствующих им усилий следует умножать на коэффициенты сочетаний, равные:

– в основных сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$, для кратковременных $\psi_2 = 0,9$;

– в особых сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$, для кратковременных $\psi_2 = 0,8$, кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений для сейсмических районов и в других нормах проектирования конструкций и оснований. При этом особую нагрузку следует принимать без снижения.

4.2. Правила комбинаций усилий согласно ТКП EN

Аналогично как для СНиП [1], так и для ТКП EN 1990–2011 [10], согласно п. 6.1 для выбранных расчетных ситуаций и значимых предельных состояний отдельные воздействия для выявления критических случаев нагружения следует объединять в сочетания.

Согласно п. 6.4.3.1 [10] для каждого критического случая нагружения следует определять расчетные значения эффектов воздействий E_d , применяя сочетания воздействий, которые рассматриваются как действующие одновременно. При этом каждое сочетание включает доминирующее переменное воздействие или особое воздействие.

Согласно п. 6.4.3.2 [10] общая форма записи эффектов воздействий для основного сочетания имеет следующий вид:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i};$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i},$$

где $G_{k,j}$ – характеристическое значение постоянного воздействия;

$Q_{k,i}$ – характеристическое значение сопутствующего переменного воздействия;

$Q_{k,1}$ – характеристическое значение доминирующего переменного воздействия;

$\gamma_{G,j}, \gamma_{Q,i}$ – частные коэффициенты соответственно для постоянного и переменного воздействий;

$\psi_{0,i}$ – коэффициент для комбинационного значения переменного воздействия;

ξ – понижающий коэффициент для неблагоприятного постоянного воздействия.

Менее благоприятное из двух выражений выбирается для дальнейшего расчета)

Численные значения частных коэффициентов следует принимать в соответствии с приложением А [10], согласно НП.1[10]:

– коэффициенты для постоянной нагрузки $\xi = 0,85$;

– для полезных нагрузок $\psi_0 = 0,7$;

– для снеговой нагрузки $\psi_0 = 0,6$;

– для ветровой нагрузки $\psi_0 = 0,6$.

4.3. Сравнение и анализ эффектов воздействий

Расчетные значение эффектов воздействий, полученных в результате расчета по СНИП [6] и ТКП EN [8], приведены в табл. 4.1:

Таблица 4.1

Анализ расчетных усилий в элементах рамы

	СНиП	EN	k_i
Балочные элементы			
Б1	$M = 245,1$ кНм, $Q = 163,4$ кН	$M = 315,4$ кНм, $Q = 210,2$ кН	$k_M = 1,286$, $k_Q = 1,286$
Б2	$M = 1299,9$ кНм, $Q = 511,4$ кН	$M = 1683,9$ кНм, $Q = 662,5$ кН	$k_M = 1,295$, $k_Q = 1,295$
Б3	$M = 5222,3$ кНм, $Q = 1172,6$ кН	$M = 6737,4$ кНм, $Q = 1512,8$ кН	$k_M = 1,290$, $k_Q = 1,290$
Элементы фермы			
ВП	$N = -746,3$ кН, $M = 4,23$ кНм	$N = -795,3$ кН, $M = 4,51$ кНм	$k_N = 1,065$
НП	$N = 771,3$ кН, $M = 5,58$ кНм	$N = 821,6$ кН, $M = 5,94$ кНм	$k_N = 1,065$
Р1	$N = -280,5$ кН, $M = 0,94$ кНм	$N = -298,8$ кН, $M = 1,13$ кНм	$k_N = 1,065$
Р2	$N = -200,0$ кН, $M = 1,15$ кНм	$N = -213,1$ кН, $M = 1,24$ кНм	$k_N = 1,065$
Колонна К1			
	$N = -1518,9$ кН, $M = 150,4$ кНм	$N = -1914,4$ кН, $M = 198,1$ кНм	$k_N = 1,260$, $k_M = 1,317$

На основании полученных данных можно сделать вывод о том, что в значения внутренних усилий согласно ТКП EN на 20–30 % больше, чем по СНиП. Данные различия в полученных результатах возникают по ряду причин. Во-первых, нормативные значения нагрузок по ТКП EN больше, чем по СНиП. Во-вторых, в ТКП EN применяются большие значения коэффициентов надежности по нагрузке, нежели в СНиП. В-третьих, при составлении комбинаций внутренних усилий по двум нормативным документам используются разные коэффициенты сочетаний. И в-четвертых, при расчете поперечной рамы по ТКП EN , помимо основных нагрузок, необходимо учитывать эквивалентные горизонтальные усилия в этажах рамы, учитывающие начальные несовершенства конструкций.

5. СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИОННЫЕ СТАЛИ

5.1. Стали по национальным нормам

В настоящее время в Республике Беларусь при проектировании стальных конструкций действует Межгосударственный стандарт ГОСТ 27772–89 «Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия»[11]. Стандарт разработан и утвержден в 1988 г, введен 01.01.1989 г.

Согласно п. 1.1 [11] фасонный прокат изготавливают из стали С235, С245, С255, С275, С285, С345, С345К, С375; листовой универсальный прокат и гнутые профили – из стали С235, С245, С255, С275, С285, С345, С345К, С375, С390, С390К, С440, С590, С590К. Обозначение марки стали включает в себя: буква «С» – сталь строительная; цифры – предел текучести σ_y в МПа наиболее тонкого листа проката; буква «К» – вариант химического состава.

По прочности стали делятся на три группы: малоуглеродистые стали обычной прочности (С235 С245, С255 ...); низколегированные стали повышенной прочности (С345, С375...); стали высокой прочности (С590, С590К...), упрочненные легированием и термической обработкой.

По степени раскисления и характеру затвердевания стали делятся на кипящие, полуспокойные и спокойные. Стали раскисляют введением в жидкий металл при выпуске из печи энергичных элементов-раскислителей, таких как марганец (Mn), кремний (Si), алюминий (Al) и иногда кальция или титана.

Кипящие стали – это не раскисленные стали; вследствие выделения газов при разливке в изложницы сталь кипит и носит название кипящей. Выделение газообразных продуктов при кристаллизации слитка приводит к резкому усилению его неоднородности по содержанию углерода, серы и фосфора. В этих сталях имеет место высокое содержание кислорода и низкое содержание кремния, марганца, алюминия, что ведет к образованию крупнозернистой микроструктуры.

Спокойные стали обычно раскисляют кремнием (от 0,12 до 0,3 %), марганцем и алюминием (до 0,1 %), соединяясь с кислородом они уменьшают его вредное влияние и способствует образованию мелкозернистой однородной структуры, сталь затвердевает спокойно без газовой выделений. Поэтому прочностные свойства и сопротивляемость хрупкому разрушению в таких сталях повышается по сравнению с кипящей сталью.

Полуспокойные стали по степени раскисления занимают промежуточное положение между спокойными и кипящими сталями. Качество стали в части однородности химического состава, микроструктуры, механических свойств и сопротивлению хрупкому разрушению уступает спокойной стали и занимает между ним и прокатом кипящей стали промежуточное значение.

Сталь С235 – кипящая; С245 –полуспокойная; С255, С285, С345, С375 – спокойные.

По ГОСТ улучшение свойств сталей производится термической обработкой, что позволяет получить оптимальное соотношение прочностных и пластических характеристик.

Механические свойства сталей оцениваются по следующим характеристикам:

- по сопротивлению статическим воздействиям – пределу текучести (σ_y) и временному сопротивлению (σ_u), пластичность – по относительному удлинению (ϵ);
- по сопротивлению динамическим воздействиям и хрупкому разрушению – по показателю ударной вязкости (КС).

Предел текучести, предел прочности и относительное удлинение стали определяют для проката на образцах по результатам испытаний на растяжение по ГОСТ 1497 «Металлы. Методы испытаний на растяжение» [13].

Ударную вязкость определяют для проката с номинальной толщиной 5 мм и более по ГОСТ 9454–78 «Металлы. Метод испытания на ударный изгиб при пониженных, комнатной и повышенных температурах» [12] на образцах типа *KCU* с концентратором вида *U* (буквы «КС» обозначают ударную вязкость, буква «*U*» – вид концентратора - с полукруглым подрезом).

Чтобы исключить хрупкое разрушение при самой низкой температуре эксплуатации минимальное значение ударной вязкости *KCU* для таких образцов при положительной температуре $t = +20$ °С, $t = 0$ °С и отрицательной температуре $t = -20$ °С, $t = -40$ °С должны быть не менее 29 Дж/см².

В соответствии со СНиП выбор стали для конструкции принимается в зависимости от условий эксплуатации здания или сооружения.

5.2. Стали по европейским нормам

При проектировании стальных конструкций в соответствие с европейскими правилами наиболее часто используют стандарт конструкционных сталей *EN 10025* «Горячекатаный прокат из конструкционных сталей» – часть 2 «Технические условия поставки нелегированных конструкционных сталей» [15].

Европейский стандарт к конструкционным сталям *EN 10025* подготовлен Техническим комитетом *ECISS/TC 10* (Европейский комитет по стандартизации железа и чугуна) «Конструкционные стали – Марки и качество», одобрен *CEN* (Европейским комитетом по стандартизации) 1 апреля 2004 г. Европейскому стандарту присвоен статус Национального стандарта без каких-либо изменений для стран ЕС. Вступающие с ним в противоречие национальные стандарты стран *CEN* должны были быть убраны из обращения.

В европейском стандарте определены восемь марок стали S185, S235, S275, S355, S450, E295, E335, E360. Обозначение марки стали включает в себя: буквы: «S» – конструкционная сталь; «E» – инженерная сталь, цифры обозначают минимальное значение предела текучести f_y в МПа ($1 \text{ МПа} = 1 \text{ Н/мм}^2$) для толщин ≤ 16 мм.

Марки стали S235 и S275 могут поставляться с качеством JR, J0 и J2. Марка S355 может поставляться с качеством JR, J0, J2 и K2. Марка S450 поставляется с качеством J0. Для всех сталей гарантируется значение ударной вязкости не менее 27 дж/см^2 на образцах типа KCV: для JR – при $t = +20 \text{ }^\circ\text{C}$; J0 – при $t = 0 \text{ }^\circ\text{C}$; J2 – при $t = -20 \text{ }^\circ\text{C}$ и K2 – при $t = -40 \text{ }^\circ\text{C}$.

Способы раскисления стали обозначаются следующим образом: FN – неуспокоенная (кипящая) сталь, которая не допускается; FF – полностью раскисленная сталь, содержащая азотосвязывающие элементы в количестве, достаточном для связывания присутствующего азота. Раскисление стали осуществляется добавками алюминия (Al), кремния (Si), марганца (Mn) и титана (Ti).

Стали могут поставляться в катаном состоянии (+AR), это состояние поставки без проведения какой-либо специальной прокатки и/или термообработки. Нормализующая прокатка (+N), это такой процесс прокатки, при котором конечная деформация производится в определенном температурном диапазоне. Термомеханическая прокатка (M), процесс прокатки, при котором конечная деформация производится

в определенном температурном диапазоне и в результате которого материал приобретает такие свойства, которые не могут быть достигнуты или повторены только с помощью термообработки.

Механические свойства сталей, как и по национальным нормам, оцениваются по пределу текучести (f_y) и временному сопротивлению (f_u), по сопротивлению динамическим воздействиям и хрупкому разрушению – по работе образцов на удар (ударная вязкость) и пластичность – по относительному удлинению.

Для проверки соответствия конструкции EN 19931-1 и достаточности пластичности к стали установлены следующие требования.

Для упругого расчета:

$f_u/f_y > 1,10$; удлинение разрыва не менее 15 % (при длине образца $5,65\sqrt{A_0}$ где A_0 – площадь поперечного сечения); $\epsilon_u > 15\epsilon_y$ (ϵ_u – деформация предела прочности, а ϵ_y – деформация предела текучести).

Для пластического расчета:

$f_u/f_y > 1,15$; удлинение разрыва не менее 15 % (при длине образца $5,65\sqrt{A_0}$); $\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$.

Согласно европейских норм испытание на удар должно выполняться в соответствии с EN 10045-1. Испытания проводятся **образцах типа KCV** (с концентратором в виде острого подреза) при температуре +20 °С, 0 °С, –20 °С, –40 °С и при двух дополнительных температурах испытания, чтобы показать переход от пластичного состояния к хрупкому. Значение ударной вязкости при любой из заданных температур должно быть не менее 27 Дж/см².

Образцы типа KCV ближе отражают реальную работу конструкции с трещиной. Модуль упругости для расчетов по EN принимается равным $E = 210\,000$ Н/мм². По национальным нормам модуль упругости равен $E = 206\,000$ Н/мм².

Пример маркировка сталей по стандарту EN.

Сталь EN 10025-2 – S355J0C+N (или +AR) обозначает: конструкционная сталь (S), заданный минимальный предел текучести $f_y = 355$ МПа, при температуре окружающей среды, минимальная величина работы удара не ниже 27 Дж при 0 °С (J0), пригодность к отбортовке в холодном состоянии (C), состояние поставки после нормализующей прокатки (+N) (или в катаном состоянии (+AR)).

Ниже представлены таблицы для сравнения механических свойств сталей по ГОСТ 27772–88 и EN 10025-2 (табл. 5.1, 5. 2).

Таблица 5.1

Механические свойства проката по ГОСТ 27772-88

Сталь	Толщина полки, мм	Механические хар-ки			Ударная вязкость <i>KCU</i> , Дж/см ²				
		Предел текучести σ_y , МПа	Временное сопротивление σ_u , МПа	Относительное удлинение δ , %	При температуре, °С			После мех. старения	
					-20	-40	-70		
С235	От 4 до 20 включ.	235	360	26	—	—	—	—	
	Св. 20 до 40 включ.	225		25					
С245	От 4 до 20 включ.	245	370	25	—	—	—	29	
	Св. 20 до 25 включ.	235		24				29	
	Св. 25 до 30 включ.							—	
С255	От 4 до 10 включ.	255	380	25	29	—	—	29	
	Св. 10 до 20 включ.	245	370					29	29
	Св. 20 до 40 включ.	235						24	29
С345	От 4 до 20 включ.	345	490	21	—	39	34	29	
	Св. 10 до 20 включ.	325	470			34	29	29	
	Св. 20 до 40 включ.	305	460			34	—	29	

Таблица 5.2

Механические свойства проката по EN 10025–2

Сталь	Механические характеристики						Ударная вязкость KCV,	
	Номинальная толщина, мм	Минимальный предел текучести R_{eH} , МПа	Номинальная толщина, мм	Предел прочности R_m , МПа	Номинальная толщина, мм	Минимальное относительное удлинение после разрыва, %	при температуре, °С	Дж/см ²
S235JR	≤16	235	≥3, ≤100	360–510	≥3, ≤40	26	20	27
S235J0	>16, ≤40	225				–	0	27
S235J2	–	–				24	–20	27
S355JR	≤16	355	–	470–630	≥3, ≤40	22	20	27
S355J0	>16, ≤40	345				–	0	27
S355J2	–	–				–	–20	27
S355K2	>40, ≤63	335				20	–20	40*

* Данное значение соответствует 27 Дж/см² при –30 °С.

5.3. Влияние химического состава на свойства сталей

Основные химические элементы, применяемые при легировании строительных сталей.

Углерод (С), повышая прочность стали, снижает пластичность и ухудшает ее свариваемость. С ростом содержания углерода в структуре стали увеличивается количество цементита при одновременном снижении доли феррита. Изменение соотношения между составляющими приводит к уменьшению пластичности, а также к повышению прочности и твердости.

Поэтому в строительных сталях, которые должны быть достаточно пластичными и хорошо свариваемыми, углерод допускается в количестве не более 0,22 %.

Углерод влияет на вязкие свойства. Увеличение содержания углерода повышает порог хладоломкости и снижает ударную вязкость.

Кремний (Si), находясь в твердом растворе с ферритом, повышает прочность стали, но ухудшает ее свариваемость и стойкость

против коррозии. В малоуглеродистых сталях кремний применяется как хороший *раскислитель*; в этом случае кремний в малоуглеродистых сталях добавляется в пределах до 0,3 %, в низколегированных сталях — до 1 %.

Алюминий (Al) входит в сталь в виде твердого раствора феррита в виде различных нитридов и карбидов, хорошо *раскисляет* сталь, нейтрализует вредное влияние фосфора, повышает ударную вязкость.

