



(17)-0357-1

## ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДВУТАВРОВОЙ БАЛКИ ПЕРЕКРЫТИЯ 4-ГО КЛАССА СЕЧЕНИЯ ПО ЕВРОКОД 3

А. М. Алёхин<sup>1</sup>, А. Н. Бурдель<sup>2</sup>

ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»,  
2, ул. Державина, г. Макеевка, ДНР, 86123.

E-mail: <sup>1</sup>alyokhin\_20@mail.ru, <sup>2</sup>burdelanton@mail.ru

Получена 31 марта 2017; принята 05 мая 2017.

**Анотация.** В статье представлены численные исследования балки перекрытия двутаврового сечения по Еврокод 3: «Стальные конструкции» [1]. Расчет балки двутаврового сечения произведен как элемент общего 4-го класса, в котором потеря местной устойчивости происходит прежде достижения предела текучести в какой-либо одной или более областях поперечного сечения. Для обеспечения несущей способности балки проверялась местная устойчивость стенки, несущая способность стенки на срез. Проверялась несущая способность сечения от совместного действия перерезывающего усилия, изгибающего момента и осевой силы. По результатам расчета были определены значения металлоемкостей балок в зависимости от высоты и толщины стенки, а также шага поперечных элементов жесткости. На основании полученных результатов определена оптимальная толщина и высота стенки балки и необходимый шаг поперечных ребер жесткости. Проведен анализ полученных значений и определены основные факторы, влияющие на металлоемкость балки 4-го класса.

**Ключевые слова:** балка перекрытия, 4-й класс сечения, эффективная площадь, местная устойчивость, поперечные элементы жесткости, предел текучести, каркас здания, двутавровое сечение.

## ЧИСЕЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ДВУТАВРОВОЇ БАЛКИ ПЕРЕКРИТТЯ 4-ГО КЛАСУ ПЕРЕТИНУ ЗА ЄВРОКОД 3

А. М. Альохін<sup>1</sup>, А. М. Бурдель<sup>2</sup>

ДООЗ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури»,  
2, вул. Державіна, м. Макіївка, ДНР, 86123.

E-mail: <sup>1</sup>alyokhin\_20@mail.ru, <sup>2</sup>burdelanton@mail.ru

Отримана 31 марта 2017; прийнята 05 травня 2017.

**Анотація.** У статті представлені чисельні дослідження балки перекриття двотаврової перетину за Єврокод 3: «Сталеві конструкції» [1]. Розрахунок балки двотаврової перетину проведено як елемента загального 4-го класу, в якому втрата місцевої стійкості відбувається раніше за досягнення межі текучості в якій-небудь одній або більше областях поперечного перетину. Для забезпечення несучої здатності балки перевірялася місцева стійкість стінки, несуча здатність стінки на зріз. Перевірялася несуча спроможність перетину від спільної дії перерізувального зусилля, згинального моменту і осьової сили. За результатами розрахунку були визначені значення металлоємності балок залежно від висоти і товщини стінки, а також кроку поперечних елементів жорсткості. На підставі отриманих результатів визначена оптимальна товщина і висота стінки балки і необхідний крок поперечних ребер жорсткості. Проведено аналіз отриманих значень і визначено основні фактори, що впливають на металлоємність балки 4-го класу.

**Ключові слова:** балка перекриття, 4-й клас перетину, ефективна площа, місцева стійкість, поперечні елементи жорсткості, межа плинності, каркас будівлі, двотавровий розтин.

## NUMERICAL STUDIES OF THE I-BEAM FLOOR BEAM OF 4TH CLASS OF SECTION ACCORDING TO EUROCODE 3

Andrey Alyokhin<sup>1</sup>, Anton Burdel<sup>2</sup>

*Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture,  
2, Derzhavina Str., Makiyivka, DPR, 86123.*

*E-mail: <sup>1</sup>alyokhin\_20@mail.ru, <sup>2</sup>burdelanton@mail.ru*

*Received 31 March 2017; accepted 05 May 2017.*

**Abstract.** In the article numerical investigations of the beam of I-beam cross-section according to Eurocode 3 have been given: «Steel structures» [1]. The I-beam section beam is produced as an element of the general 4th class, in which the loss of local stability occurs before reaching the yield point in any one or more regions of the cross-section. To ensure the load-carrying capacity of the beam, the local stability of the wall, the load-bearing capacity of the wall on the shear were checked. The load-bearing capacity of the section was checked from the combined effect of shearing force, bending moment and axial force. Based on the calculation results, the metal capacities of the beams were determined depending on the height and wall thickness, as well as the pitch of the transverse stiffeners. Based on the obtained results, the optimum thickness and height of the beam wall and the required step of the transverse stiffeners have been determined. The analysis of the obtained values has been carried out and the main factors influencing the metal intensity of the beam of the 4th class have been determined.

**Keywords:** beam overlap, 4 class cross-section, effective area, local stability, transverse stiffeners, yield strength, building frame, I-section.

### Введение

В настоящее время расчет двутавровых балок с гибкой стенкой проводится по п. 18 СНИП II-23-81\* «Стальные конструкции» [6] или приложению X ДБН В.2.6-198:2014 «Стальные конструкции» [12], которые позволяют определить основные геометрические размеры сечения для удовлетворения условий I и II группы предельных состояний. Однако проектирование по Еврокод 3 [1] получает все более широкое распространение, поэтому на сегодняшний день определение методики расчета по международным стандартам является актуальной задачей. Был проведен сравнительный анализ тех критериев, которые предоставляет Еврокод 3 [3], и отечественных норм [6], [13] для балок с «закритической» работой стенок.

Классификация поперечных сечений согласно п. 5 [1] является необходимым требованием для дальнейшего расчета. Роль классификации состоит в определении границ, при достижении которых несущая и вращательная способности поперечных сечений ограничиваются потерей местной устойчивости. Определение гибкости или вычисление отношения ширины к толщине частей сечения отдельного элемента (стенка, пол-

ка) непосредственно определяет его класс. Различные сжатые части в поперечном сечении могут относиться к различным классам.

Объектом исследования являлась балка двутаврового сечения, в которой стенка классифицировалась как элемент 4-го класса. Полка классифицировалась в пределах 1, 2 и 3-го классов п. 5.5.2 [1]. 3-й класс в данном случае является минимально допустимым, по причине необходимого достижения предела текучести в крайних сжатых волокнах балки. 4-й класс для полки обеспечить представленные требования не может. На основании полученных классов сечений отдельных элементов, сечение балки классифицируется по наивысшему (наименее благоприятному) классу его сжатых частей [1]. Следовательно, были рассмотрены балки общего 4-го класса сечения.