Марганец (Mn) растворяется как в феррите, так и в цементите; образует тугоплавкие карбиды, что приводит к повышению прочности и вязкости стали. Марганец служит хорошим *раскислителем*, а соединяясь с серой, снижает вредное ее влияние. В малоуглеродистых сталях марганца содержится до 0,64 %, а в легированных — до 1,5 %; при содержании марганца более 1,5 % сталь становится хрупкой.

Медь (Cu) несколько повышает прочность стали и увеличивает стойкость ее против коррозии. Избыточное ее содержание (более 0,7 %) способствует старению стали.

Повышение механических свойств легированной стали осуществляется присадкой металлов, вступающих в соединение с углеродом и образующих карбиды, а также способных растворяться в феррите и замещать атомы железа. Такими легирующими металлами являются *марганец (Mn), хром (Cr), ванадий (V), вольфрам (W), молибден (Mo), титан (Ti)*. Прочность легированных сталей также повышается при введении никеля, меди, кремния и алюминия, которые входят в сталь в виде твердых растворов (феррита).

Легирующие элементы (хром, никель, вольфрам, молибден, ванадий и др.) снижают пластичность и повышают сопротивление деформации, причем тем сильнее, чем больше углерода в стали.

Вредные примеси. К ним в первую очередь относятся: **фосфор**, который, образуя раствор с ферритом, увеличивает хрупкость стали особенно при пониженных температурах (хладноломкость) и уменьшает пластичность при повышенных; **сера**, делающая сталь красноломкой (склонной к образованию трещин при температуре (+800–1000 °C)) вследствие образования легкоплавкого сернистого железа. Поэтому содержание серы и фосфора в стали ограничивается так, что в углеродистой стали – серы до 0,05 % и фосфора до 0,04 %.

Ниже представлена табл. 5.3 химического состава сталей по ГОСТ 27772–88 и EN 10025–2.

Таблица 5.3

Химический состав стали по EN 10025–2 и ГОСТ 27772–88

Обозначение	Обозначение качества	Способ раскисления	С в % max для номинальной толщины продукции в мм			Si % max	Mn % max	P % max <i>d</i>	S % max <i>d, e</i>	Ni % max <i>f</i>	Cr % max	Cu % max <i>g</i>
			≤16	> 16 ≤ 40	>40							
По EN 10025–2												
S235	JR	FN	0,17	0,17	0,20	–	1,4	0,035	0,035	0,12	–	0,55
S235	J0	FN	0,17	0,17	0,17	–	1,4	0,030	0,030	0,12	–	0,55
S235	J2	FF	0,17	0,17	0,17	–	1,4	0,025	0,025	–	–	0,55
S355	JR	FN	0,24	0,24	0,24	0,55	1,6	0,035	0,035	0,12	–	0,55
S355	J0	FN	0,20	0,20	0,22	0,55	1,6	0,030	0,030	0,12	–	0,55
S355	J2	FF	0,20	0,20	0,22	0,55	1,6	0,025	0,025	–	–	0,55
S355	K2	FF	0,20	0,20	0,22	0,55	1,6	0,025	0,025	–	–	0,55
По ГОСТ 27772–88												
C235	2	кп	≤0,22			≤0,05	≤0,6	≤0,04	≤0,05	≤0,03	≤0,03	≤0,03
C245	6	пс	≤0,22			0,05–0,15	≤0,65	≤0,04	≤0,05	≤0,03	≤0,03	≤0,03
C255	5	сп	≤0,22			0,15–0,3	≤0,65	≤0,04	≤0,05	≤0,03	≤0,03	≤0,03
C345	–	сп	≤0,15			≤0,8	1,3–1,7	≤0,035	≤0,04	≤0,03	≤0,03	≤0,03
FN – неуспокоенная (кипящая) сталь не допускается; FF – полностью раскисленная сталь; JR, J0, J2, K2 – показатели качества стали. кп – кипящая сталь; сп – спокойная сталь; пс – полуспокойная сталь.												

5.4. Анализ свойств сталей

Исходя из анализа механических характеристик и химического состава стали, можно сделать следующие выводы:

1. В СНИП (ГОСТ) и *EN* принята идентичная маркировка сталей – по пределу текучести (С235..., S235..., и т. д.).

2. По СНИП (ГОСТ) в зависимости от способа раскисления сталь С235 – кипящая (кп), С245 – полуспокойная (пс) и С255 – спокойная (сп). В ГОСТ принят более дифференцированный подход к прочностным характеристикам стали в зависимости от толщины, в СНИП в зависимости от условий эксплуатации все конструкции разделены на 4 группы, в соответствии с которыми и назначается марка стали.

В *EN* по способу раскисления все стали делятся на неуспокоенные *FN* (кипящие) стали, которые не допускаются, и полностью раскисленные *FF* стали. Раскисления по *EN* обеспечивается более высоким содержанием Si, Mn, остаточного AL (0,2 %), за счет этого получается более мелкозернистая структура менее склонная к росту зерна, уменьшается содержание кислорода, повышается сопротивляемость хрупкому разрушению.

3. Химический состав. Согласно ГОСТ содержание С не более 0,22 %, вредных примесей не должно превышать S – 0,05 %, P – 0,04 %, повышенное содержание Ni и Cr.

По *EN* – для стали S235 содержание С не более 0,17 %, сталь более чистая по содержанию вредных примесей $S \leq (0,035-0,025 \%)$, $P \leq (0,035-0,025 \%)$ и N.

4. Испытание на ударную вязкость (удар). По ГОСТ используются образцы типа *KCU*, по *EN* приняты образцы типа *KCV*. Образцы *KCV* ближе соответствуют действительным концентраторам напряжений в виде трещин, подрезов и др.

5. Качество стали по *EN* выше, чем по ГОСТ и достигается повышением чистоты сталей по содержанию примесей и содержанию ликваций и неметаллических включений, проведению нормализующей и термомеханической прокатки, в результате чего размельчается зерно, снимаются внутренние напряжения, повышается пластичность и прочность проката.

6. РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

6.1. Расчет балки Б1согласно СНиП

Пролет балки $\ell = 6,0$ м, шаг балок $a = 2,0$ м, $\gamma_n = 0,95$. Данная конструкция относится к группе 2 (табл. 50* [6]), принимаем сталь С245 по ГОСТ 27772–88 с $R_y = 240$ Мпа для проката толщиной от 2 до 20 мм (табл. 51*[6]).

а) определяем нагрузку на балку, используя табл. 2.1(без учета собственной массы балки) и табл. 2.3:

– расчетная погонная нагрузка

$$q = (3,78 + 24,6) \cdot 2 \cdot 0,95 = 53,922 \text{ кН/м};$$

– нормативная погонная нагрузка

$$q_n = (3,4 + 20,46) \cdot 2 \cdot 0,95 = 45,334 \text{ кН/м}.$$

Расчетная схема балки приведена на рис. 6.1

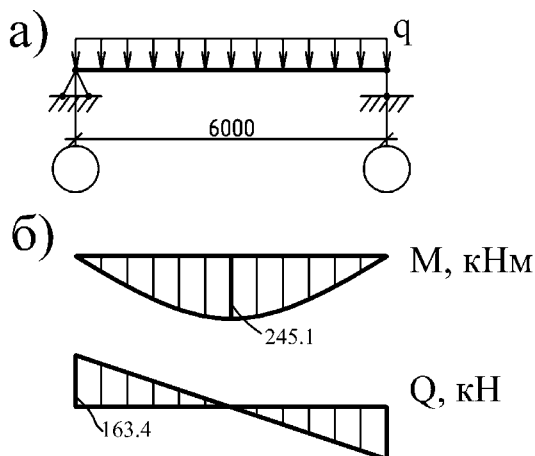


Рис. 6.1. К статическому расчету балки:
а – расчетная схема; б – расчетные усилия

Изгибающий момент и требуемый момент сопротивления будут равны:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{53,922 \cdot 6^2}{8} = 242,65 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$W_{req} = \frac{M_{\max}}{c_x R_y \gamma_c} = \frac{242,65 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 240 \cdot 1,1} = 835,6 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр I40Б2 по ГОСТ 26020–83 с характеристиками сечения:

$A = 69,72 \text{ см}^2$, $I_x = 18\,530 \text{ см}^4$, $W_x = 935,7 \text{ см}^3$, $S = 529,7 \text{ см}^3$,
 $h_b = 396 \text{ мм}$, $b_f = 165 \text{ мм}$, $t_f = 11,5 \text{ мм}$, $t_w = 7,5 \text{ мм}$, $R = 21 \text{ мм}$,
 $m = 54,7 \text{ кг/м}$.

б) уточняем нагрузку и усилия с учетом собственного веса балки:
– расчетная погонная нагрузка

$$q = ((3,78 + 24,6) \cdot 2 + 0,547 \cdot 1,05) \cdot 0,95 = 54,47 \text{ кН/м};$$

– нормативная погонная нагрузка

$$q_n = ((3,4 + 20,46) \cdot 2 + 0,547) \cdot 0,95 = 45,85 \text{ кН/м}.$$

Максимальный изгибающий момент и поперечная сила будут равны:

$$M_{\max} = \frac{54,47 \cdot 6^2}{8} = 245,115 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max} = \frac{54,47 \cdot 6}{2} = 163,41 \text{ кН}.$$

в) проверка несущей способности балки:
– на изгиб

$$\frac{M_{\max}}{c_x W_x R_y \gamma_c} = \frac{245,115 \cdot 10^3}{1,102 \cdot 935,7 \cdot 240 \cdot 1,1} = 0,9 < 1,$$

где c_x – коэффициент, определяемый по приложению 5*[6], при $A_f/A_w = 0,68$; $c_x = 1,102$;

– на срез

$$\frac{Q_{\max} S}{I_x t_w R_s \gamma_c} = \frac{163,41 \cdot 529,7 \cdot 10}{18\,530 \cdot 0,75 \cdot 139,2 \cdot 1,1} = 0,357 < 1,$$

где $R_s = 0,58 \cdot 240 = 139,2$ МПа.

Несущая способность балки обеспечена.

г) проверка жесткости балки:

$$f = \frac{5q_n l^4}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 45,93 \cdot 10^{-3} \cdot 600^4}{384 \cdot 2,06^5 \cdot 18\,530} \cdot 10^2 = 2,03 \text{ см} < f_u;$$

$f_u = l/200 = 3$ см [табл. 19, приложение 5–7].

Жесткость балки обеспечена.

6.2. Расчет балки Б1 согласно ТКП EN

Пролет балки $l = 6$ м, шаг балок $a = 2$ м. Принимаем сталь С245 по ГОСТ 27772–88 с $f_y = 245$ Мпа для проката толщиной от 2 до 20 мм.

а) определяем воздействия на балку, используя таблиц 2.1 и 2.4 (без учета собственной массы балки) :

– расчетная погонная нагрузка

$$q = (0,85 \cdot 3,4 \cdot 1,35 + 30,75) \cdot 2 = 69,303 \text{ кН/м};$$

– нормативная погонная нагрузка

$$q_n = (0,85 \cdot 3,4 + 20,46) \cdot 2 = 46,7 \text{ кН/м},$$

где $\xi = 0,85$ – понижающий коэффициент для неблагоприятных постоянных воздействий G ;

Расчетная схема балки приведена на рис. 6.2.

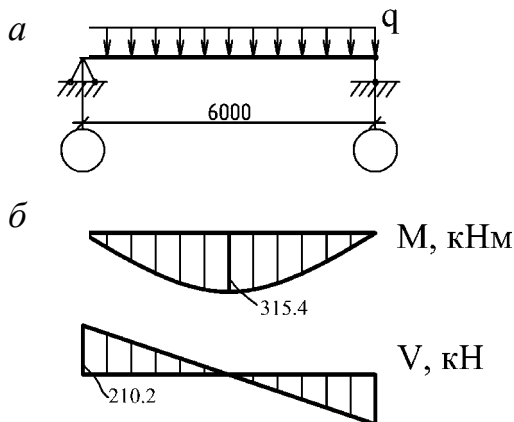


Рис. 6.2. К статическому расчету балки:
a – расчетная схема; *б* – расчетные усилия

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{69,303 \cdot 6^2}{8} = 311,86 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$W_{pl,req} = \frac{M_{\max} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{311,86 \cdot 10^3 \cdot 0,932}{245} = 1186,34 \text{ см}^3.$$

Так как $W_{pl}=2S$, определим $S = 118,34/2 = 593,17 \text{ см}^3$. Назначаем двутавр I45Б2 по ГОСТ 26020–83 с характеристиками сечения:

$S = 732,9 \text{ см}^3$, $A = 85,97 \text{ см}^2$, $I_y = 28\,870 \text{ см}^4$, $W_y = 1291,9 \text{ см}^3$,
 $h_b = 447 \text{ мм}$, $b_f = 180 \text{ мм}$, $t_f = 13,0 \text{ мм}$, $t_w = 8,4 \text{ мм}$, $R = 21 \text{ мм}$,
 $m = 67,5 \text{ кг/м}$.

б) уточняем воздействия с учетом собственного веса балки:
– расчетная погонная нагрузка

$$q = 69,303 + 0,85 \cdot 0,675 \cdot 1,35 = 70,08 \text{ кН/м};$$

– нормативная погонная нагрузка

$$q_n = 46,70 + 0,85 \cdot 0,675 = 47,28 \text{ кН/м}.$$

Максимальный изгибающий момент и поперечная сила будут равны:

$$M_{\max} = \frac{70,08 \cdot 6^2}{8} = 315,36 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$V_{\max} = \frac{70,08 \cdot 6}{2} = 210,24 \text{ кН}.$$

Определение класса поперечного сечения балки (табл. 5.2, [8])
– стенка:

$$c = h - (2t_f + 2R) = 447 - (2 \cdot 13 + 2 \cdot 21) = 379 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{379}{8,4} = 45,1 < 72\varepsilon = 70,56.$$

Стенка относится к сечению класса 1.
– полка:

$$c = \frac{b_f - t_w}{2} - R = \frac{180 - 8,4}{2} - 21 = 64,8 \text{ мм},$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{64,8}{13} = 4,98 < 9\varepsilon = 8,2.$$

Полка относится к поперечному сечению класса 1.

Поперечное сечение балки относится к классу 1.

в) расчет балки на изгиб.

Расчётное значение изгибающего момента M_{ed} в каждом поперечном сечении первого и второго класса должно удовлетворять условию (6.2.5(1) [8])

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0,$$

где $M_{pl,Rd}$ – расчётное значение несущей способности поперечного сечения на изгиб в пластической стадии:

$$M_{pl, Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{2 \cdot 732,9 \cdot 245 \cdot 10^{-3}}{0,932} = 385,32 \text{ кНм};$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl, Rd}} = \frac{315,36}{385,32} = 0,82,$$

где $M_{Ed} = M_{max} = 315,36$ кНм, $\gamma_{mo} = \gamma_m / \gamma_c = 1,025 / 1,1 = 0,932$ (НП. [8]).

Сопrotивляемость балки на изгиб обеспечена.

г) расчет балки на сдвиг.

Расчётное значение поперечной силы V_{Ed} в каждом поперечном сечении 1-ого класса должно удовлетворять условию (п. 6.2.6 (1) [8]):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl, Rd}} \leq 1,$$

где $V_{pl, Rd}$ – расчётное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии.

Определяем

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2R) t_f = 85,97 - 2 \cdot 18 \cdot 1,3 + (0,84 + 2 \cdot 2,1) \cdot 1,3 = 45,72 \text{ см}^2, \text{ но не менее } \eta h_w t_w = 1,2 \cdot 37,9 \cdot 0,84 = 38,2 \text{ см}^2.$$

Тогда

$$V_{pl, Rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{45,72 \cdot \frac{245}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-1}}{0,932} = 693,76 \text{ кН};$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl, Rd}} = \frac{210,24}{693,76} = 0,3.$$

Сопrotивляемость балки на сдвиг обеспечена.

д) проверка жесткости балки

$$f_u = \frac{l^2 f_y q_n}{5 E h q} = \frac{6^2 \cdot 245 \cdot 47,33}{5 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 1,45 \cdot 70,08} 10^2 = 0,4 \text{ см} < 3 \text{ см}.$$

$f_u = l / 200 = 3$ см [табл. 19, приложение 5 2.7].

Жесткость балки обеспечена.

6.3. Расчет балки Б2 согласно СНИП

Пролет балки $l = 7,85$ м, шаг балок $B = 6$ м, $\gamma_n = 0,95$. Данная конструкция относится к группе 2 (табл. 50* [6]), принимаем сталь С345 по ГОСТ 27772–88 с $R_y = 315$ Мпа для проката толщиной от 10 до 20 мм (табл. 51*[6]). Расчетная схема балки приведена на рис. 6.3.

а) определяем нагрузку F на балку Б2 от двух примыкающих балок Б1, (без учета собственной массы балки), см. расчет Б1 по СНИП [6]:

– расчетная нагрузка

$$F = 2Q_{\max} = 163,41 \cdot 2 = 326,82 \text{ кН.}$$

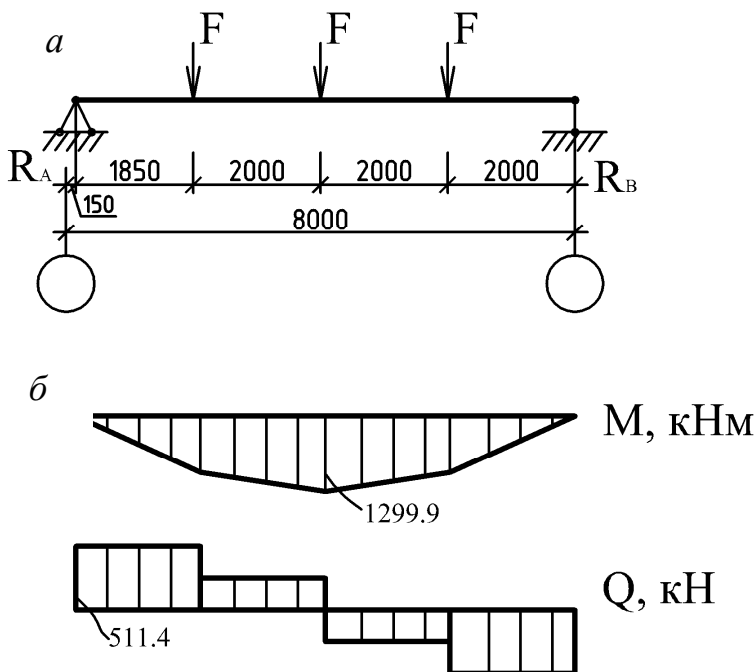


Рис. 6.3. К статическому расчету балки:
а – расчетная схема; б – расчетные усилия

Опорные реакции $R_A = 499,6$ кН , $R_B = 480,86$ кН.

Изгибающий момент и требуемый момент сопротивления будут равны:

$$M_{\max} = 499,6 \cdot 3,85 - 326,82 \cdot 2 = 1269,82 \text{ кНм};$$

$$W_{req} = \frac{M_{\max}}{c_x R_y \gamma_c} = \frac{1269,82 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 315 \cdot 1,1} = 331,55 \text{ см}^3.$$

Назначаем двутавр I70Б1 по ГОСТ 26020–83 с характеристиками сечения:

$A = 164,7$ см², $I_x = 125930$ см⁴, $W_x = 3645$ см³, $S = 2095$ см³,
 $h_b = 691$ мм, $b_f = 260$ мм, $t_f = 15,5$ мм, $t_w = 12$ мм, $m = 129,3$ кг/м.

б) уточняем нагрузку и усилия с учетом собственного веса балки:
– расчетная нагрузка

$$F = 326,82 + 1,293 \cdot 1,05 \cdot 0,95 \cdot 6 = 334,56 \text{ кН};$$

– нормативная нагрузка

$$F_n = 275,58 + 1,293 \cdot 0,95 \cdot 6 = 282,95 \text{ кН}.$$

Опорная реакция $R_A = 511,43$ кН.

Максимальный изгибающий момент и поперечная сила будут равны:

$$M_{\max} = 511,43 \cdot 3,85 - 334,56 \cdot 2 = 1299,88 \text{ кНм},$$

$$Q_{\max} = 511,43 \text{ кН}.$$

б) проверка несущей способности балки:

– на изгиб

$$\frac{M_{\max}}{c_x W_x R_y \gamma_c} = \frac{1299,88 \cdot 10^3}{1,12 \cdot 3645 \cdot 315 \cdot 1,1} = 0,92 < 1,$$

где c_x – коэффициент, определяемый по приложению 5*[8], при $A_f/A_w = 0,509$, $c_x = 1,12$;

– на срез

$$\frac{Q_{\max} S}{I_x t_w R_s \gamma_c} = \frac{511,43 \cdot 2095 \cdot 10}{125930 \cdot 1,2 \cdot 182,7 \cdot 1,1} = 0,352 < 1.$$

Несущая способность балки обеспечена.

6.4. Расчет балки Б2 согласно ТКП EN

Пролет балки $\ell = 7,85$ м, шаг балок $B = 6$ м. Принимаем сталь С345 по ГОСТ 27772–83 с $f_y = 325$ Мпа для проката толщиной от 10 до 20 мм. Расчетная схема балки приведена на рис. 6.4.

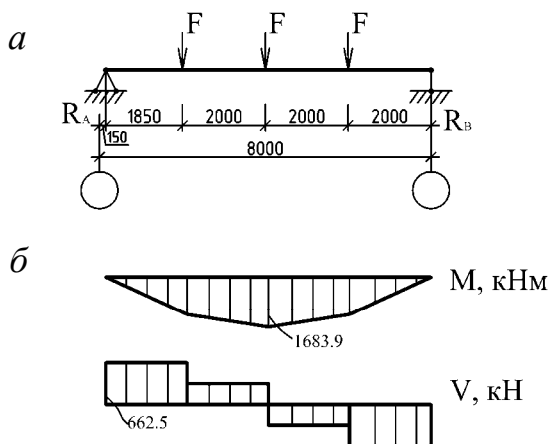


Рис. 6.4. К статическому расчету балки:
а – расчетная схема; б – расчетные усилия

а) определяем нагрузку F на балку Б2 от двух примыкающих балок Б1, (без учета собственной массы балки), см. расчет Б1 по ТКП EN:

– расчетная нагрузка

$$F = 2V_{\max} = 210,24 \cdot 2 = 420,48 \text{ кН,}$$

где $V_{\max} = 210,24$ кН – опорная реакция балки Б1.

Опорная реакция балки Б2 равна

$$R_A = 642,77 \text{ кН.}$$

Изгибающий момент и требуемый момент сопротивления будут равны

$$M_{\max} = 642,77 \cdot 3,85 - 420,48 \cdot 2 = 1633,7 \text{ кНм.}$$

Предварительно считаем, что балка относится к поперечному сечению класса 1

$$W_{pl,req} = \frac{M_{\max}}{f_y \gamma_{M0}} = \frac{1633,7 \cdot 10^3}{325 \cdot 0,932} = 5393,53 \text{ см}^3.$$

Так как $W_{pl} = 2S$, определим $S = 5393,53/2 = 2696,765 \text{ см}^3$. Назначаем двутавр И80Б1 по ГОСТ 26020–83 с характеристиками сечения:

$$S = 2917 \text{ см}^3, A = 203,2 \text{ см}^2, I_y = 199\,500 \text{ см}^4, h_b = 791 \text{ мм,}$$

$$b_f = 280 \text{ мм, } t_f = 17,0 \text{ мм, } t_w = 13,5 \text{ мм, } R = 26 \text{ мм, } m = 159,5 \text{ кг/м.}$$

б) уточняем воздействия на Б2 с учетом собственного веса балки:
– расчетная нагрузка

$$F = 420,48 + 0,85 \cdot 1,595 \cdot 1,35 \cdot 6 = 433,4 \text{ кН;}$$

– нормативная нагрузка

$$F_n = 283,98 + 0,85 \cdot 1,595 \cdot 6 = 292,11 \text{ кН,}$$

где $\xi = 0,85$ – понижающий коэффициент для неблагоприятных постоянных воздействий G .

Тогда опорная реакция балки Б2 равна

$$R_A = 662,52 \text{ кН.}$$

Расчетное значение изгибающего момента и поперечной силы будут равны:

$$M_{Ed} = M_{\max} = 662,52 \cdot 3,85 - 433,4 \cdot 2 = 1683,9 \text{ кНм};$$

$$V_{Ed} = 662,52 \text{ кН}.$$

Определение класса поперечного сечения балки (табл. 5.2 [8]).

– стенка:

$$c = h - (2t_f + 2R) = 791 - (2 \cdot 17 + 2 \cdot 26) = 705 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{705}{13,5} = 52,2 < 72\varepsilon = 61,2.$$

Стенка относится к сечению класса 1.

– полка:

$$c = \frac{b_f - t_w}{2} - R = \frac{280 - 13,5}{2} - 26 = 107,25 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{107,25}{17} = 6,3 < 9\varepsilon = 7,65.$$

Полка относится к сечению класса 1.

Поперечное сечение балки относится к классу 1.

в) расчет балки на изгиб.

Расчётное значение изгибающего момента M_{ed} в каждом поперечном сечении первого и второго класса должно удовлетворять условию (6.2.5 (1) [8])

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl, Rd}} \leq 1,0,$$

где $M_{pl, Rd}$ – расчётное значение несущей способности поперечного сечения на изгиб в пластической стадии:

$$M_{pl, Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \cdot 2917,9 \cdot 325 \cdot 10^{-3}}{0,932} = 2035,02 \text{ кНм};$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl, Rd}} = \frac{1683,9}{2034,4} = 0,83.$$

Сопротивляемость балки изгибу обеспечена.

г) расчет балки на сдвиг.

Расчётное значение поперечной силы V_{Ed} в каждом поперечном сечении 1-ого класса должно удовлетворять условию (6.2.6 (1) [8]):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl, Rd}} \leq 1,$$

где $V_{pl, Rd}$ – расчётное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии.

Определяем:

$$A_V = A - 2b t_f + (t_w + 2R) t_f = 203,2 - 2 \cdot 28 \cdot 1,7 + (1,35 + 2 \cdot 2,6) \cdot 1,7 = 119,135 \text{ см}^2, \text{ но не менее } \eta h_w t_w = 1,2 \cdot 70,5 \cdot 1,35 = 114,21 \text{ см}^2.$$

Тогда

$$V_{pl, Rd} = \frac{A_V \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{119,135 \cdot \frac{325}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-1}}{0,932} = 2398,6 \text{ кН};$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl, Rd}} = \frac{662,52}{2398,6} = 0,276 < 1,0.$$

Сопротивляемость балки сдвигу обеспечена.

6.5. Расчет балки БЗ согласно СНиП

Пролет балки $\ell = 15,85$ м, шаг балок $B = 6$ м, $\gamma_n = 0,95$. На балки БЗ в одном уровне опираются балки Б1, опорная реакция которой равна $Q_{\max} = 163,41$ кН. Данная конструкция относится к группе 2 (табл. 50* [6]), принимаем сталь С345 по ГОСТ 27772–88

с $R_y = 315$ Мпа для проката толщиной от 10 до 20 мм и с $R_y = 300$ Мпа для проката толщиной свыше 10 до 20 мм (табл. 51*[6]). Расчетная схема балки приведена на рис. 6.5.

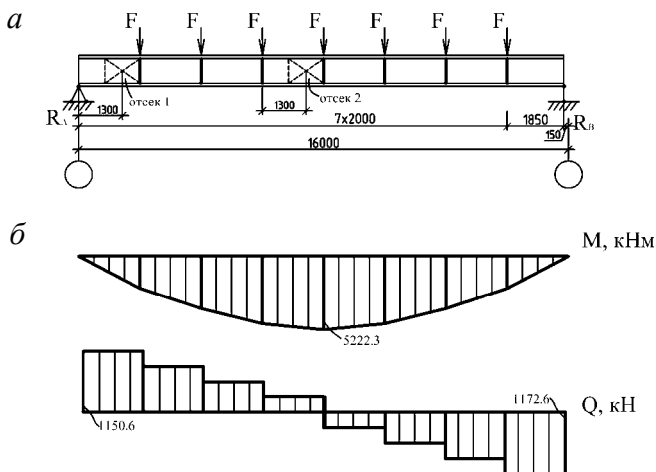


Рис. 6.5. К статическому расчету балки:
a – расчетная схема балки; *б* – расчетные усилия.

а) определяем нагрузку F на балку Б2 от двух примыкающих балок Б1, (без учета собственной массы балки), см. расчет Б1 по СНиП :
 – расчетная нагрузка

$$F = 2Q_{\max} = 163,41 \cdot 2 = 326,82 \text{ кН};$$

– нормативная нагрузка

$$F_n = 137,55 \cdot 2 = 275,1 \text{ кН}.$$

Опорная реакция

$$R_A = 326,82 \cdot (13,85 + 11,85 + 9,85 + 7,85 + 5,85 + 3,85 + 1,85) / 15,85 = 1133,04 \text{ кН}.$$

б) Изгибающий момент, поперечная сила и требуемый момент сопротивления будут равны:

$$M_{\max} = (1133,04 \cdot 8 - 326,82 \cdot 12) \cdot 1,02 = 5245,33 \text{ кНм4};$$

$$Q_{\max} = 1133,04 \cdot 1,02 = 1155,7 \text{ кН};$$

$$W_{req} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{5245,33 \cdot 10^3}{315 \cdot 1,1} = 15138,04 \text{ см}^3,$$

где 1,02 – коэффициент, учитывающий собственную массу балки БЗ.
в) определяем высоту балки.

Предварительно определяем высоту балки по формуле
 $h = (1/10 \div 1/13) l = (1,585 \div 1,22) \text{ м}$, принимаем $h = 1400 \text{ мм}$.

Определяем толщину стенки:

– по эмпирической $t_w = 7 + 3h/1000 = 11,2 \text{ мм}$;

– из условия работы стенки на сдвиг

$$t_{w, \min} = k \frac{Q_{\max}}{t_w R_s \gamma_c} = 1,5 \frac{1155,7 \cdot 10^{-1}}{1,4 \cdot 182,7 \cdot 1,1} = 0,62 \text{ см}.$$

Принимаем $t_w = 10 \text{ мм}$.

Оптимальная высота балки равна

$$h_{opt} = 1,15 \sqrt{\frac{W_{req}}{t_w}} = 1,15 \sqrt{\frac{15138,04}{1,0}} = 141,4 \text{ см}.$$

Определяем минимальную высоту балки

$$h_{\min} = \frac{l^2 R_y \gamma_c}{5 E f_u} \cdot \frac{F_n}{F} = \frac{16,85^2 \cdot 10^4 \cdot 315 \cdot 1,1 \cdot 275,98}{5 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 5,96 \cdot 326,82} = 135,3 \text{ см}.$$

Принимаем высоту балки $h = 1450 \text{ мм}$, $t_f = 25 \text{ мм}$, $h_w = 1400 \text{ мм}$,
 $t_w = 10 \text{ мм}$.

г) определяем ширину полки, для этого вычислим

$$I_{f, req} = \frac{W_{req} h}{2} - \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{15138,04 \cdot 145}{2} - \frac{1 \cdot 140^3}{12} = 868841,23 \text{ см}^4$$

тогда

$$b_{f, req} = \frac{I_{f, req}}{2t_f (0,5(h - t_f))^2} = \frac{868841,23}{2 \cdot 2,5 \cdot 71,25^2} = 34,23 \text{ см.}$$

Принимаем $b_f = 380$ мм.

Сечение балки БЗ показано на рис. 6.6.

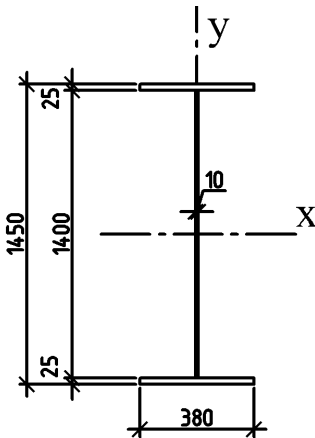


Рис. 6.6. Сечение балки БЗ

д) геометрические характеристики сечения балки:

$$A = 330 \text{ см}^2, I_x = 1193312,5 \text{ см}^4, W_x = 16459,48 \text{ см}^3, S = 9218,75 \text{ см}^3.$$

Масса одного погонного метра балки равна $m = 2,54$ кН.