**Цель работы:** определение оптимальной металлоемкости балки от высоты и толщины стенки с учетом поперечных элементов жесткости.

Для достижения поставленной цели были решены следующие задачи:

- 1) определена конструктивная и расчетная схема здания;
- 2) собраны нагрузки на каркас здания;

- 3) произведен статический расчет балки перекрытия;
- 4) определена методика расчета по Еврокод 3 [1];
- 5) произведен анализ полученных результатов металлоемкости балки в зависимости от высоты и толщины стенки, а также от шага поперечных элементов жесткости.

## Основная часть

### Конструктивная и расчетная схемы здания

Объектом исследования является балка перекрытия 3-этажного здания административно-торгового назначения с рамно-связевым каркасом (рис. 1, 5). Высота 1-го этажа (от уровня пола) – 5,4 м, 2-го этажа – 5,4 м, 3-го этажа – 4,7 м. Высота здания 15,5 м. Расчетной схемой является однопролетная рама пролетом 17,5 м. Шаг рам составляет 10,5 м (рис. 2, 3). Пространственная жесткость и неизменяемость каркаса здания обеспечивается за счет рамно-связевой системы (рис. 4) и жестких горизонтальных дисков перекрытий, состоящих из монолитной ж/б плиты с несъемной опалубкой (рис. 6).

### Сбор нагрузок на каркас здания

Нагрузки и воздействия определены согласно ДБН В.1.2-2:2006 «Нагрузки и воздействия» в зависимости от категории ответственности и назначения здания [4]. Район строительства соответствует следующему климатическому району:

- по характеристическому значению веса снегового покрова – 5 район ( $S_0 = 1\,500$  Па) [4];
- по характеристическому значению ветрового давления – 3 район ( $W_0 = 500$  Па) [4].

Перекрытие представляет собой монолитную ж/б плиту толщиной  $t = 160$  мм с несъемной опалубкой (рис. 6) из несущего профилированного настила марки Н75-750-0,8 по ГОСТ 24045-94 [7]. Также, согласно табл. 6.2 [4], для здания административно-торгового назначения предусмотрена полезная нагрузка, составляющая  $400$  кг/м<sup>2</sup>. Для обеспечения огнестойкости балки [5] была учтена нагрузка от огнезащитного состава «ЭНДОТЕРМ 400202» толщиной от 2,2 мм.

В качестве второстепенной балки (ВБ) был принят двутавр 45Б2 ГОСТ 26020-83 [10], на

который приложена равномерно-распределенная нагрузка от перекрытия, составляющая  $10,7$  кН/м. Величина полезной нагрузки на ВБ составила  $11,8$  кН/м. На главную балку величина сосредоточенной нагрузки от двух смежных ВБ составляет –  $243$  кН.

Эквивалентная равномерно-распределенная нагрузка на балку от воздействия постоянной и полезной нагрузок –  $80$  кН/м.

### Статический расчет каркаса здания

Был проведен статический расчет в программном комплексе SCAD 7.31 R5 [11] при упругой работе материала. Полученные усилия и перемещения в балках определены на основании расчетных сочетаний усилий (PCY). Расчетная схема (рис. 7) принята как жестко заземленная в колоннах с обоих концов балка с приложенными сосредоточенными усилиями, передающимися от второстепенных балок с шагом  $2,5$  м. Рис. 7 показывает характер загрузки непосредственно от постоянной и полезной нагрузок. Полученные значения усилий на основании PCY показаны на рис. 8.

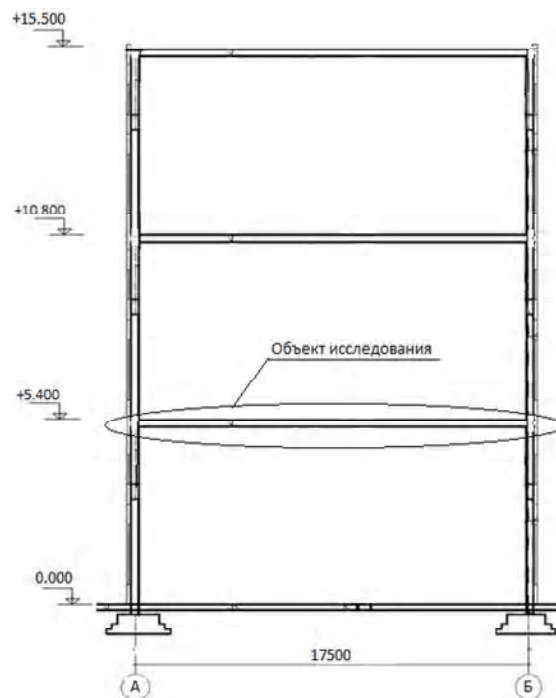
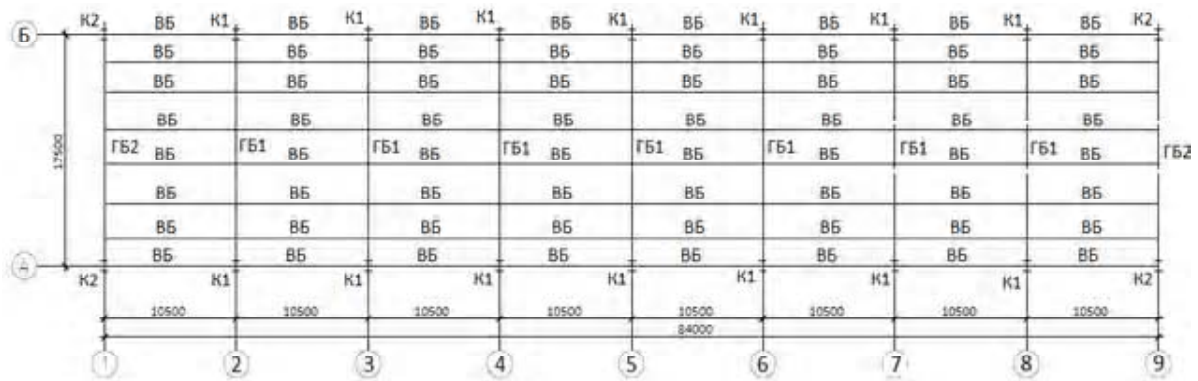
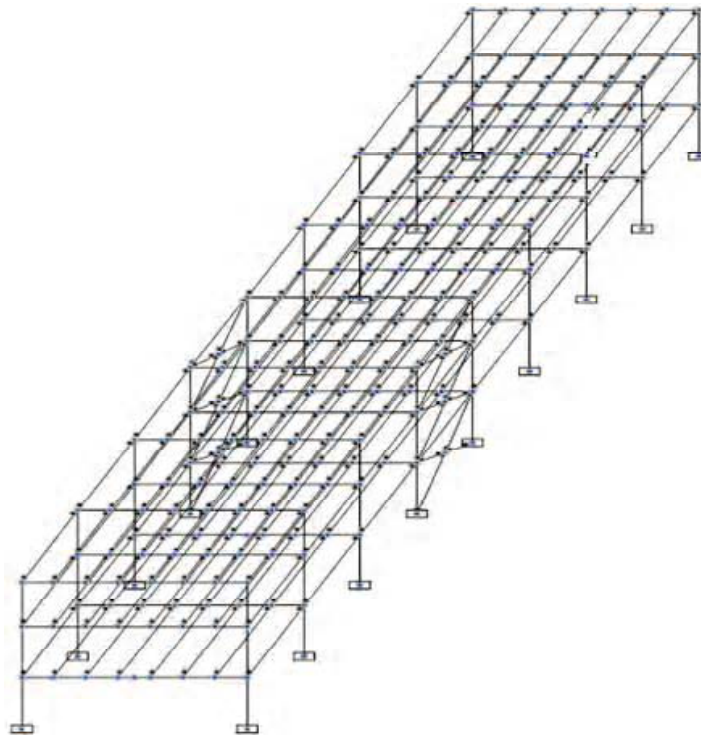