е) уточняем нагрузки с учетом собственной массы балки

– расчетная нагрузка

$$F = 326,82 + 2,54 \cdot 1,05 \cdot 0,95 \cdot 2 = 331,89 \text{ кН};$$

– нормативная нагрузка

$$F_n = 275,58 + 2,54 \cdot 0,95 \cdot 2 = 279,83 \text{ кН.}$$

Опорные реакции $R_A = 1150,62$ кН, $R_b = 1172,61$ кН.

Максимальный изгибающий момент и поперечная сила будут равны:

$$M_{\max} = 1150,62 \cdot 8,0 - 331,89 \cdot (6 + 4 + 2) = 5222,3 \text{ кНм};$$

$$Q_{\max} = 1172,61 \text{ кН.}$$

ж) проверка несущей способности балки:

– на изгиб

$$\frac{M_{\max}}{W_x R_y \gamma_c} = \frac{5222,3 \cdot 10^3}{16459,48 \cdot 300 \cdot 1,1} = 0,961 < 1;$$

– на срез

$$\frac{Q_{\max} S}{I_x t_w R_s \gamma_c} = \frac{1172,61 \cdot 9218,75 \cdot 10}{1193312,5 \cdot 1,0 \cdot 174 \cdot 1,1} = 0,473 < 1,$$

где $R_s = 0,58 \cdot 300 = 174$ МПа.

Несущая способность балки обеспечена.

а) проверка местной устойчивости полки (7.24 [6]).

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{185}{25} = 7,4 \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{300}} = 13,1,$$

где $b_{ef} = 0,5(380 - 10) = 185$ мм.

Местная устойчивость полки обеспечена.

а) устойчивость стенки балки (7.3 [6]).

Определяем

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{1} \sqrt{\frac{315}{2,06 \cdot 10^5}} = 5,47 > 3,5.$$

Требуется проверка местной устойчивости стенки.

Расчет на устойчивость стенок балок, укрепленных только поперечными ребрами жесткости и условной гибкости $\bar{\lambda}_w = 5,47 \leq 6$ следует выполнять по формуле (7.4 [6]).

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c,$$

$\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условия работы (табл. 6 [6]).

На рис. 5.5 приведены значения расчетных усилий для отсеков 1 и 2.

Отсек 1. $M_1 = 1495,8$ кН·м, $Q_1 = 1150,62$ кН.

$$\sigma = \frac{M_1 y}{I_x \gamma_c} = \frac{1495,8 \cdot 10^5 \cdot 0,7}{1193312,5 \cdot 1,0} = 87,7 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{Q_1}{t_w h_w \gamma_c} = \frac{1150,62 \cdot 10}{1,0 \cdot 140 \cdot 1,0} = 82,19 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{35,5 \cdot 315}{5,474^2} = 373,19 \text{ МПа},$$

где $c_{cr} = 35,5$ при $\delta = \infty$ (п. 7.4 [8]),

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{1,0} \sqrt{\frac{315}{2,06 \cdot 10^5}} = 5,475;$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_y}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,43^2} \right) \frac{182,7}{4,169^2} = 148,5 \text{ МПа},$$

где $\mu = \frac{200}{140} = 1,43;$

$$R_s = 0,58 \cdot 315 = 182,7 \text{ МПа};$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{1,0} \sqrt{\frac{182,7}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,169.$$

$$\sqrt{\left(\frac{90,88}{373,19} \right)^2 + \left(\frac{82,19}{148,5} \right)^2} = 0,6 < 1,0.$$

Устойчивость стенки обеспечена.

Отсек 2. $M_2 = 5113,8$ кНм, $Q_2 = 154,95$ кН.

$$\sigma = \frac{M_2 y}{I_x \gamma_c} = \frac{5113,8 \cdot 10^5 \cdot 0,7}{1193312,5 \cdot 1,0} = 299,97 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{Q_1}{t_w h_w \gamma_c} = \frac{154,95 \cdot 10}{1,0 \cdot 140 \cdot 1,0} = 11,06 \text{ МПа};$$

$$\sqrt{\left(\frac{299,97}{373,19}\right)^2 + \left(\frac{11,06}{148,5}\right)^2} = 0,81 < 1,0.$$

Устойчивость стенки обеспечена.

6.6. Расчет балки БЗ согласно ТКП EN

Пролет балки $\ell = 15,85$ м, шаг балок $B = 6$ м. На балки БЗ в одном уровне опираются балки Б1, опорная реакция которой равна $V_{\max} = 210,24$ кН. Для данной конструкции принимаем сталь С345 по ГОСТ 27772–88 с $f_y = 325$ Мпа для проката толщиной свыше 10 до 20 мм и с $f_y = 305$ Мпа для проката толщиной свыше 20 до 40 мм. Расчетная схема балки приведена на рис. 6.7.

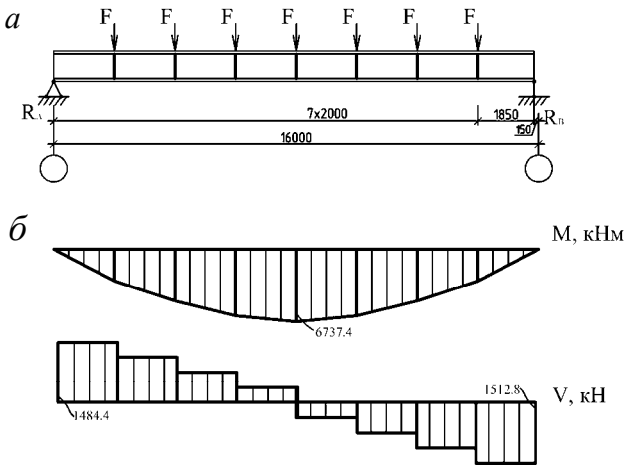


Рис. 6.7. К статическому расчету балки:
а – расчетная схема, б – расчетные усилия

а) Определяем нагрузку F на балку БЗ от двух примыкающих балок Б1, (без учета собственной массы балки), см. расчет Б1 по ТКП EN:
– расчетная нагрузка

$$F = 2V_{\max} = 210,24 \cdot 2 = 420,48 \text{ кН};$$

Опорная реакция

$$R_A = 420,48 \cdot (13,85 + 11,85 + 9,85 + 7,85 + 5,85 + 3,85 + 1,85) / 15,85 = \\ = 1457,75 \text{ кН};$$

$$R_B = 1485,61 \text{ кН}.$$

б) изгибающий момент, поперечная сила и требуемый момент сопротивления будут равны:

$$M_{\max} = (1457,75 \cdot 8 - 420,48 \cdot (6 + 4 + 2)) = 6616,24 \text{ кНм};$$

$$V_{\max} = 1485,61 \text{ кН}.$$

Проектируем балку с поперечным сечением класса 3. Определяем

$$W_{el, req} = \frac{M_{\max} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{6616,24 \cdot 10^3 \cdot 0,932}{305} = 20217,49 \text{ см}^3.$$

Принимаем высоту балки (как и при расчете по СНИП) $h = 1450$ мм, $t_f = 25$ мм, $h_w = 1400$ мм. Для балок с поперечным сечением класса 3 для стенки

$$\frac{c}{t_w} \leq 124\epsilon = 105,4.$$

Определяем толщину стенки

$$t_w = \frac{140}{105,4} = 1,33 \text{ см}.$$

Принимаем $t_w = 14$ мм.

в) определяем ширину полки, для этого вычислим

$$I_{f, req} = \frac{W_{el, req} h}{2} - \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{20217,49 \cdot 145}{2} - \frac{1,4 \cdot 140^3}{12} = 1145634,725 \text{ см}^4,$$

тогда

$$b_{f,req} = \frac{I_{f,req}}{2t_f (0,5(h-t_f))^2} = \frac{1145634,725}{2 \cdot 2,5 \cdot 71,25^2} = 45,13 \text{ см.}$$

Принимаем $b_f = 480$ мм.

Поперечное сечение балки приведено на рис. 6.8.

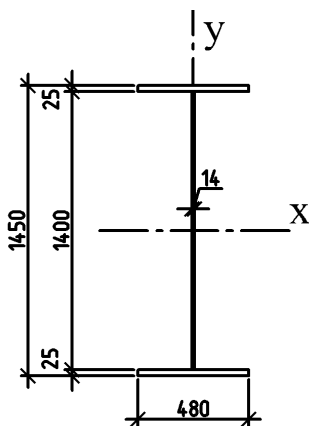


Рис. 6.8. Поперечное сечение балки Б3

Геометрические характеристики сечения:

$A = 436 \text{ см}^2$, $I_y = 1538530,25 \text{ см}^4$,
 $W_y = 21221,1 \text{ см}^3$, $S = 11980 \text{ см}^3$,
 $h = 1450 \text{ мм}$, $b_f = 480 \text{ мм}$, $t_f = 25,0$
 мм , $t_w = 14 \text{ мм}$, вес 1 погонного метра балки – $m = 342,26 \text{ кг/м}$.

г) уточняем воздействия на Б2 с учетом собственного веса балки:

– расчетная нагрузка

$$F = 420,48 + 0,85 \cdot 3,4226 \cdot 0,98 \cdot 1,35 \cdot 2 = 428,18 \text{ кН};$$

– нормативная нагрузка

$$F_n = 283,98 + 0,85 \cdot 3,4226 \cdot 0,98 \cdot 2 = 289,68 \text{ кН},$$

где $\xi = 0,85$ – понижающий коэффициент для неблагоприятных постоянных воздействий G .

Тогда опорная реакция балки Б2 равна

$$R_A = 1484,44 \text{ кН}, R_B = 1512,81 \text{ кН}.$$

Расчетное значение изгибающего момента и поперечной силы будут равны:

$$M_{Ed} = M_{\max} = 1484,44 \cdot 8 - 428,18 \cdot (6 + 4 + 2) = 6737,36 \text{ кНм};$$

$$V_{Ed} = 1512,81 \text{ кН}.$$

Определение класса поперечного сечения балки (табл. 5.2 [8]).
– стенка

$$\frac{c}{t_w} = \frac{140}{1,4} = 100 < 124\varepsilon = 105,4.$$

Стенка относится к сечению класса 3.
– полка

$$c = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{480 - 14}{2} = 233 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{233}{25} = 9,32 < 14\varepsilon = 11,9.$$

Полка относится к сечению класса 3.
Поперечное сечение балки относится к классу 3.
д) расчет балки на изгиб.

Расчётное значение изгибающего момента M_{ed} в каждом поперечном сечении класса 3 должно удовлетворять условию (6.2.5(1) [8])

$$\frac{M_{Ed}}{M_{el,Rd}} \leq 1,0.$$

где $M_{el,Rd}$ – расчётное значение несущей способности поперечного сечения на изгиб в упругой стадии

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{21221,1 \cdot 305 \cdot 10^{-3}}{0,932} = 6944,67 \text{ кНм};$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{el,Rd}} = \frac{6737,36}{6944,67} = 0,97.$$

Сопrotивляемость балки изгибу обеспечена.
ж) расчет балки на сдвиг.

Расчётное значение поперечной силы V_{Ed} в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию (6.2.6 (4) [8]):

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1,$$

где

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{I_{tw}} S = \frac{1512,81 \cdot 11980 \cdot 10}{1538530,25 \cdot 1,4} = 117,8 \text{ МПа.}$$

Тогда

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3}\gamma_{M0})} = \frac{117,8}{325 / (\sqrt{3} \cdot 0,932)} = 0,59 \leq 1.$$

Сопротивляемость балки сдвигу обеспечена.

е) проверка устойчивости стенки.

Для балок с поперечными элементами жесткости устойчивость стенки не проверяется, если соблюдается условие (5.1 [9])

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau},$$

где $k_\tau = 5,34 + 4,0(h_w / a)^2 = 5,34 + 4,0(140 / 200)^2 = 7,3$.

Тогда

$$\frac{140}{1,4} = 100 > \frac{31}{1,2} \cdot 0,85 \sqrt{7,3} = 59,3.$$

Требуется проверка прочности стенки на сдвиг с учетом потери устойчивости стенки.

Определяем условную гибкость стенки (5,3 (3) [9])

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \varepsilon t_w \sqrt{k_\tau}} = \frac{140}{37,4 \cdot 0,85 \cdot 1,4 \sqrt{7,3}} = 1,165;$$

$$\chi_w = \frac{0,83}{\lambda_w} = \frac{0,83}{1,165} = 0,71.$$

Тогда

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi f_y h_w t_w}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} = \frac{0,71 \cdot 325 \cdot 140 \cdot 1,4 \cdot 10^{-1}}{1,025 \cdot \sqrt{3}} = 2547,6 \text{ кНм},$$

Так как

$$V_{bm,Rd} = 2547,6 \text{ кН} > V_{Ed} = 1512,8 \text{ кН}.$$

Устойчивость стенки обеспечена.

6.7. Расчет элементов стропильной фермы согласно СНиП

а) расчет элементов верхнего пояса.

В элементах верхнего пояса возникают продольное сжимающее усилие и изгибающий момент. Определяющей проверкой для всех элементов верхнего пояса явилась проверка устойчивости в плоскости действия момента. Ниже представлены основные расчетные положения наиболее нагруженного элемента верхнего пояса, по которому происходит конструирование всего верхнего пояса. По результатам статического расчета получены значения внутренних усилий от наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок: $N = -746,3 \text{ кН}$, $M_1 = 3,83 \text{ кНм}$, $M_2 = 4,23 \text{ кНм}$, $Q = 0,135 \text{ кН}$.

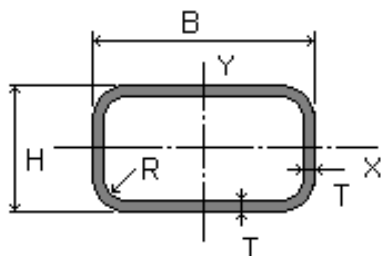


Рис. 6.9. Поперечное сечение верхнего пояса

Принятое поперечное сечение – Гн. 180×140×5 (рис. 6.9), со следующими геометрическими параметрами: $t=0,5 \text{ см}$, $h=14 \text{ см}$, $b=18 \text{ см}$. Марка стали С345 с пределом текучести $R_y = 335 \text{ МПа}$ [табл. 51* 6]. По табл. 6* [6] принимаем коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$.

По сортаменту для Гн. 180×140×5 геометрические характеристики:

$$A = 30,36 \text{ см}^2, J_x = 972,6 \text{ см}^4, W_x = 138,943 \text{ см}^3, i_x = 5,66 \text{ см}, \\ J_y = 1430 \text{ см}^4, W_y = 158,889 \text{ см}^3, i_y = 6,863 \text{ см}.$$

Расчетные длины в плоскости и из плоскости фермы:

$$l_{eff,x} = l_x \mu_x = 3,0 \cdot 1 = 3,0 \text{ м};$$

$$l_{eff,y} = l_y \mu_y = 3,0 \cdot 1 = 3,0 \text{ м}.$$

Согласно п. 5.27* [6] расчет на устойчивость сжато-изгибаемых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$$

Коэффициент φ_e для сплошностенчатых стержней определяется по таблице 74 [6] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} , определяемого по формуле:

$$m_{ef} = \eta m_x$$

где η – коэффициент влияния формы поперечного сечения, определяемый по табл. 73 [6];

$$m_x = \frac{eA}{W_c} \text{ – относительный эксцентриситет;}$$

$$e = \frac{M_x}{N} \text{ – эксцентриситет;}$$

W_c – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна.

Определим гибкость в плоскости действия момента

$$\lambda_x = \frac{l_{eff,x}}{i_x} = \frac{300}{5,66} = 53,00.$$

Рассчитаем условную гибкость элемента в плоскости действия момента

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 53,0 \cdot \sqrt{\frac{335 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 2,137.$$

Вычислим величину относительного эксцентриситета

$$m_x = \frac{M_x}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{4,37}{746,3} \cdot \frac{30,36 \cdot 10^{-4}}{138,943 \cdot 10^{-6}} = 0,128.$$

По табл. 73 [6] определим значение коэффициента η в зависимости от отношения A_f/A_w :

$$\frac{A_f}{A_w} \approx \frac{180 \cdot 0,5}{2 \cdot 140 \cdot 0,5} = 0,64 \Rightarrow \eta = 1,56.$$

Тогда значение относительного приведенного эксцентриситета равно:

$$m_{ef} = \eta m_x = 1,56 \cdot 0,128 = 0,199.$$

Следовательно, при $\bar{\lambda}_x = 2,137$ и $m_{ef} = 0,199$ по т. 74 СНиП II-23-81* $\varphi_e = 0,752$. Несущая способность при потере устойчивости в плоскости действия момента

$$N_{x,M} = \varphi_e A R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 0,752 \cdot 30,36 \cdot 10^{-4} \cdot 335 \cdot 10^3 \cdot \frac{1}{0,95} = 805,1 \text{ кН.}$$

Согласно п. 5.30 [6] расчет на устойчивость сжато-изгибаемых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента при изгибе в плоскости меньшей жесткости допускается не делать.