Рисунок 1. Поперечный разрез здания.



**Рисунок 2.** План расположения несущих элементов каркаса: К1, К2 – колонны; ВБ – второстепенные балки; ГБ1, ГБ2 – главные балки крайнего и среднего ряда.



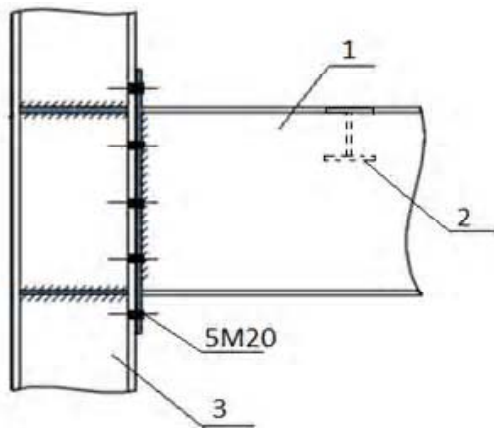
**Рисунок 3.** Расчетная схема здания.

### Методика расчета по Еврокод 3

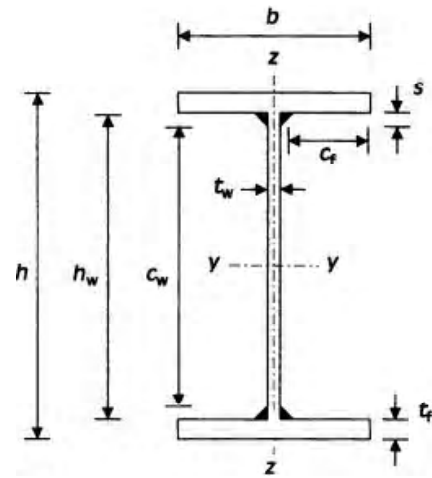
В данном исследовании рассмотрены составные балки из стали класса S275 согласно EN 10025-2. Сечения балок подбирались по сортаменту ГОСТ 19903-74\* «Прокат листовой горячекатаный» [8] и ГОСТ 82-70\* «Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный» [9]. Балки рассматривались с высотой стенки  $h_w = 1\ 090; 1\ 240; 1\ 390; 1\ 410; 1\ 490; 1\ 590;$

$1\ 690$  мм, принятые на основании оптимальной высоты балки и предварительных расчетов на основе полученных значений усилий (рис. 8, 9, 10). Диапазон толщин стенки был принят от 4 до 8 мм [8].

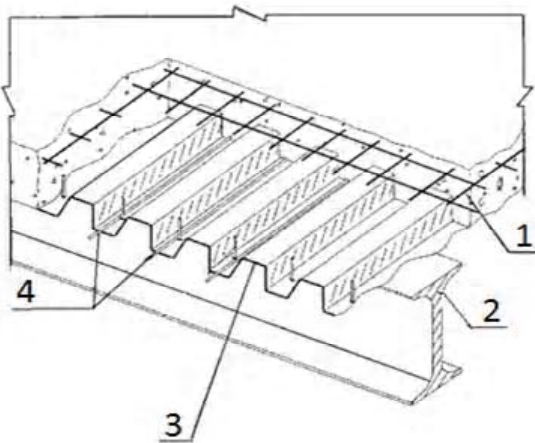
В таблице 1 представлена последовательность расчета балок 4-го класса сечения при воздействии изгибающего момента, поперечной и продольной силы согласно [1], [2], [3].



**Рисунок 4.** Узел примыкания главной балки к колонне: 1 – сварная главная балка с гибкой стенкой (объект исследования); 2 – второстепенная балка двутаврового сечения 45Б2 сопряженная в один уровень с ГБ; 3 – колонна двутаврового сечения 80Ш2.



**Рисунок 5.** Поперечное сечение ГБ (объект исследования):  $h$  – высота балки;  $h_w$  – высота стенки;  $c_w$  – высота стенки (без учета сварных швов);  $t_w$  – толщина стенки;  $b$  – ширина полки;  $c_f$  – свес полки;  $t_f$  – толщина полки;  $s$  – катет сварного шва.



**Рисунок 6.** Схема монолитного ж/б перекрытия с несъемной опалубкой: 1 – арматурная сетка  $100 \times 100$ ; 2 – второстепенная балка двутаврового сечения 45Б2; 3 – стальной профилированный настил Н75-750-0,8; 4 – дополнительная арматура класса А-III Ш10 мм.

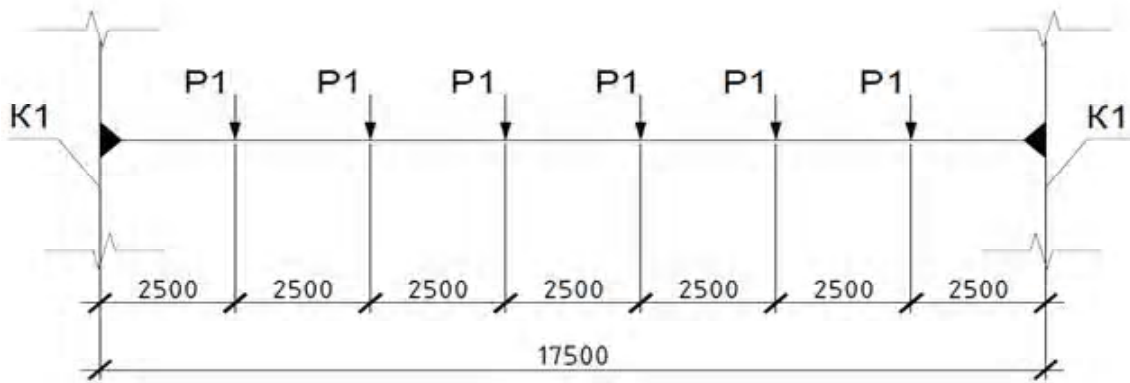
#### Анализ полученных результатов

Проанализировав напряженно-деформированное состояние (НДС) балки перекрытия (рис. 8), особое внимание необходимо уделить крайним опорным отсекам (рис. 9), в которых наблюдаются наибольшие изгибающие моменты и перерезывающие усилия. Отсек № 1 станет ключевым для определения необходимых размеров поперечного сечения балки. Шаг ребер на основании по-