Коэффициент использования поперечного сечения составляет:

$$k = \frac{N}{N_{x,M}} = \frac{746,3}{805,1} = 0,927.$$

б) Расчет элементов нижнего пояса.

В элементах нижнего пояса возникают продольное растягивающее усилие и изгибающий момент. Определяющей проверкой для всех элементов нижнего пояса явилась проверка прочности сечения при совместном действии продольного усилия и изгибающего момента с учетом развития пластических деформаций. По результатам статического расчета получены значения внутренних усилий от наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок: $N = 771,3 \text{ кН}$, $M_{\max} = 5,58 \text{ кНм}$.

Принятое поперечное сечение – Гн. 180×140×4, (рис. 6.10), со следующими геометрическими параметрами: $h = 14 \text{ см}$, $b = 18 \text{ см}$, $t = 0,4 \text{ см}$. Марка стали С345 с пределом текучести $R_y = 335 \text{ МПа}$ (табл. 51* [6]). По табл. 6* [6] принимаем коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$.

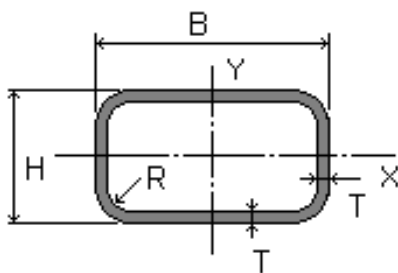


Рис. 6.10. Поперечное сечение верхнего пояса

По сортаменту для Гн. 180×140×4 геометрические характеристики:

$$A = 24,55 \text{ см}^2, \quad J_x = 799,5 \text{ см}^4, \\ W_x = 114,214 \text{ см}^3, \quad i_x = 5,707 \text{ см}, \\ J_y = 1\,174 \text{ см}^4, \quad W_y = 130,444 \text{ см}^3, \\ i_y = 6,915 \text{ см}.$$

Расчетные длины в плоскости и из плоскости фермы

$$l_{\text{eff},x} = l_x \mu_x = 3,0 \cdot 1 = 3,0 \text{ м},$$

$l_{\text{eff},y} = 25,8 \text{ м}$. Максимальная гибкость составляет 373,1, предельное значение гибкости растянутого элемента согласно табл. 20* [6] составляет 400.

Согласно п. 5.2* [6] расчет на прочность следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}.$$

Тогда, несущая способность

$$N = AR_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 24,55 \cdot 10^{-4} \cdot 335 \cdot 10^3 \cdot \frac{1}{0,95} = 865,7 \text{ кН.}$$

Согласно п. 5.25 [6] расчет на прочность внецентренно-растянутых и растянуто-изгибаемых элементов следует выполнять по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_x W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1.$$

Значения коэффициентов n и c_x, c_y принимаемые по приложению 5 [6]. По табл. 66 [6] определим значение коэффициента n и c_x в зависимости от отношения A_f/A_w :

$$\frac{A_f}{A_w} \approx \frac{180 \cdot 0,5}{2 \cdot 140 \cdot 0,5} = 0,64 \Rightarrow n = 1,5, \quad c_x = 1,14$$

Коэффициент использования поперечного сечения составляет:

$$k = \left(\frac{N}{AR_y \gamma_c / \gamma_n} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_x R_y \gamma_c / \gamma_n} = \left(\frac{771,3}{24,55 \cdot 10^{-4} \cdot 335 \cdot 10^3 \cdot 1/0,95} \right)^{1,5} + \frac{5,58}{1,14 \cdot 114,214 \cdot 10^{-6} \cdot 335 \cdot 10^3 \cdot 1/0,95} = 0,963.$$

в) расчет элементов решетки.

В элементах решетки возникают продольные сжимающие и растягивающие усилия и изгибающие моменты. Расчет элементов производится аналогично элементам верхнего и нижнего пояса в зависимости от компонентов напряженного состояния.

г) для получения более достоверных данных были подобраны несколько вариантов поперечных сечений (табл. 6.1).

Таблица 6.1

Альтернативные варианты подбора элементов фермы
согласно СНИП

Варианты	Уровень использования сечения по отдельным проверкам
Верхний пояс	
C345	
Гн. 180×140×4,5, C345, $A = 27,47 \text{ см}^2$	$k_N = 0,962, k_{NM} = 1,022$
Гн. 180×140×5, C345, $A = 30,36 \text{ см}^2$	$k_N = 0,871, k_{NM} = 0,927$
C245	
Гн. 200×160×5, C245, $A = 34,36 \text{ см}^2$	$k_N = 0,991, k_{NM} = 1,036$
Гн. 200×160×5,5, C245, $A = 37,61 \text{ см}^2$	$k_N = 0,906, k_{NM} = 0,947$
Нижний пояс	
C345	
Гн. 180×140×4, C345, $A = 24,55 \text{ см}^2$	$k_N = 0,891, k_{NM} = 0,963$
C245	
Гн. 180×140×5,5, C245, $A = 33,21 \text{ см}^2$	$k_N = 0,919, k_{NM} = 1,014$
Гн. 180×140×6, C245, $A = 36,03 \text{ см}^2$	$k_N = 0,847, k_{NM} = 0,903$
Раскосы опорный	
C345	
Гн. 120×80×3, C345, $A = 11,41 \text{ см}^2$	$k_N = 1,012, k_{NM} = 1,052$
Гн. 120×80×3,5, C345, $A = 13,19 \text{ см}^2$	$k_N = 0,882, k_{NM} = 0,916$
C245	
Гн. 120×80×4, C245, $A = 14,95 \text{ см}^2$	$k_N = 0,981, k_{NM} = 1,039$
Гн. 120×80×4,5, C245, $A = 16,67 \text{ см}^2$	$k_N = 0,882, k_{NM} = 0,936$
Раскосы	
C345	
Гн. 120×80×3, C345, $A = 11,41 \text{ см}^2$	$k_N = 0,722, k_{NM} = 0,814$
C245	
Гн. 120×80×3, C245, $A = 11,41 \text{ см}^2$	$k_N = 0,910, k_{NM} = 1,039$
Гн. 120×80×3,5, C245, $A = 13,19 \text{ см}^2$	$k_N = 0,790, k_{NM} = 0,904$

6.8. Расчет элементов стропильной фермы согласно ТКП EN

а) расчет элементов верхнего пояса.

Ниже детально представлен расчет наиболее нагруженного элемента верхнего пояса. По результатам статического расчета

получены значения внутренних усилий от наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок: $N = -795,0 \text{ кН}$, $M_1 = 4,51 \text{ кНм}$, $M_2 = 4,08 \text{ кНм}$, $Q = 0,145 \text{ кН}$.

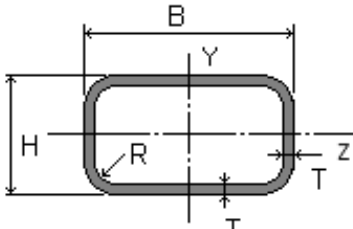


Рис. 6.11. Поперечное сечение верхнего пояса

Принятое поперечное сечение – Гн. 180×140×6, (рис. 6.11), со следующими геометрическими параметрами: $h = 14 \text{ см}$, $b = 18 \text{ см}$, $t = 0,6 \text{ см}$. Марка стали С345 с пределом текучести $f_y = 325 \text{ МПа}$ [НП.1 п. 5.5.2 [8].

По сортаменту для Гн. 180×140×6 геометрические характеристики:

$$A = 36,03 \text{ см}^2, \quad J_z = 1135 \text{ см}^4, \\ W_{z,el} = 162,143 \text{ см}^3, \quad W_{z,pl} = 193,872 \text{ см}^3, \quad i_z = 5,613 \text{ см}, \quad J_y = 1673 \text{ см}^4, \\ W_{y,el} = 1673 \text{ см}^3, \quad i_y = 6,814 \text{ см}, \quad J_w = 706,021 \text{ см}^6, \quad J_t = 2118,062 \text{ см}^4.$$

Следует отметить, что геометрические характеристики поперечного сечения принимаем аналогичными, как при расчете по СНиП II-23-81*, но со следующим соответствием осей $x-x = y-y$, $y-y = z-z$.

Расчетные длины в плоскости и из плоскости фермы

$$l_{eff,y} = l_y \mu_y = 3,0 \cdot 0,9 = 2,7 \text{ м}, \quad l_{eff,z} = l_z \mu_z = 3,0 \cdot 0,9 = 2,7 \text{ м}.$$

Согласно табл. 5.2 [8] определим класс поперечного сечения

$$\frac{c}{t} = \frac{b_f - 2t_w - 2R}{t_f} = \frac{18 - 2 \cdot 0,6 - 2 \cdot 1,2}{0,6} = 24 < 33\varepsilon = \\ = 33 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 33 \sqrt{\frac{235}{325}} = 28,1.$$

Следовательно, сечение относится к первому классу сечения.

Согласно п. 6.3.3 (4) [8] при проверке устойчивости сжато-изгибаемых элементов должны выполняться условия:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} < 1;$$

$$\gamma_{M1}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} < 1.$$

$$\gamma_{M1}$$

Характеристическое значения сопротивления поперечного продольному усилию и изгибающему моменту:

$$N_{Rk} = Af_y = 36,03 \cdot 10^{-4} \cdot 325 \cdot 10^3 = 1171,0 \text{ кН};$$

$$M_{z,Rk} = W_{z,pl} f_y = 193,872 \cdot 10^{-6} \cdot 325 \cdot 10^3 = 63,0 \text{ кНм}.$$

Определим значения понижающих коэффициентов χ_y, χ_z при потере устойчивости продольного изгиба. В соответствии с п. 6.3.1.2 [8] величину коэффициента χ , в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$, следует определять по соответствующей кривой потери устойчивости.

Вычислим значения условных гибкостей:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{cr,y}}{i_y} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}} = \frac{270}{6,814} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{325}}} = 0,496;$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{cr,z}}{i_z} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}} = \frac{270}{5,613} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}}} = 0,602.$$

Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства, принимается в зависимости от вида кривой потери устойчивости, определяемой по табл. 6.2 [8]. Кривая потери устойчивости $c \Rightarrow \alpha_y = \alpha_z = 0,49$

$$\begin{aligned}\Phi_y &= 0,5 \cdot \left(1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2\right) = \\ &= 0,5 \cdot \left(1 + 0,49 \cdot (0,496 - 0,2) + 0,496^2\right) = 0,693;\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Phi_z &= 0,5 \cdot \left(1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2\right) = \\ &= 0,5 \cdot \left(1 + 0,49 \cdot (0,602 - 0,2) + 0,602^2\right) = 0,778;\end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,693 + \sqrt{0,693^2 - 0,496^2}} = 0,845;$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,778 + \sqrt{0,778^2 - 0,602^2}} = 0,784.$$

Коэффициенты взаимодействия k_{yz}, k_{zz} , для поперечных сечений, нечувствительных к деформациям кручения, определяются в соответствии с табл. В.1 и табл. В.2 [8].

Отношение значений концевых моментов ψ между точками раскрепления равно $\psi = M_{Ed,2}/M_{Ed,1} = 4,08/4,51 = 0,905$. Тогда в соответствии с табл. В.3 [8]:

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0,905 = 0,962;$$

$$\begin{aligned}k_{zz} &= C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}\right) = \\ &= 0,962 \cdot \left(1 + (0,597 - 0,2) \cdot \frac{795}{0,787 \cdot 986,7 / 1,025}\right) = 1,363;\end{aligned}$$

$$k_{yz} = 0,6k_{zz} = 0,818;$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} = \frac{795,0}{0,845 \cdot 1171} + 0,818 \cdot \frac{4,51}{63,0} = 0,883;$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} = \frac{795,0}{0,787 \cdot 1171 \cdot 10^3} + 1,363 \cdot \frac{4,51}{63,0} = 0,983 < 1.$$

Устойчивость обеспечена.

б) расчет элементов нижнего пояса.

Ниже детально представлен расчет наиболее нагруженного элемента нижнего пояса. По результатам статического расчета получены значения внутренних усилий от наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок: $N = 821,6$ кН, $M_{\max} = 5,94$ кНм.

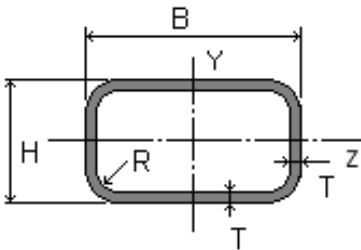


Рис. 6.12. Поперечное сечение верхнего пояса

Принятое поперечное сечение – Гн. 180×140×5, (рис. 6.12), со следующими геометрическими параметрами: $h = 14$ см, $b = 18$ см, $t = 0,5$ см. Марка стали С345 с пределом текучести $f_y = 325$ МПа (НП.1 п. 5.5.2 [8]).

По сортаменту для Гн. 180×140×5 геометрические характеристики:

$$A = 30,36 \text{ см}^2, \quad J_z = 972,6 \text{ см}^4,$$

$$W_{el,z} = 138,943 \text{ см}^3, \quad W_{pl,z} = 163,75 \text{ см}^3.$$

Ограничений по максимальной гибкости в ТКП EN [8] установлено.

Согласно п. 6.2.3 [8] проверка элемента на центральное сжатие выполняется по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} < 1,$$

где $N_{t,Rd}$ – расчетное значение сопротивления поперечного сечения брутто:

$$N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{30,36 \cdot 10^{-4} \cdot 325 \cdot 10^3}{1,025} = 962,7 \text{ кН.}$$

Согласно п. 6.2.1 (7) [8] проверка элемента на совместное действие продольной силы и изгибающего момента может быть выполнена по критерию краевой текучести

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M0}} < 1.$$

Подставим величины входящие в проверочное условие

$$\frac{821,6}{30,36 \cdot 10^{-4} \cdot 325 \cdot 10^3 / 1,025} + \frac{5,94}{163,75 \cdot 10^{-6} \cdot 325 \cdot 10^3 / 1,025} =$$

$$= 0,854 + 0,114 = 0,968 < 1.$$

в) расчет элементов решетки.

В элементах решетки возникают продольные сжимающие, растягивающие усилия и изгибающие моменты. Расчет элементов производится аналогично элементам верхнего и нижнего пояса в зависимости от компонентов напряженного состояния.

г) для получения более достоверных данных были подобраны несколько вариантов поперечных сечений (см. табл. 4.2).

Таблица 6.2

Альтернативные варианты подбора элементов фермы
согласно ТКП EN

Варианты	Уровень использования сечения по отдельным проверкам
Верхний пояс	
C345	
Гн. 180×140×5,5, C345, A = 33,21 см ²	k _N = 0,962, k _{NM} = 1,067
Гн. 180×140×6, C345, A = 36,03 см ²	k _N = 0,888, k _{NM} = 0,983

Варианты	Уровень использования сечения по отдельным проверкам
C245	
Гн. 200×160×6, C245, $A = 40,83 \text{ см}^2$	$k_N = 0,956, k_{NM} = 1,048$
Гн. 200×160×6,5, C245, $A = 43,66 \text{ см}^2$	$k_N = 0,896, k_{NM} = 0,980$
Нижний пояс	
C345	
Гн. 180×140×4,5, C345, $A = 27,47 \text{ см}^2$	$k_N = 0,943, k_{NM} = 1,069$
Гн. 180×140×5, C345, $A = 30,36 \text{ см}^2$	$k_N = 0,854, k_{NM} = 0,986$
C245	
Гн. 180×140×6,5, C245, $A = 38,46 \text{ см}^2$	$k_N = 0,912, k_{NM} = 1,034$
Гн. 180×140×7, C245, $A = 41,16 \text{ см}^2$	$k_N = 0,853, k_{NM} = 0,967$
Раскосы опорный	
C345	
Гн. 120×80×3,5, C345, $A = 13,19 \text{ см}^2$	$k_N = 1,002, k_{NM} = 1,054$
Гн. 120×80×4, C345, $A = 14,95 \text{ см}^2$	$k_N = 0,888, k_{NM} = 0,930$
C245	
Гн. 120×80×4,5, C245, $A = 16,67 \text{ см}^2$	$k_N = 0,979, k_{NM} = 1,031$
Гн. 120×80×5, C245, $A = 18,36 \text{ см}^2$	$k_N = 0,893, k_{NM} = 0,38$
Раскосы	
C345	
Гн. 120×80×3, C345, $A = 11,41 \text{ см}^2$	$k_N = 0,709, k_{NM} = 0,885$
C245	
Гн. 120×80×3, C245, $A = 11,41 \text{ см}^2$	$k_N = 1,010, k_{NM} = 1,092$
Гн. 120×80×3,5, C245, $A = 13,19 \text{ см}^2$	$k_N = 0,877, k_{NM} = 0,945$

6.9. Расчет колонны К1 согласно СНиП

По результатам статического расчета получены значения усилий от наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок ($G + 0,9Q + 0,9S + 0,9W$)

$$N = -1518,9 \text{ кН}, \quad M_1 = 141,0 \text{ кНм}, \quad M_2 = -68,2 \text{ кНм}.$$

Принята марка стали С245 с пределом текучести $R_y = 240 \text{ МПа}$ (табл. 51* [6]). По табл. 6* [6] принимаем коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$. Принимаем поперечное сечение колонны в виде прокатного двутавра 30К4, представленного на рис. 6.13.

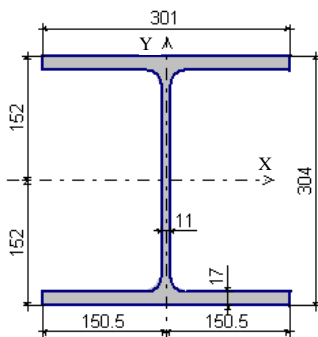


Рис. 6.13. Прокатное двутавровое поперечное сечение центральной колонны

По сортаменту для двутавра 30К4 следующие геометрические характеристики:

$$A = 134,62 \text{ см}^2, \quad J_x = 23381,0 \text{ см}^4, \quad W_x = 1538,224 \text{ см}^3, \quad i_x = 13,179 \text{ см}, \\ J_y = 7732,3 \text{ см}^4, \quad i_y = 7,579 \text{ см}, \quad J_t = 125,411 \text{ см}^4.$$

а) геометрические длины колонны в плоскости и из плоскости действия момента

$$l_x = H_{1\text{эт}} - h_{\text{пола}} - h_{\text{тб}} + h_{\text{базы}} = 7,2 - 0,15 - 1,45 + 0,3 = 5,9 \text{ м};$$

$$l_y = H_{1\text{эт}} - h_{\text{пола}} - h_{\text{вб}} + h_{\text{базы}} = 7,2 - 0,15 - 0,4 + 0,3 = 6,95 \text{ м}.$$

б) расчетные длины колонны. Расчетная длина колонны в плоскости рамы определена через упругую критическую силу потери устойчивости. Критическая сила определена с помощью программного комплекса.

$$l_{\text{eff},x} = 6,5 \text{ м};$$

$$l_{\text{eff},y} = l_y \cdot \mu_y = 6,95 \cdot 1 = 6,95 \text{ м}.$$

в) проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента.

Согласно п. 5.27*[6] расчет на устойчивость сжато-изгибаемых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}.$$

Коэффициент φ_e для сплошностенчатых стержней определяется по табл. 74 [6] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} , определяемого по формуле:

$$m_{ef} = \eta m_x$$

где η – коэффициент влияния формы поперечного сечения, определяемый по табл. 73 [6];

$$m_x = \frac{eA}{W_c} \text{ – относительный эксцентриситет;}$$

$$e = \frac{M_x}{N} \text{ – эксцентриситет;}$$

W_c – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна.

Определим гибкость колонны в плоскости действия момента

$$\lambda_x = \frac{l_{eff,x}}{i_x} = \frac{650}{13,179} = 49,3.$$

Рассчитаем условную гибкость колонны в плоскости действия момента

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 49,3 \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 1,683.$$

Вычислим величину относительного эксцентриситета

$$m_x = \frac{M_x}{N} \frac{A}{W_x} = \frac{150,4}{1518,9} \cdot \frac{134,62 \cdot 10^{-4}}{1538,224 \cdot 10^{-6}} = 0,867.$$

По таблице 73 [6] определим значение коэффициента η в зависимости от отношения A_f/A_w :

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{301 \cdot 17}{270 \cdot 11} = 1,723 \Rightarrow \eta = (1,9 - 0,1m_x) - 0,02 \cdot (6 - m_x) \bar{\lambda}_x =$$

$$= (1,9 - 0,1 \cdot 0,867) - 0,02 \cdot (6 - 0,867) \cdot 1,683 = 1,64.$$

Тогда значение относительного приведенного эксцентриситета равно:

$$m_{ef} = \eta m_x = 1,64 \cdot 0,867 = 1,422.$$

Следовательно, при $\bar{\lambda}_x = 1,683$ и $m_{ef} = 1,422$ по т. 74 СНиП II-23-81* $\varphi_e = 0,501$

$$\frac{N}{\varphi_e A} = \frac{1518,9 \cdot 10^{-3}}{0,501 \cdot 134,62 \cdot 10^{-4}} = 225,2 \text{ МПа} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} =$$

$$= 240 \cdot \frac{1}{0,95} = 252,6 \text{ МПа}.$$

Устойчивость колонны в плоскости действия момента обеспечена.
Степень использования сечения: $k_{x,NM} = 0,891$;

г) проверка устойчивости колонны из плоскости действия момента.

Согласно п. 5.30 [6] расчет на устойчивость сжато-изгибаемых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента при изгибе в плоскости большей жесткости, совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{c\varphi_y A} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n},$$

где c – коэффициент, вычисляемый согласно п. 5.31 [6].

Коэффициент c необходимо определять следующим образом:

– при $m_x \leq 5$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x},$$

где α, β – коэффициенты, принимаемые по табл. 10 [6];

– при $m_x \geq 10$

$$c = \frac{1}{1 + m_x \frac{\Phi_y}{\Phi_b}};$$

–при $5 < m_x < 10$

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2m_x - 1).$$

Определим гибкость колонны из плоскости действия момента

$$\lambda_y = \frac{l_{eff,y}}{i_y} = \frac{695}{7,579} = 91,7.$$

Тогда по табл. 72 [6] $\varphi_y = 0,599$.

Момент в средней трети длины колонны: $M_x^{1/3} = 77,4$ кНм.

Тогда относительный эксцентриситет

$$m_x = \frac{M_x^{1/3}}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{77,4}{1518,9} \cdot \frac{134,62 \cdot 10^{-4}}{1538,224 \cdot 10^{-6}} = 0,446.$$

Так как $m_x = 0,446 < 5$, то коэффициент c будет определяться по формуле

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}.$$

По табл. 10 [6] определим коэффициенты α и β :

– при $m_x = 0,446 < 1 \Rightarrow \alpha = 0,7$;

– при $\lambda_y = 91,7 < \lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^{11}}{240 \cdot 10^6}} = 91,99 \Rightarrow \beta = 1$;

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,446} = 0,762.$$

$$\frac{N}{c \varphi_y A} = \frac{1518,9 \cdot 10^{-3}}{0,762 \cdot 0,599 \cdot 134,62 \cdot 10^{-4}} =$$

$$= 247,2 \text{ МПа} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 240 \cdot \frac{1}{0,95} = 252,6 \text{ МПа}.$$

Устойчивость колонны из плоскости действия момента обеспечена.

Степень использования сечения: $k_{x,NM} = 0,979$.

д) так как профили принимались по сортаменту (определенный шаг профилей и их размеров не позволяет получить наиболее рациональные сечения), то для получения более достоверных данных были проанализированы альтернативные варианты. Дополнительно рассмотрены одно меньшее сечение 30 К3 и одно большее 35 К1 при тех же исходных данных. Альтернативно были подобраны сечения при уменьшенной расчетной длине из плоскости каркаса $l_{eff,y} = 6,95 \cdot 0,5 = 3,475$ м (постановка распорок из плоскости колонны). Результаты представлены в табл. 6.3.

Таблица 6.3

Альтернативные варианты подбора сечений колонны
согласно СНИП

Варианты	Уровень использования сечения по отдельным проверкам
Базовый вариант	
30 К3, $A = 134,79 \text{ см}^2$	$k_{x,N} = 0,528, k_{y,N} = 0,781$ $k_{x,NM} = 0,930, k_{y,NM} = 1,019$

Варианты	Уровень использования сечения по отдельным проверкам
30 К4, $A = 134,62 \text{ см}^2$	$k_{x,N} = 0,522, k_{y,N} = 0,746$ $k_{x,NM} = 0,891, k_{y,NM} = 0,978$
35 К1, $A = 139,03 \text{ см}^2$	$k_{x,N} = 0,491, k_{y,N} = 0,629$ $k_{x,NM} = 0,788, k_{y,NM} = 0,800$
Сварное сечение $A = 129,0 \text{ см}^2$, $h_w = 270 \text{ мм}, b_f = 300 \text{ мм},$ $t_w = 10 \text{ мм}, t_f = 17 \text{ мм}$	$k_{x,N} = 0,545, k_{y,N} = 0,764$ $k_{x,NM} = 0,923, k_{y,NM} = 1,000$
Альтернативный вариант	
30 К2, $A = 119,78 \text{ см}^2$	$k_{x,N} = 0,588, k_{y,N} = 0,578$ $k_{x,NM} = 1,007, k_{y,NM} = 0,760$
30 К3, $A = 134,79 \text{ см}^2$	$k_{x,N} = 0,528, k_{y,N} = 0,518$ $k_{x,NM} = 0,930, k_{y,NM} = 0,692$
30 К4, $A = 134,62 \text{ см}^2$	$k_{x,N} = 0,522, k_{y,N} = 0,514$ $k_{x,NM} = 0,891, k_{y,NM} = 0,674$
35 К1, $A = 139,03 \text{ см}^2$	$k_{x,N} = 0,491, k_{y,N} = 0,484$ $k_{x,NM} = 0,788, k_{y,NM} = 0,615$
Сварное сечение $A = 120,3 \text{ см}^2$, $h_w = 270 \text{ мм}, b_f = 300 \text{ мм},$ $t_w = 9 \text{ мм}, t_f = 16 \text{ мм}$	$k_{x,N} = 0,584, k_{y,N} = 0,572$ $k_{x,NM} = 0,988, k_{y,NM} = 0,747$

6.10. Расчет колонны К1 согласно ТКП EN

По результатам статического расчета получены значения усилий от наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок ($0,85G + Q + 0,6S + 0,6W$)

$$N = -1914,4 \text{ кН}, M_1 = 198,1 \text{ кНм}, M_2 = -93,0 \text{ кНм.}\infty$$

Согласно таблице НП.1 п. 5.5.2 [8] принимаем сталь С245 по ГОСТ 27772–88. При толщине проката $t = 2 - 20 \text{ мм}$ для данной стали предел текучести равен $f_y = 245 \text{ МПа}$.

Принимаем поперечное сечение колонны в виде прокатного двутавра 35 К2 (рис. 6.14). При определении геометрических характеристик поперечного сечения следует обратить внимание на отличие в обозначениях соответствующих осей $x - x = y - y$, $y - y = z - z$.

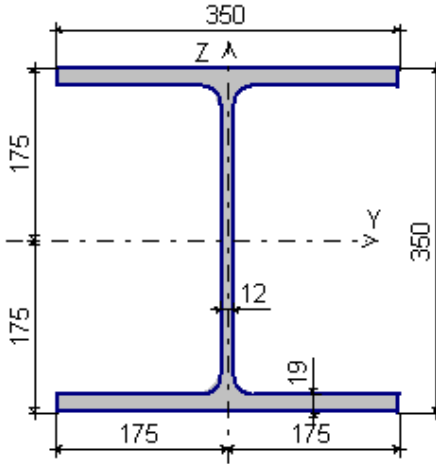


Рис. 6.14. Прокатное двутавровое поперечное сечение центральной колонны

По сортаменту для двутавра 35К2 следующие геометрические характеристики:

$$A = 173,87 \text{ см}^2, \quad J_y = 402956,0 \text{ см}^4, \quad W_{el,y} = 2302,629 \text{ см}^3, \quad W_{pl,y} = 2545,213 \text{ см}^3, \\ i_y = 15,224 \text{ см}, \quad J_z = 13585,3 \text{ см}^4, \quad W_{el,z} = 776,303 \text{ см}^3, \quad W_{pl,z} = 1178,576 \text{ см}^3, \\ i_z = 8,839 \text{ см}, \quad J_t = 199,745 \text{ см}^4, \quad J_w = 3\,721\,047 \text{ см}^4.$$

а) геометрические и расчетные длины колонны действия момента принимаем из расчета по СНиП II-23-81*, за исключением расчетной длины колонны в плоскости каркаса. Расчетная длина колонны в плоскости рамы определена через упругую критическую силу потери устойчивости. Критическая сила определена с помощью программного комплекса:

$$l_y = 5,9 \text{ м}, \quad l_{eff,y} = 6,4 \text{ м};$$

$$l_z = 6,95 \text{ м}, \quad l_{eff,z} = 6,95 \text{ м};$$

б) определим класс поперечного сечения колонны.

Согласно табл. 5.2 [8] определим класс полок поперечного сечения колонны:

$$\frac{c}{t} = \frac{b_f - t_w - 2R}{2t_f} = \frac{350 - 12 - 2 \cdot 20}{2 \cdot 19} = 7,84 < 9\varepsilon =$$

$$= 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \sqrt{\frac{235}{245}} = 8,81.$$

Следовательно, полка относится к первому классу сечения.

Согласно табл. 5.2 [8] определим класс стенки поперечного сечения колонны:

при

$$\frac{c}{t_w} = \frac{h_w - 2R}{t_w} = \frac{350 - 2 \cdot 19 - 2 \cdot 20}{12} = 22,67 < 33\varepsilon = 32,32.$$

Следовательно, стенка относится к первому классу сечения.

Таким образом, согласно п. 5.5.2 [8] поперечное сечение колонны в целом относится к первому классу сечения;

в) проверка поперечного сечения.

Согласно п. 6.2.9.1 [8] производится проверка прочности сечений классов 1 и 2 на действие осевой силы и изгибающего момента. При этом, в соответствии с п. 6.2.9.1(4) [8], для двутавровых сечений с двумя осями симметрии влияние осевой силы на сопротивление изгибу относительно оси $y - y$ в пластической стадии учитывать не следует, если выполняются следующие условия

$$N_{Ed} < 0,25N_{pl,Rd} \text{ и } N_{Ed} < \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}.$$

Определим необходимость учета продольной силы при определении сопротивления изгибу:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{173,87 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^3}{1,025} = 4155,92 \text{ кН};$$

$$N_{Ed} = 1914,4 \text{ кН} > 0,25N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 4586,92 = 1039,0 \text{ кН};$$

$$N_{Ed} = 1914,4 \text{ кН} > \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 0,272 \cdot 0,012 \cdot 245 \cdot 10^3}{1,025} = 390,1 \text{ кН}.$$

Следовательно, необходимо учитывать влияние осевой силы на сопротивление изгибу.

Согласно п. 6.2.9.1 (5) [8] для поперечных сечений, в расчете которых не учитываются отверстия, может применяться следующая приближенная формула для прокатных и сварных двутавров с равными полками:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1 - n_y}{1 - 0,5 \cdot a} \leq M_{pl,y,Rd}$$

где $M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2545,213 \cdot 10^{-6} \cdot 245 \cdot 10^3 / 1,025 = 608,4 \text{ кНм};$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 1914,4 / 4155,9 = 0,461;$$

$$a = (A - 2b_f t_f) / A = (173,97 - 2 \cdot 35 \cdot 1,9) / 173,87 = 0,235.$$

Таким образом

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5a} = 608,4 \cdot \frac{1 - 0,461}{1 - 0,5 \cdot 0,235} = 371,6 \text{ кНм}.$$

Выполним проверку поперечного сечения на действие изгибающего момента

$$M_{y,Ed} = 197,1 \text{ кНм} \leq M_{N,y,Rd} = 371,6 \text{ кНм}.$$

Несущая способность сжато-изгибаемого элемента по прочности обеспечена;

г) проверка элемента.