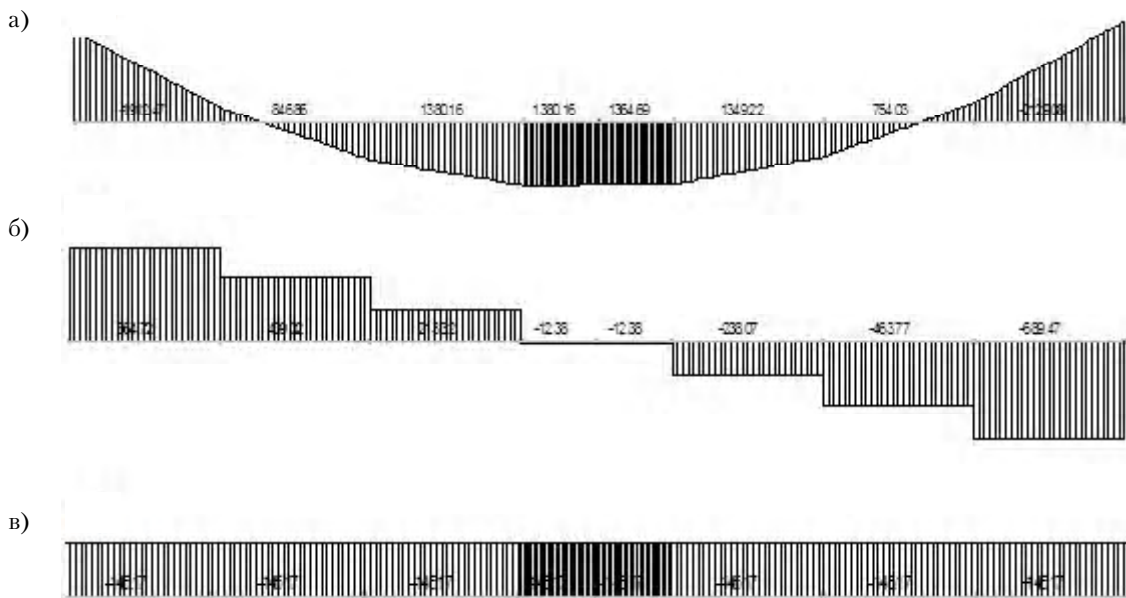
лученных значений усилий в отсеке № 2 будет также приниматься и для остальной части балки, в том числе и в пролетном отсеке. Это обусловлено влиянием несущей способности отсека от совместного действия усилий, ключевым из которых является поперечная сила п. 7.1 [3]. Сечения, не удовлетворяющие вышеперечисленным условиям, сразу исключались из исследования.

Согласно руководству по проектированию стальных тонкостенных балок ЦПНИИССК им. Мельникова [13], рассматриваемые балки можно отнести к тонкостенным только в том случае, если гибкость стенки находится в диапазоне 250...600 и потеря местной устойчивости наступает раньше наступления общего предельного состояния.

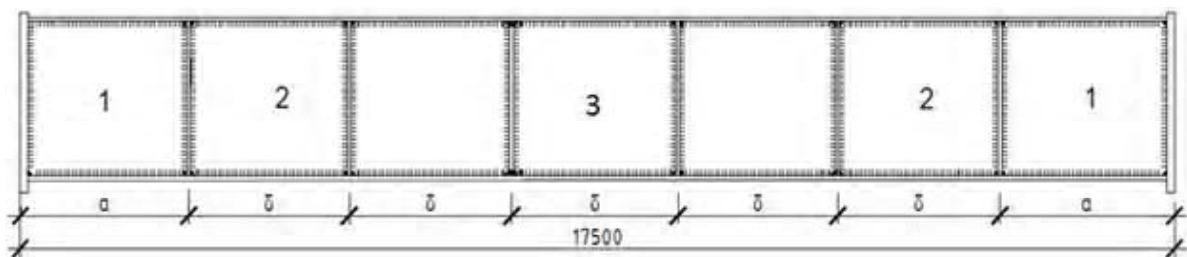
В работе рассматриваются сечения двутавровых балок с гибкостью стенок находящиеся в пределах от 137 до 338. Часть рассмотренных поперечных сечений балки не удовлетворяет требованиям гибкости согласно [13]. Однако по зарубежным нормам п. 5 [1] все рассматриваемые сечения относятся к общему 4-му классу, следовательно, по п. 5.5.2 [1] несущая и вращательная способности поперечных сечений стенки ограничиваются потерей местной устойчивости, что частично удовлетворяет условию тонкостенности [13]. Следовательно, есть необходимость рассмотреть все поперечные сечения в выбранном диапазоне.



**Рисунок 7.** Расчетная схема загрузки балки от постоянной и полезной нагрузок: K1 – колонна; P1 – сосредоточенная сила от двух второстепенных балок, равная 243 кН.



**Рисунок 8.** Эпюры усилий: а) эпюра изгибающих моментов (кНм); б) эпюра поперечных сил (кН); в) эпюра продольных сил (кН).



**Рисунок 9.** Рассматриваемые отсеки балки. Наиболее нагруженные отсеки: 1 – приопорный отсек; 2 – промежуточный отсек; 3 – пролетный отсек; а) шаг поперечных элементов жесткости в первом отсеке; б) шаг поперечных ребер в отсеке 2 и 3.