Согласно п. 6.3.3(4) [8] при проверке устойчивости сжато-изгибаемых элементов должны выполняться условия:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT}}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} < 1;$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT}}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} < 1.$$

Определим характеристические значения сопротивления продольному усилию и изгибу в пластической стадии:

$$N_{Rk} = Af_y = 173,87 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^3 = 4259,8 \text{ кН};$$

$$M_{y,Rk} = W_{y,pl} f_y = 2545,213 \cdot 10^{-6} \cdot 245 \cdot 10^3 = 623,6 \text{ кНм}.$$

Определим значения понижающих коэффициентов χ_y, χ_z при плоской форме потери устойчивости. В соответствии с п. 6.3.1.2 [8] величину коэффициента χ , в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$, следует определять по соответствующей кривой потери устойчивости.

Вычислим значения условных гибкостей:

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 91,96$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{cr,y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{640}{15,224} \cdot \frac{1}{91,96} = 0,457;$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{cr,z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{695}{8,839} \cdot \frac{1}{91,96} = 0,855.$$

Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства, принимается в зависимости от вида кривой потери устойчивости, определяемой по табл. 6.2 [8].

Кривая потери устойчивости относительно оси $y - y$:

при $h/b_f = 350/350 = 1 < 1,2$ и $t_f = 19 < 40$ мм – вид кривой $b \Rightarrow \alpha_y = 0,34$.

Кривая потери устойчивости относительно оси $z - z$:

при $h/b_f = 350/350 = 1 < 1,2$ и $t_f = 19 < 40$ мм – вид кривой $c \Rightarrow \alpha_z = 0,49$.

$$\begin{aligned}\Phi_y &= 0,5 \cdot \left(1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2\right) = \\ &= 0,5 \cdot \left(1 + 0,34 \cdot (0,457 - 0,2) + 0,457^2\right) = 0,648;\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Phi_z &= 0,5 \cdot \left(1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2\right) = \\ &= 0,5 \cdot \left(1 + 0,49 \cdot (0,855 - 0,2) + 0,855^2\right) = 1,026;\end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,648 + \sqrt{0,648^2 - 0,457^2}} = 0,903;$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,026 + \sqrt{1,026^2 - 0,855^2}} = 0,628.$$

Определим значение понижающего коэффициента плоской формы изгиба χ_{LT} . Согласно п. 6.3.2.3 [8] для прокатных профилей понижающий коэффициент χ_{LT} определяется по формуле:

$$\begin{aligned}M_{cr} &= C_1 \frac{\pi^2 EJ_z}{l_{cr,LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{cr,LT}^2 GI_t}{\pi^2 EJ_z}} = 2,295 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 13585,3 \cdot 10^{-8}}{6,95^2} \times \\ &\times \sqrt{\frac{3721047 \cdot 10^{-12}}{13585,3 \cdot 10^{-8}} + \frac{6,95^2 \cdot 0,81 \cdot 10^{11} \cdot 199,745 \cdot 10^{-8}}{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \cdot 13585,3 \cdot 10^{-8}}} = 3142,0 \text{ кНм};\end{aligned}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{y,pl} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2545,213 \cdot 10^{-6} \cdot 245 \cdot 10^3}{3142,0}} = 0,446.$$

Определим вид кривой потери устойчивости. Согласно табл. 6.5 [8] при отношении $h/b_f = 1 < 2$ – вид кривой $b \Rightarrow \alpha_{LT} = 0,34$.

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right) =$$

$$= 0,5 \cdot \left(1 + 0,34 \cdot (0,446 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,446^2 \right) = 0,582;$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,582 + \sqrt{0,582^2 - 0,75 \cdot 0,446^2}} = 0,982.$$

Согласно п. 6.3.2.3 (2) [8] для учета изменения изгибающего момента в балке между элементами бокового раскрепления, понижающий коэффициент χ_{LT} можно скорректировать следующим образом:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \leq 1,0,$$

$$\text{где } f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left(1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right) \leq 1,0;$$

k_c – поправочный коэффициент, принимаемый по таблице 6.6 [8].

В соответствии с табл. 6.6 [8] при: $\psi = -93/198,1 = -0,469 \Rightarrow$

$$k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot \psi} = \frac{1}{1,33 + 0,33 \cdot 0,469} = 0,674;$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,674) \cdot \left(1 - 2,0 \cdot (0,446 - 0,8)^2 \right) = 0,878;$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0,982}{0,878} = 1,118.$$

Принимаем $\chi_{LT} = \chi_{LT,mod} = 1,0$.

Коэффициенты взаимодействия k_{yy}, k_{zy} , для поперечных сечений, чувствительных к деформациям кручения, определяются в соответствии с табл. В.1 и табл. В.2 [8].

Отношение значений крайних моментов ψ между точками раскрепления равно $\psi = M_{y,Ed,2} / M_{y,Ed,1} = -93 / 198,1 = -0,469$. Тогда в соответствии с табл. В.3 [8]:

$$C_{m,y} = C_{m,LT} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6 - 0,4 \cdot 0,469 = 0,412;$$

$$\begin{aligned} k_{yy} &= C_{m,y} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = \\ &= 0,412 \cdot \left(1 + (0,457 - 0,2) \cdot \frac{1914,4}{0,903 \cdot 4259,8 / 1,025} \right) = 0,466, \end{aligned}$$

но не более

$$C_{m,y} \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0,412 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{1914,4}{0,903 \cdot 4259,8 / 1,025} \right) = 0,572;$$

$$\begin{aligned} k_{zy} &= \left(1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{m,LT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = \\ &= \left(1 - \frac{0,1 \cdot 0,855}{(0,412 - 0,25)} \cdot \frac{1914,4}{0,628 \cdot 4259,8 \cdot 10^3 / 1,025} \right) = 0,572, \end{aligned}$$

но не менее

$$\left(1 - \frac{0,1}{(C_{m,LT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}\right) =$$

$$= \left(1 - \frac{0,1}{(0,412 - 0,25)} \cdot \frac{1914,4}{0,628 \cdot 4259,8 \cdot 10^3 / 1,025}\right) = 0,599.$$

Принятые значения коэффициентов взаимодействия $k_{yy} = 0,466$,
 $k_{zy} = 0,599$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT}}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{1914,4}{0,903 \cdot 4259,8} + 0,466 \cdot \frac{198,1}{1 \cdot \frac{623,6}{1,025}} =$$

$$= 0,510 + 0,152 = 0,662 < 1;$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT}}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{1914,4}{0,628 \cdot 4259,8} + 0,599 \cdot \frac{198,1}{1 \cdot \frac{623,6}{1,025}} =$$

$$= 0,734 + 0,195 = 0,929 < 1.$$

Устойчивость колонны обеспечена.

д) для получения более достоверных данных были проанализированы альтернативные варианты. Дополнительно рассмотрены одно меньшее сечение 35 К1 и одно большее 40 К1 при тех же исходных данных. Альтернативно были подобраны сечения при уменьшенной расчетной длине из плоскости каркаса $l_{eff,y} = 6,95 \cdot 0,5 = 3,475$ м (постановка распорок из плоскости колонны). Результаты представлены в табл. 6.4.

Таблица 6.4

**Альтернативные варианты подбора сечений колонны
согласно ТКП EN**

Варианты	Уровень использования сечения по отдельным проверкам
Базовый вариант	
35 К1, $A = 139,03 \text{ см}^2$	$k_{x,N} = 0,640, k_{y,N} = 0,929$ $k_{x,NM} = 0,840, k_{y,NM} = 1,198$
35 К2, $A = 173,87 \text{ см}^2$	$k_{x,N} = 0,510, k_{y,N} = 0,734$ $k_{x,NM} = 0,662, k_{y,NM} = 0,929$
40 К1, $A = 186,81 \text{ см}^2$	$k_{x,N} = 0,463, k_{y,N} = 0,619$ $k_{x,NM} = 0,583, k_{y,NM} = 0,770$
Сварное сечение $A = 154,7 \text{ см}^2$, $h_w = 310 \text{ мм}, b_f = 350 \text{ мм},$ $t_w = 7 \text{ мм}, t_f = 19 \text{ мм}$	$k_{x,N} = 0,571, k_{y,N} = 0,786$ $k_{x,NM} = 0,736, k_{y,NM} = 1,001$
Альтернативный вариант	
30 К4, $A = 134,62 \text{ см}^2$	$k_{x,N} = 0,683, k_{y,N} = 0,705$ $k_{x,NM} = 0,93, k_{y,NM} = 1,105$
35 К1, $A = 139,03 \text{ см}^2$	$k_{x,N} = 0,640, k_{y,N} = 0,655$ $k_{x,NM} = 0,840, k_{y,NM} = 0,989$
35 К2, $A = 173,87 \text{ см}^2$	$k_{x,N} = 0,510, k_{y,N} = 0,522$ $k_{x,NM} = 0,662, k_{y,NM} = 0,778$
Сварное сечение $A = 136,8 \text{ см}^2$, $h_w = 310 \text{ мм}, b_f = 350 \text{ мм},$ $t_w = 8 \text{ мм}, t_f = 16 \text{ мм}$	$k_{x,N} = 0,648, k_{y,N} = 0,658$ $k_{x,NM} = 0,845, k_{y,NM} = 0,989$

**6.11. Сравнение результатов расчета
стальных конструкций**

В табл. 6.5–6.7 представлены результаты сравнения элементов поперечной рамы согласно СНиП и ТКП EN.

Таблица 6.5

Сравнительный анализ расчета балочных элементов

	СНиП	ТКП EN	k_i
Усилия			
Б1	$M = 245,1 \text{ кНм},$ $Q = 163,4 \text{ кН}$	$M = 315,4 \text{ кНм},$ $Q = 210,2 \text{ кН}$	$k_M = 1,286,$ $k_Q = 1,286$
Б2	$M = 1299,9 \text{ кНм},$ $Q = 511,4 \text{ кН}$	$M = 1683,9 \text{ кНм},$ $Q = 662,5 \text{ кН}$	$k_M = 1,295,$ $k_Q = 1,295$
Б3	$M = 5222,3 \text{ кНм},$ $Q = 1172,6 \text{ кН}$	$M = 6737,4 \text{ кНм},$ $Q = 1512,8 \text{ кН}$	$k_M = 1,290,$ $k_Q = 1,290$

	СНиП	ТКП EN	k_t
Предел текучести			
Б1 С245	$R_y = 240$ МПа, $\gamma_c = 1,1$	$f_y = 245$ МПа, $\gamma_{M1} = 0,932$	$k_{fy} = 1,004$
Б2 С345	$R_y = 315$ МПа, $\gamma_c = 1,1$	$f_y = 325$ МПа, $\gamma_{M1} = 0,932$	$k_{fy} = 0,994$
Б3 С345	$R_y = 300$ МПа, $\gamma_c = 1,1$	$f_y = 305$ МПа, $\gamma_{M1} = 0,932$	$k_{fy} = 1,008$
Дифференциация надежности			
	$\gamma_n = 0,95$	$k_F = 1,0$	$k_n = 1,053$
Б1	I 40Б2, С245, $A = 69,75$ см ² , $k = 0,90$	I 45Б2, С245, $A = 85,96$ см ² , $k = 0,82$	$k_{\theta} = 1,123$
Б2	I 70Б1, С345, $A = 164,7$ см ² , $k = 0,92$	I 80Б1, С345, $A = 203,2$ см ² , $k = 0,83$	$k_{\theta} = 1,113$
Б3	Сварное сечение, С345 $A = 330,0$ см ² , $b_f = 380$ мм, $t_f = 25$ мм, $h_w = 1400$ мм, $t_w = 10$ мм, $k = 0,96$	Сварное сечение, С345 $A = 436,0$ см ² , $b_f = 480$ мм, $t_f = 25$ мм, $h_w = 1400$ мм, $t_w = 14$ мм, $k = 0,97$	$k_{\theta} = 1,335$

Таблица 6.6

Сравнительный анализ расчета фермы

	СНиП	ТКП EN	k_t
Усилия			
ВП	$N = -746,3$ кН, $M = 4,23$ кНм	$N = -795,3$ кН, $M = 4,51$ кНм	$k_N = 1,065$
НП	$N = 771,3$ кН, $M = 5,58$ кНм	$N = 821,6$ кН, $M = 5,94$ кНм	$k_N = 1,065$
P1	$N = -280,5$ кН, $M = 0,94$ кНм	$N = -298,8$ кН, $M = 1,13$ кНм	$k_N = 1,065$
P2	$N = -200,0$ кН, $M = 1,15$ кНм	$N = -213,1$ кН, $M = 1,24$ кНм	$k_N = 1,065$
Предел текучести			
С345	$R_y = 335$ МПа, $\gamma_c = 1$	$f_y = 325$ МПа, $\gamma_{M1} = 1,025$	$k_{fy} = 1,057$
С245	$R_y = 240$ МПа, $\gamma_c = 1$	$f_y = 245$ МПа, $\gamma_{M1} = 1,025$	$k_{fy} = 1,004$
Дифференциация надежности			
	$\gamma_n = 0,95$	$k_F = 1,0$	$k_n = 1,053$

Продолжение табл. 6.6

	СНиП	ТКП EN	k_i
Верхний пояс			
C345	Гн. 180×140×4,5, $A = 27,47 \text{ см}^2$, $k_N = 0,962, k_{NM} = 1,022$	Гн. 180×140×5,5, $A = 33,21 \text{ см}^2$, $k_N = 0,962, k_{NM} = 1,067$	$k_{\theta,N} = 1,209$ $k_{\theta,NM} = 1,262$
	Гн. 180×140×5, $A = 30,36 \text{ см}^2$, $k_N = 0,871, k_{NM} = 0,927$	Гн. 180×140×6, $A = 36,03 \text{ см}^2$, $k_N = 0,888, k_{NM} = 0,983$	$k_{\theta,N} = 1,210$ $k_{\theta,NM} = 1,258$
C245	Гн. 200×160×5, $A = 34,36 \text{ см}^2$, $k_N = 0,991, k_{NM} = 1,036$	Гн. 200×160×6, $A = 40,83 \text{ см}^2$, $k_N = 0,956, k_{NM} = 1,048$	$k_{\theta,N} = 1,146$ $k_{\theta,NM} = 1,202$
	Гн. 200×160×5,5, $A = 37,61 \text{ см}^2$, $k_N = 0,906, k_{NM} = 0,947$	Гн. 200×160×6,5, $A = 43,66 \text{ см}^2$, $k_N = 0,896, k_{NM} = 0,980$	$k_{\theta,N} = 1,148$ $k_{\theta,NM} = 1,201$
Нижний пояс			
C345	Гн. 180×140×4, $A = 24,55 \text{ см}^2$, $k_N = 0,891, k_{NM} = 0,963$	Гн. 180×140×4,5, $A = 27,47 \text{ см}^2$, $k_N = 0,943, k_{NM} = 1,069$	$k_{\theta,N} = 1,184$ $k_{\theta,NM} = 1,242$
		Гн. 180×140×5, $A = 30,36 \text{ см}^2$, $k_N = 0,854, k_{NM} = 0,986$	$k_{\theta,N} = 1,185$ $k_{\theta,NM} = 1,266$
C245	Гн. 180×140×5,5, $A = 33,21 \text{ см}^2$, $k_N = 0,919, k_{NM} = 1,014$	Гн. 180×140×6,5, $A = 38,46 \text{ см}^2$, $k_N = 0,912, k_{NM} = 1,034$	$k_{\theta,N} = 1,149$ $k_{\theta,NM} = 1,181$
	Гн. 180×140×6, $A = 36,03 \text{ см}^2$, $k_N = 0,847, k_{NM} = 0,903$	Гн. 180×140×7, $A = 41,16 \text{ см}^2$, $k_N = 0,853, k_{NM} = 0,967$	$k_{\theta,N} = 1,150$ $k_{\theta,NM} = 1,223$
Раскос 1			
C345	Гн. 120×80×3, $A = 11,41 \text{ см}^2$, $k_N = 1,012, k_{NM} = 1,052$	Гн. 120×80×3,5, $A = 13,19 \text{ см}^2$, $k_N = 1,002, k_{NM} = 1,054$	$k_{\theta,N} = 1,145$ $k_{\theta,NM} = 1,158$
	Гн. 120×80×3,5, $A = 13,19 \text{ см}^2$, $k_N = 0,882, k_{NM} = 0,916$	Гн. 120×80×4, $A = 14,95 \text{ см}^2$, $k_N = 0,888, k_{NM} = 0,930$	$k_{\theta,N} = 1,141$ $k_{\theta,NM} = 1,160$
C245	Гн. 120×80×4, $A = 14,95 \text{ см}^2$, $k_N = 0,981, k_{NM} = 1,039$	Гн. 120×80×4,5, $A = 16,67 \text{ см}^2$, $k_N = 0,979, k_{NM} = 1,031$	$k_{\theta,N} = 1,113$ $k_{\theta,NM} = 1,106$
	Гн. 120×80×4,5, $A = 16,67 \text{ см}^2$, $k_N = 0,882, k_{NM} = 0,936$	Гн. 120×80×5, $A = 18,36 \text{ см}^2$, $k_N = 0,893, k_{NM} = 0,938$	$k_{\theta,N} = 1,115$ $k_{\theta,NM} = 1,104$