**Таблица 1.** Порядок расчета балок 4-го класса сечения при совместном действии изгибающего момента, поперечной и продольной силы

| № п/п | Этап   | Ссылка на литературу  |
|-------|--|---|
| 1     | Определить конструктивные особенности балки (условия опирания, места раскрепления сжатого пояса).  |   |
| 2     | Для предельного состояния по несущей способности определить максимальную расчетную перерезывающую силу $V_{Ed}$ , момент $M_{Ed}$ и осевое усилие $N_{Ed}$ , действующее на ригель с учетом соответствующих внешних нагрузок.  | ДБН В.1.2-2:2006 «Нагрузки и воздействия» [4].                          |
| 3     | Принять предварительные размеры сечения и класс стали.   |   |
| 4     | Определить класс сечения при изгибе.   | п. 5.5.2. таблица 5.2 [1].  |
| 5     | Определить геометрические характеристики эффективного сечения 4-го класса ( $A_{eff}$ , $W_{eff,min}$ , $I_{eff}$ ).   | п. 3.2 [3];<br>п. 4.3 [3].  |
| 6     | Определить несущую способность сечения на изгиб. Соблюдение неравенства $M_{ed} \leq M_{c,Rd}$ .   | п. 6.2.5 [1].   |
| 7     | Определить несущую способность сечения от воздействия осевого усилия. Соблюдение неравенства $N_{ed} \leq N_{c,Rd}$ .  | п. 6.2.3 [1];<br>п. 6.2.4 [1].  |
| 8     | Определить несущую способность сечения на срез $V_{c,Ed}$ . Проверить соблюдение неравенства $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ .  | п. 6.2.6 [1].   |
| 9     | Проверка потери местной устойчивости стенки от среза   | п. 6.2.6(6) [1];<br>п. 5.1(2) [3].                                      |
| 10    | Если потеря местной устойчивости имеет место, необходимо предусмотреть поперечные ребра жесткости и выполнить проверку устойчивости стенки отсека $V_{Ed} \leq V_{b,Rd}$ .   | п. 5.1 – п. 5.5 [3].  |
| 11    | Если $V_{Ed} \leq 0,5 V_{b,Rd}$ , определить уменьшенную несущую способность сечения на изгиб и осевую силу с учетом среза и проверить условия $M_{ed} \leq M_{c,Rd}^*$ и $N_{ed} \leq N_{Rd}^*$ .   | п. 6.2.10 [1].  |
| 12    | Проверить влияние пояса на потерю устойчивости стенки.   | п. 8(1) [3].  |
| 13    | Проверка устойчивости в рассматриваемом отсеке при плоской форме потери устойчивости.  | п. 4.6(1) [3].  |
| 14    | Если $M_{ed} \leq M_{f,Rd}$ и $V_{Ed} / V_{b,Rd} > 0,5$ , следует выполнить проверку на потерю устойчивости от совместного действия момента и перерезывающего усилия в отсеке.   | п. 7.1 [3].   |
| 15    | Проверить необходимость проверки плоской формы изгиба. Проверка не требуется, если сжатый пояс полностью раскреплен. В данном случае на балки перекрытия опирается профилированный настил в качестве несъемной опалубки для монолитной ж/б плиты. Тогда балку можно рассматривать как раскрепленную от бокового смещения в плоскости настила, следовательно, можно переходить сразу к шагу (17). | п. 6.3.2.4(1) [1];<br>п. 10.1.1 [2] или приложение ВВ 2.1 и ВВ 2.2 [1]. |
| 16    | Проверка устойчивости плоской формы изгиба элементов с дискретным боковым раскреплением сжатых полок.  | п. 6.3.2.4(1) [1].  |
| 17    | Повторить расчет по пунктам 10–14 для других участков между раскреплениями.  |   |
| 18    | На основании статического расчета определить максимальные вертикальные перемещения.  |   |
| 19    | Проверить, удовлетворяют ли вертикальные перемещения необходимым требованиям.  |   |
| 20    | На основании обеспечения местной устойчивости отсеков балки проектируются поперечные элементы жесткости.   | п. 9.1 – п. 9.3.5 [3].  |

Ниже были рассмотрены варианты конструирования балок с учетом шага поперечных элементов жесткости для наиболее нагруженных отсеков:

1. Вариант № 1 – шаг ребер в отсеке 1 – 500 мм; в отсеке 2 и остальной части балки – 1 250 мм.
2. Вариант № 2 – шаг ребер в отсеке 1 – 500 мм; в отсеке 2 и остальной части балки – 2 500 мм.
3. Вариант № 3 – шаг ребер в отсеке 1 – 625 мм; в отсеке 2 и остальной части балки – 1 250 мм.
4. Вариант № 4 – шаг ребер в отсеке 1 – 625 мм; в отсеке 2 и остальной части балки – 2 500 мм.
5. Вариант № 5 – шаг ребер в отсеке 1 – 1 250 мм; в отсеке 2 и остальной части балки – 2 500 мм.

Получены графики зависимости металлоемкости балки от высоты и толщины стенки с учетом каждого из вышеперечисленных вариантов (рис. 12–17).

#### Вариант 1

При шаге ребер в отсеке 1 – 500 мм и в остальной части ригеля – 1 250 мм возможно запроектировать балку с толщиной стенки  $t_w = 5$  мм, однако, как видно на рис. 10, это влечет за собой значительное увеличение металлоемкости сечения для балок со стенкой ( $h_w = 1\ 240; 1\ 390; 1\ 410$  мм). Для стенки высотой  $h_w = 1\ 090$  мм граничной толщиной, при которой соблюдается условие местной устойчивости, является  $t_w = 6$  мм, но с относительно высокими показателями металлоемкости.

#### Вариант 2

При увеличении шага ребер жесткости в отсеке 2 до 2 500 мм (рис. 11, 12) при  $t_w = 5$  и 6 мм стенка теряет местную устойчивость, несмотря на то, что отсек 1 способен воспринимать нагрузку, поэтому при данном конструктивном решении балки с  $t_w = 5$  и 6 мм исключаются. По сравнению с предыдущим графиком (рис. 10), здесь замечено незначительное уменьшение металлоемкости при любой толщине стенки по причине уменьшения количества поперечных элементов жесткости по всей длине балки, кроме приопорных, что свидетельствует о достаточной несущей способности стенки толщиной от 7 до 8 мм.

#### Вариант 3

При увеличении шага ребер жесткости в отсеке 1 до 625 мм (рис. 13) наблюдается увеличение металлоемкости в более тонких стенках ( $t_w = 5$  мм) и уменьшение в стенках толщиной 6–8 мм. Стенки с  $h_w = 1\ 240$  мм и  $t_w = 5$  мм исключаются по причине недостаточной несущей способности.

#### Вариант 4

Аналогично рис. 11, 12 на данном графике (рис. 14) исключается балка с  $t_w = 5$  и 6 мм по причине несоблюдения условия местной устойчивости стенки из-за увеличения шага ребер жесткости в отсеке 2.

#### Вариант 5

На рис. 15 уменьшение металлоемкости наблюдается в балках с толщиной стенки 7 и 8 мм.

На основании вышеперечисленных вариантов были определены наиболее оптимальные металлоемкости балок при рассматриваемых вариантах высоты и толщины стенки в заданном диапазоне и представлены на рис. 16 и таблице 2.