	СНиП	ТКП EN	k_i
Раскос 2			
C345	Гн. 120×80×3, $A = 11,41 \text{ см}^2$, $k_N = 0,722, k_{NM} = 0,814$	Гн. 120×80×3, $A = 11,41 \text{ см}^2$, $k_N = 0,709, k_{NM} = 0,885$	$k_{\theta,N} = 0,982$ $k_{\theta,NM} = 1,050$
C245	Гн. 120×80×3, $A = 11,41 \text{ см}^2$, $k_N = 0,910, k_{NM} = 1,039$	Гн. 120×80×3, $A = 11,41 \text{ см}^2$, $k_N = 1,010, k_{NM} = 1,0092$	$k_{\theta,N} = 1,110$ $k_{\theta,NM} = 1,051$
	Гн. 120×80×3,5, $A = 13,19 \text{ см}^2$, $k_N = 0,790, k_{NM} = 0,904$	Гн. 120×80×3,5, $A = 13,19 \text{ см}^2$, $k_N = 0,877, k_{NM} = 0,945$	$k_{\theta,N} = 1,123$ $k_{\theta,NM} = 1,045$

Таблица 6.7

Сравнительный анализ расчета колонны

	СНиП	ТКП EN	k_i
Усилия			
	$N = -1518,9 \text{ кН}$, $M = 150,4 \text{ кНм}$	$N = -1914,4 \text{ кН}$, $M = 198,1 \text{ кНм}$	$k_N = 1,260$ $k_M = 1,317$
Предел текучести			
C245	$R_y = 240 \text{ МПа}, \gamma_c = 1$	$f_y = 245 \text{ МПа}, \gamma_{M1} = 1,025$	$k_{fy} = 1,004$
Дифференциация надежности			
	$\gamma_n = 0,95$	$k_F = 1,0$	$k_n = 1,053$
Базовый вариант			
	30 К3, $A = 134,79 \text{ см}^2$, $k_N = 0,781, k_{NM} = 1,019$	35 К1, $A = 139,03 \text{ см}^2$, $k_N = 0,929, k_{NM} = 1,198$	$k_{\theta,N} = 1,227$ $k_{\theta,NM} = 1,213$
	30 К4, $A = 134,62 \text{ см}^2$, $k_N = 0,746, k_{NM} = 0,978$	35 К2, $A = 173,87 \text{ см}^2$, $k_N = 0,734, k_{NM} = 0,929$	$k_{\theta,N} = 1,271$ $k_{\theta,NM} = 1,227$
	35 К1, $A = 139,03 \text{ см}^2$, $k_N = 0,629, k_{NM} = 0,800$	40 К1, $A = 186,81 \text{ см}^2$, $k_N = 0,619, k_{NM} = 0,770$	$k_{\theta,N} = 1,322$ $k_{\theta,NM} = 1,293$
	Сварное сечение $A = 129,0 \text{ см}^2$, $k_N = 0,764, k_{NM} = 1,000$	Сварное сечение $A = 154,7 \text{ см}^2$, $k_N = 0,786, k_{NM} = 1,001$	$k_{\theta,N} = 1,234$ $k_{\theta,NM} = 1,200$
Альтернативный вариант			
	30 К2, $A = 119,78 \text{ см}^2$, $k_N = 0,588, k_{NM} = 1,007$	30 К4, $A = 134,62 \text{ см}^2$, $k_N = 0,705, k_{NM} = 1,105$	$k_{\theta,N} = 1,348$ $k_{\theta,NM} = 1,233$
	30 К3, $A = 134,79 \text{ см}^2$, $k_N = 0,528, k_{NM} = 0,930$	35 К1, $A = 139,03 \text{ см}^2$, $k_N = 0,655, k_{NM} = 0,989$	$k_{\theta,N} = 1,280$ $k_{\theta,NM} = 1,097$

	СНиП	ТКП EN	k_i
	30 К4, $A = 134,62 \text{ см}^2$, $k_N = 0,522, k_{NM} = 0,891$	35 К2, $A = 173,87 \text{ см}^2$, $k_N = 0,522, k_{NM} = 0,778$	$k_{\theta,N} = 1,292$ $k_{\theta,NM} = 1,128$
	35 К1, $A = 139,03 \text{ см}^2$, $k_N = 0,491, k_{NM} = 0,788$	35 К2, $A = 173,87 \text{ см}^2$, $k_N = 0,522, k_{NM} = 0,778$	$k_{\theta,N} = 1,330$ $k_{\theta,NM} = 1,251$
	Сварное сечение $A = 120,3 \text{ см}^2$, $k_N = 0,584, k_{NM} = 0,988$	Сварное сечение $A = 136,8 \text{ см}^2$, $k_N = 0,658, k_{NM} = 0,989$	$k_{\theta,N} = 1,281$ $k_{\theta,NM} = 1,138$

В результате выполненных проверок по нормативным документам СНиП [6] и ТКП EN [8] и [9], можно сделать выводы о том, что элементы, рассчитанные по Европейским нормам, имеют больший коэффициент использования, нежели элементы, рассчитанные по СНиП. Итоговое расхождение в коэффициенте использования элементов возникает из-за многих факторов, выявленных в предыдущих анализах.

Проанализируем методики расчета элементов по СНиП [6] и ТКП EN [8] и [9].

1. В начале, для выполнения проверок по ТКП EN [8] необходимо определить класс сечения элемента в зависимости от классов полки и стенки. Класс сечения влияет в дальнейшем на геометрические характеристики, используемые в расчетных формулах. Для 1 и 2 класса при расчете на прочность и устойчивость используют W_{pl} (момент сопротивления сечения в пластической стадии). Для 3 класса используют W_{el} (момент сопротивления сечения в упругой стадии). Для 4 класса вычисляются эффективные характеристики сечения: определяют характеристики для стенки и полки в зависимости от класса, к которому они относятся. Если они относятся к 4-ому классу сечения, то характеристики находятся с учетом редуцирования. В СНиП данного разделения на классы сечения нет.

2. При расчете на прочность поперечного сечения балки, как элемента подверженного осевой силе и изгибу, необходимо отметить, что при схожих расчетных формулах для каждого класса применяются соответствующие геометрические характеристики. Для 1 и 2 класса выполняется проверка необходимости учета осевой силы при проверке на прочность. При выполнении определенных

условий элемент рассчитывается как изгибаемый. В СНиП [6] при проверке прочности на действие осевого усилия и изгибающего момента первая составляющая учитывается всегда, различие возникает только в необходимости учета возможности возникновения пластических деформаций.

3. При проверке сечения на срез несущая способность сечения по ТКП *EN* [9] определяется при учете двух составляющих: несущей способности стенки и полки сечения. Данное значение ограничивается предельной несущей способностью стенки на срез. При расчете по СНиП [6] несущая способность определяется с учетом работы всего сечения в целом.

4. При проверке прочности стенки балки на действие локальных нагрузок основное отличие в результатах возникает за счет разного подхода к определению длины распределения нагрузки. По ТКП *EN* [9] она определяется в зависимости от геометрических характеристик сечения и условной гибкости $\bar{\lambda}$, в то время СНиП [6] учитывает только геометрические характеристики сечения.

5. При выполнении проверки общей устойчивости, СНиП [6] подразделяет работу конструкций на балочного либо стоечного типа, из-за чего в дальнейшем и зависит методика расчета, в то время как ТКП *EN* [9] этого не предусматривает.

6. При проверке общей устойчивости сжато-изгибаемых элементов, работающих по балочной схеме, согласно [8], влияние изгибающего момента учитывается непосредственно в расчетной формуле и при определении коэффициентов взаимодействия, в отличие от СНиП [6], в котором данную проверку можно не выполнять при соблюдении дополнительных условий.

Выводы

На основании проведенного анализа механических характеристик и химического состава стали, а так же расчетов строительных стальных конструкций, выполненных на всех этапах проектирования, начиная со сбора нагрузок и воздействий и заканчивая проектированием сечений элементов каркаса здания по строительным нормам Республики Беларусь и европейским нормам проектирования (ТКП *EN*), а так же проведенного анализа полученных данных, позволяют сделать следующие выводы.

1. В СНиП (ГОСТ) и *EN* принята идентичная маркировка сталей – по пределу текучести (С235..., S235..., и т. д.).

По СНиП (ГОСТ) в зависимости от способа раскисления сталь С235 – кипящая (кп), С245 – полуспокойная (пс) и С255 – спокойная (сп). В ГОСТ принят более дифференцированный подход к прочностным характеристикам стали в зависимости от толщины, в СНиП в зависимости от условий эксплуатации все конструкции разделены на 4-е группы, в соответствии с которыми и назначается марка стали.

В *EN* по способу раскисления все стали делятся на неустойчивые *FN* (кипящие) стали, которые не допускаются, и полностью раскисленные *FF* стали. Раскисления по *EN* обеспечивается более высоким содержанием Si, Mn, остаточного Al (0,2 %), за счет этого – получается более мелкозернистая структура менее склонная к росту зерна, уменьшается содержание кислорода, повышается сопротивляемость хрупкому разрушению.

2. По химическому составу сталь по *EN* более чистая по содержанию вредных примесей чем по ГОСТ. Так по ГОСТ содержание вредных примесей не должно превышать S – 0,05 %, P – 0,04 %, повышенное содержание Ni и Cr. По *EN* – для стали S235 содержание вредных примесей должно быть не более для $S \leq (0,035-0,025 \%)$, $P \leq (0,035-0,025 \%)$.

3. Испытание на ударную вязкость(удар). По ГОСТ используются образцы типа *KCU*, по *EN* приняты образцы типа *KCV*. Образцы *KCV* ближе соответствуют действительным концентраторам напряжений в виде трещин, подрезов и др.

4. Качество стали по *EN* выше чем по ГОСТ и достигается повышением чистоты сталей по содержанию примесей и содержанию

ликваций и неметаллических включений, проведению нормализующей и термомеханической прокатки, в результате чего размельчается зерно, снимаются внутренние напряжения, повышается пластичность и прочность проката.

5. Для стальных конструкций расчетные значения нагрузок и воздействий, рассчитанных по национальным нормам (СНиП) и по адаптированным для РБ европейским нормам (ТКП *EN* с Национальными приложениями) составляют:

– постоянные и временные нагрузки, рассчитанные на покрытие и перекрытие по ТКП *EN* – превышают их значения, вычисленные по СНиП, в среднем на 13 % – 25 %. Это объясняется использованием в нормативных документах различных значений коэффициентов надежности по нагрузке [1] и частных коэффициентов по [3];

– снеговые нагрузки, рассчитанные по ТКП *EN* [4] превышают значения, определенные по СНиП [1]. Это объясняется тем, что величина нормативного значения снегового покрова принята в ТКП *EN* больше чем в СНиП, в среднем для всей территории Республики в 1,4–1,5 раза и вызвана разной обеспеченностью нормативного значения нагрузок по этим документам. При дальнейших расчетах значения нагрузок выравнивается за счет коэффициентов (μ , C_e , C_t), однако конечный результат по ТКП *EN* оказывается в среднем в 1,2–1,3 раза больше чем по СНиП;

– ветровые воздействия на здания, подсчитанные по ТКП *EN* [5] превышают значения по СНиП [1], примерно, в 1,5 – 2 раза. Существенное отличие в значениях ветровых давлений возникает за счет того, что в ТКП *EN* независимо от типа здания, его геометрических характеристик и типа местности, учитывается динамическая составляющая ветрового давления и принимаются аэродинамические коэффициенты с большим значением, чем в СНиП.

6. Анализ результатов статического расчета ПРЗ, выполненный в соответствие с рекомендациями национальных СНиП [6] и европейских норм ТКП *EN* [8] показал, что значения внутренних усилий в элементах согласно ТКП *EN* на 20–30 % больше, чем – по СНиП. Это вызвано тем, что нормативные значения нагрузок по ТКП *EN* больше, применяются большие значения коэффициентов надежности по нагрузке, чем по СНиП. При составлении комбинаций внутренних усилий по двум нормативным документам используются разные коэффициенты сочетаний, а так же при расчете поперечной

рамы по ТКП *EN*, помимо основных нагрузок, необходимо учитывать эквивалентные горизонтальные усилия в этажах рамы, учитывающие начальные несовершенства конструкций.

7. Анализ результатов расчета стальных конструкций показал, что в результате выполненных проверок по нормативным документам СНиП [6] и ТКП *EN* [8] и [9], элементы, рассчитанные по европейским нормам, имеют больший коэффициент использования на 11–33 %, нежели элементы, рассчитанные по СНиП.

8. Сопоставительный анализ расчета стальных конструкций по национальным СНиП и европейским нормам ТКП *EN* показал, что стальные конструкции, рассчитанные согласно ТКП *EN*, примерно, на 10 – 35 % имеют больший расход материалов. Это объясняется более высокой степенью надежности, принятой при проектировании стальных конструкций по Европейским нормам.

Литература

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85.
2. Нагрузки и воздействия: Изменения №1 РБ СНиП 2 01.07–85.
3. Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции. Ч. 1–1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания : СТБ EN 1991-1-1-2007. – Минск : Минстройархитектуры, 2007.
4. Воздействие на конструкции. Ч. 1-3. Общие воздействия. Снеговые воздействия : ТКП EN 1991-1-3. – Минск : Минстройархитектуры, 2009. – 52 с.
5. Воздействие на конструкции. Ч. 1–4. Общие воздействия. Ветровые воздействия : ТКП EN 1991-1-4. – Минск : Минстройархитектуры, 2009. – 52 с.
6. Стальные конструкции : СНиП II-23-81* / Госстрой СССР, – М. : ФГУП ЦПП, 2006. – 90 с.
7. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогобы и перемещения) : СНиП 2.01.07–85 / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 8 с.
8. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Ч. 1–1. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1993-1-1-2009. – М : МАиС, 2009.
9. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1–5. Пластинчатые элементы конструкций : ТКП EN 1993-1-5-2009. – М : МАиС, 2010.
10. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций : ТКП EN 1990–2011. – М. : МАиС, 2012.
11. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия : ГОСТ 27772–88.
12. Металлы. Метод испытания на ударный изгиб при пониженных, комнатной и повышенных температурах : ГОСТ 9454–78.
13. Металлы. Методы испытаний на растяжение : ГОСТ 1497.
14. Горячекатаный прокат из конструкционных сталей : EN 10025. – Ч. 2 : Технические условия поставки нелегированных конструкционных сталей.
15. Горячекатаный прокат из конструкционных сталей : EN 10025. – Ч. 1 : Общие технические условия поставки.
16. Металлические конструкции. Общий курс : учебник для вузов / под ред. Е. И. Беленя. – М. : Стройиздат, 1991.

Учебное издание

ЖАБИНСКИЙ Анатолий Николаевич
НАДОЛЬСКИЙ Виталий Валерьевич

РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА ЗДАНИЯ ПО СНиП И ТКП EN

Учебно-методическое пособие
для студентов строительных специальностей
высших учебных заведений

Редактор *О. В. Ткачук*
Компьютерная верстка *Ю. С. Кругловой*

Подписано в печать 30.09.2016. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 6,04. Уч.-изд. л. 4,73. Тираж 200. Заказ 893.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя печатных
изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.