В таблице 2 показаны значения металлоемкости балки в зависимости от оптимальных значений шага ребер жесткости.

Из рис. 16 и таблицы 2 можно выделить сечения балок с наименьшими показателями металлоемкости:

- 1)  $h_w = 1\ 690$  мм;  $t_w = 5$  мм при шаге ребер в отсеке № 1 – 500 мм; в отсеке № 2 и остальной части балки – 1 250 мм. Общий вес ребер – 253 кг. Суммарный погонный вес балки составляет – 157,33 кг/м. Данная балка является наиболее экономичной по металлоемкости, однако ее высота значительна, что делает ее нерациональной по отношению к экономии строительной высоты.

Для сравнения ниже представлены сечения с меньшей высотой стенки:

- 2)  $h_w = 1\ 390$  мм;  $t_w = 6$  мм; шаг ребер в отсеке № 1 – 500 мм; в отсеке № 2 и остальной части балки – 1 250 мм. Общий вес ребер – 208 кг. Суммарный погонный вес балки составляет – 165,81 кг/м, что на 5,1 % больше



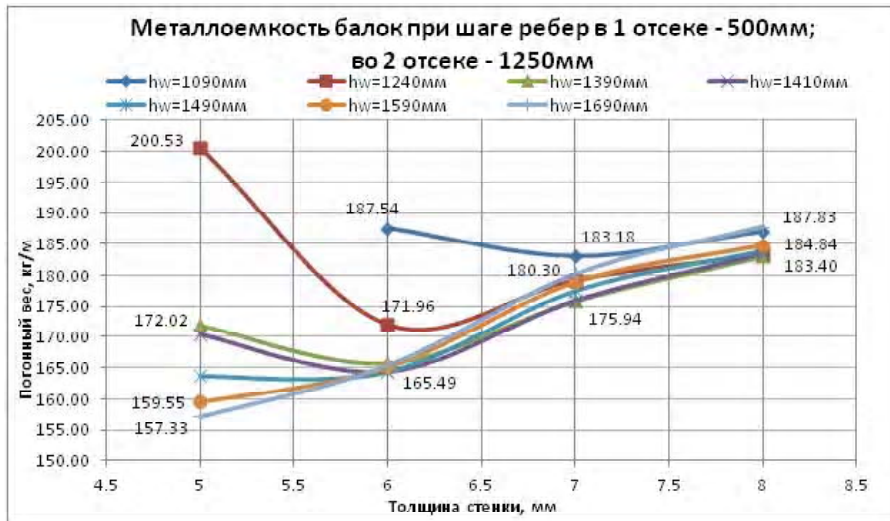


Рисунок 10.Metalлоемкость балки при шаге ребер 500/1 250 мм.

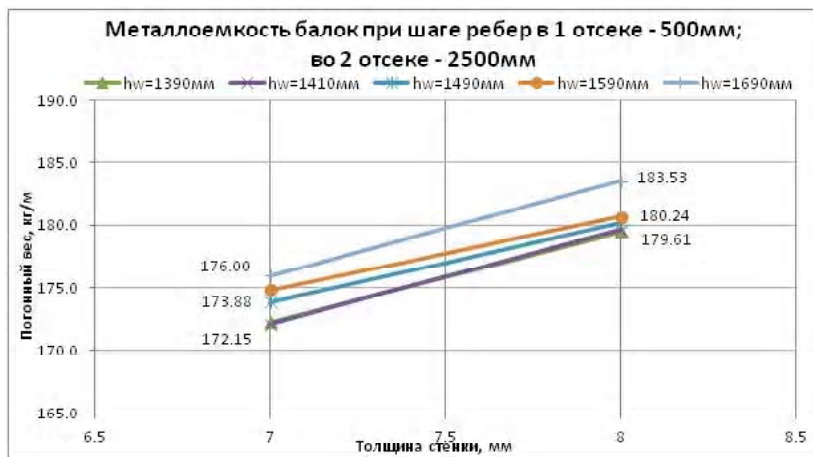


Рисунок 11. Metalлоемкость балки при шаге ребер 500/2 500 мм.



Рисунок 12. Metalлоемкость балки при шаге ребер 500/2 500 мм.



Рисунок 13.Metalлоемкость балки при шаге ребер 625/1 250 мм.

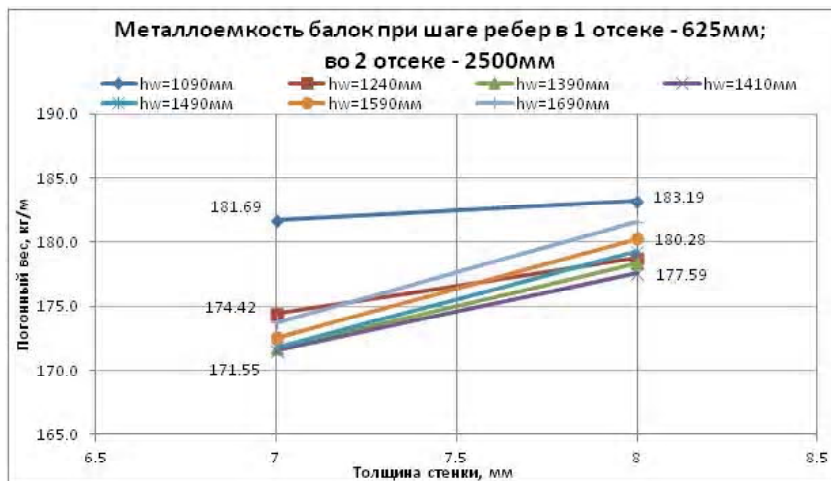


Рисунок 14. Metalлоемкость балки при шаге ребер 625/2 500 мм.

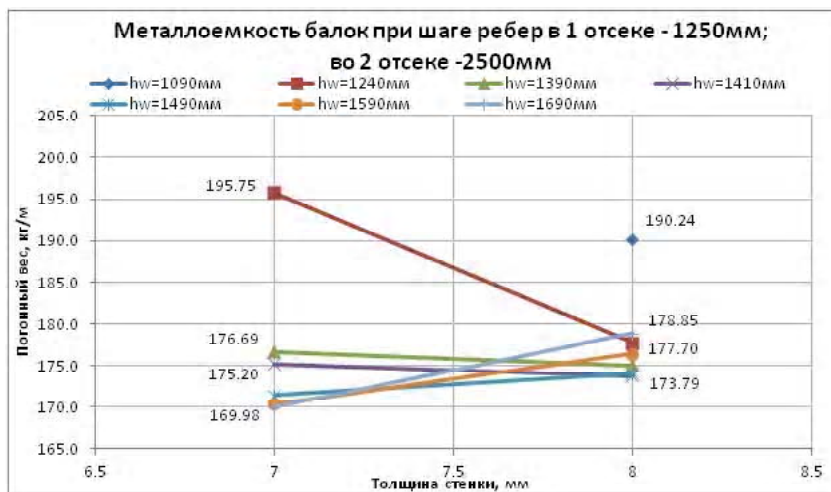


Рисунок 15. Metalлоемкость балки при шаге ребер 1 250/2 500 мм.

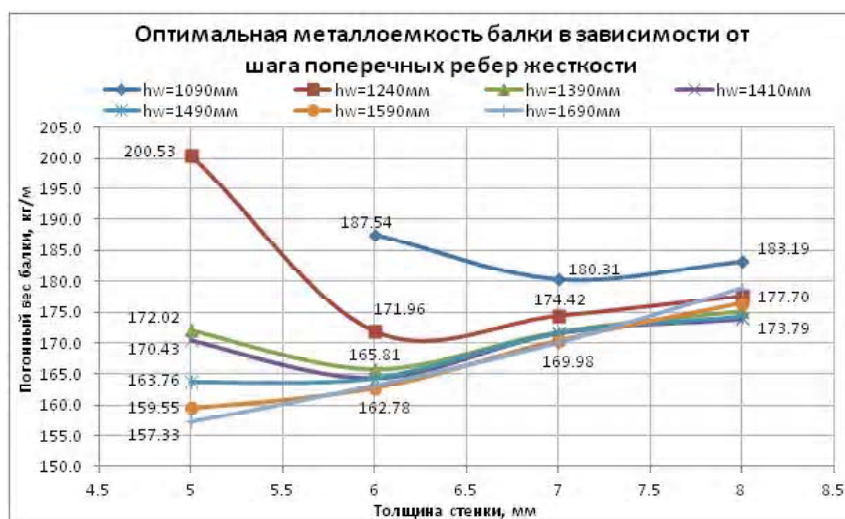


Рисунок 16. Оптимальная металлоемкость балки.

Таблица 2. Оптимальная металлоемкость балки при соответствующем шаге ребер жесткости

| Толщина стенки, мм | Высота стенки, мм | Гибкость стенки | Погонный вес балки (без ребер жесткости), кг/м | Погонный вес балки (с ребрами жесткости), кг/м | Шаг ребер в крайних отсеках / остальной части балки, мм |
|--------------------|-------------------|-----------------|--|--|---|
| 5                  | 1 090             | 218             | –  | –  | –   |
|                    | 1 240             | 248             | 190,0  | 200,53   | 500/1 250   |
|                    | 1 390             | 278             | 160,1  | 172,02   | 500/1 250   |
|                    | 1 410             | 282             | 158,3  | 170,43   | 500/1 250   |
|                    | 1 490             | 298             | 151,1  | 163,76   | 500/1 250   |
|                    | 1 590             | 318             | 145,9  | 159,55   | 500/1 250   |
|                    | 1 690             | 338             | 142,9  | 157,33   | 500/1 250   |
| 6                  | 1 090             | 182             | 178,5  | 187,54   | 500/1 250   |
|                    | 1 240             | 207             | 161,4  | 171,96   | 500/1 250   |
|                    | 1 390             | 232             | 153,9  | 165,81   | 500/1 250   |
|                    | 1 410             | 235             | 152,3  | 164,38   | 500/1 250   |
|                    | 1 490             | 248             | 153,1  | 164,33   | 625/1 250   |
|                    | 1 590             | 265             | 150,7  | 162,78   | 625/1 250   |
|                    | 1 690             | 282             | 150,3  | 163,19   | 625/1 250   |
| 7                  | 1 090             | 156             | 170,1  | 180,31   | 500/2 500   |
|                    | 1 240             | 177             | 164,5  | 174,42   | 625/2 500   |
|                    | 1 390             | 199             | 160,5  | 171,71   | 625/2 500   |
|                    | 1 410             | 201             | 160,4  | 171,55   | 625/2 500   |
|                    | 1 490             | 213             | 163,4  | 171,48   | 1 250/2 500   |
|                    | 1 590             | 227             | 161,9  | 170,39   | 1 250/2 500   |
|                    | 1 690             | 241             | 161,0  | 169,98   | 1 250/2 500   |
| 8                  | 1 090             | 136             | 174,4  | 183,19   | 625/2 500   |
|                    | 1 240             | 155             | 171,1  | 177,70   | 1 250/2 500   |
|                    | 1 390             | 174             | 167,7  | 175,05   | 1 250/2 500   |
|                    | 1 410             | 176             | 166,4  | 173,79   | 1 250/2 500   |
|                    | 1 490             | 186             | 166,1  | 174,10   | 1 250/2 500   |
|                    | 1 590             | 199             | 168,0  | 176,43   | 1 250/2 500   |
|                    | 1 690             | 211             | 169,9  | 178,85   | 1 250/2 500   |

по металлоемкости и на 17,8 % меньше по высоте относительно сечения 1.

- 3)  $h_w = 1\,240$  мм;  $t_w = 6$  мм; шаг ребер в отсеке № 1 – 500 мм; в отсеке № 2 и остальной части балки – 1 250 мм. Общий вес ребер – 185 кг. Суммарный погонный вес балки составляет – 171,96 кг/м, что на 8,5 % больше по металлоемкости и на 26,6 % меньше по высоте относительно сечения 1.
- 4)  $h_w = 1\,090$  мм;  $t_w = 7$  мм; шаг ребер в отсеке № 1 – 500 мм; в отсеке № 2 и остальной части балки – 2 500 мм. Общий вес ребер – 180 кг. Суммарный погонный вес балки составляет – 180,31 кг/м, что на 12,75 % больше по металлоемкости и на 35,50 % меньше по высоте относительно сечения 1.

### Выводы

1. Численные исследования тонкостенной балки перекрытия двутаврового сечения по Еврокод 3 показали, что оптимальным шагом ребер жесткости для балок в рамно-связевом каркасе является:
  - приопорный отсек 1 – 500 мм; отсек 2 – 1 250 мм при толщине стенки 5 мм;
  - приопорный отсек 1 – 500 и 625 мм; отсек 2 – 1 250 и 2 500 мм при толщине стенки 6 и 7 мм;

### Литература

1. Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций. Часть 1–1: Общие правила и правила для зданий [Текст] : EN 1993-1-1:2005, IDT. – Введен впервые взамен ENV 1993-1-1:1992 ; введ. 2010–01–01. – Минск : Минстройархитектуры, 2009. – 85 с.
2. Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций. Часть 1–3: Общие правила. Дополнительные правила для холоднодеформированных элементов и профилированных листов [Текст] : EN 1993-1-3:2006, IDT. – Введен впервые взамен ENV 1993-1-3:2006 ; введ. 2010–01–01. – Минск : Минстройархитектуры, 2010. – 116 с.
3. Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций. Часть 1–5: Пластинчатые элементы конструкций [Текст] : EN 1993-1-5:2006, IDT. – Введен впервые взамен ENV 1993-1-5:1997 ; введ. 2010–01–01. – Минск : Минстройархитектуры, 2010. – 52 с.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і

- приопорный отсек 1 – 1 250 мм; отсек 2 – 2 500 мм при толщине стенки 8 мм.
2. Также можно отметить, что при оптимальном шаге ребер жесткости экономичность балки возрастает с увеличением ее высоты. Однако в большинстве случаев слишком высокая балка может оказаться неконкурентоспособной и свести экономию материала к нулю.
  3. В составных балках одним из ключевых показателей для уменьшения металлоемкости является шаг поперечных элементов жесткости. Для балки в рамно-связевом каркасе приопорный отсек является основным для определения несущей способности по причине значительной поперечной силы, которая влияет на устойчивость рассматриваемого отсека. Также стоит обратить внимание на промежуточный отсек № 2. Несмотря на то, что расчетные значения усилий ниже, поперечное сечение при слишком большом шаге ребер может потерять устойчивость, но при слишком частом шаге ребер можно достичь избыточной массы балки от поперечных элементов жесткости, т. к. данный шаг будет использован для остальных отсеков. Следовательно, каждый из отсеков следует рассматривать отдельно для получения оптимальных показателей металлоемкости.

### References

1. EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1–1: General rules and rules for buildings. Minsk: Ministry of Architecture and Construction of the Republic of Belarus, 2009. 85 p. (in Russian)
2. EN 1993-1-3:2006. Eurocode 3: Design steel structures – Part 1–3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. Minsk: Ministry of Architecture and Construction of the Republic of Belarus, 2010. 116 p. (in Russian)
3. Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1–5. Plated structural elements. Minsk: Ministry of Architecture and Construction of the Republic of Belarus, 2010. 52 p. (in Russian)
4. DBN V.1.2-2:2006. System reliability and safety of construction projects. Pressures and impacts. Design standards. Kyiv: Ukraine Ministry of Construction, 2006. 78 p. (in Ukrainian)
5. EN 1993-1-2: 2005. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1–2: General rules. Structural fire design. Minsk: Ministry of Architecture and Con-

- впливи. Норми проектування [Текст]. – Замість СНиП 2.01.0785 ; надано чинності 2007–01–01. – К. : Мінбуд України, 2006. – 78 с.
5. Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций. Часть 1–2: Общие правила определения огнестойкости [Текст] : EN 1993-1-2: 2005, ИДТ. – Введен впервые ; введ. 2010–01–01. – Минск : Минстройархитектуры, 2010. – 71 с.
  6. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции [Текст]. – Взамен СНиП II-В.3-72; СНиП II-И.9-62; СН 376-67 ; введ. 1983–01–01. – М. : ФГУП ЦПП, 2005. – 90 с.
  7. ГОСТ 24045-94. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия [Текст]. – Взамен ГОСТ 24045-86 ; введ. 1995–06–01. – М. : ИПК Издательство стандартов, 2002. – 16 с.
  8. ГОСТ 19903-74. Прокат листовой горячекатаный. Сортамент [Текст]. – Взамен ГОСТ 8597-57 в части листов шириной 500 мм и более, ГОСТ 3680-57 и ГОСТ 8075-56 в части горячекатаных листов, ГОСТ 5681-57 ; введ. 1976–01–01. – М. : ИПК Издательство стандартов, 2000. – 18 с.
  9. ГОСТ 82-70\*. Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент [Текст]. – Взамен ГОСТ 82-57 ; введ. 1972–01–01. – М. : Издательство стандартов, 1988. – 8 с.
  10. ГОСТ 26020-83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок [Текст]. – Взамен ГОСТ 82-57 ; введ. 1986–01–01. – М. : ИПК Издательство стандартов, 1998. – 9 с.
  11. Семенов, А. А. Металлические конструкции. Расчет элементов и соединений с использованием ПК SCAD Office [Текст] / А. А. Семенов. – М. : АСВ, 2012. – 338 с.
  12. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування [Текст]. – На заміну ДБН В.2.6-163:2010 у частині розділу 1 та ДСТУ Б В.2.6-194:2013 ; чинні від 2015–01–01. – К. : Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
  13. Мельников, Н. П. Руководство по проектированию стальных тонкостенных балок [Текст] / Н. П. Мельников. – М. : Стройиздат, 1977. – 28 с.
  14. Joints in Steel Constructions – Moment Connections [Текст]. – Publication Number 207/95. – Ascot : Steel Construction Institute, 1995. – 233 p. – ISBN 1-85942-018-4.
  15. Joints in Steel Constructions – Simple Connections [Текст]. – Publication Number P212. – Ascot : Steel Construction Institute, 2005. – 490 p. – ISBN 1-85942-072-9.
  16. Gardner, L. Stability of Steel Beams and Columns [Текст] / L. Gardner. – Publication Number SCI P360. – Ascot : Steel Construction Institute, 2011. – 94 p. – ISBN 978-1-85942-199-4.
  17. NCCI: Effective lengths and destabilizing load parameters for beams and cantilevers – common cases [Текст] : SN009a-EN-EU / Access Steel Licence Agreement. – [S. l. : s. n.], 2013. – 7 p.
  18. construction of the Republic of Belarus, 2010. 71 p. (in Russian)
  6. SNiP II-23-81\*. Steel structures. Moscow: FGUP TsPP, 2005. 90 p. (in Russian)
  7. GOST 24045-94. Steel sheet cold-formed sections with trapezoidal corrugations for building. Specifications. Moscow: IPK Publishing standards, 2002. 16 p. (in Russian)
  8. GOST 19903-74. Hot-rolled steel sheets. Dimensions. Moscow: IPK Publishing standards, 2000. 18 p. (in Russian)
  9. GOST 82-70. Universal hot-rolled steel strips. Dimensions. Moscow: Publishing standards, 1988. 8 p. (in Russian)
  10. GOST 26020-83. Hot-rolled steel I-beam with parallel flange edges. Dimensions. Moscow: IPK Publishing standards, 1998. 9 p. (in Russian)
  11. Semenov, A. A. Metal designs. Calculation of elements and connections using the personal computer SCAD Office. Moscow: ASV, 2012. 338 p. (in Russian)
  12. DBN V.2.6-198:2014. Steel structures. Design code. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2014. 199 p. (in Ukrainian)
  13. Melnikov, N. P. Guide to steel thin-walled beams design. Moscow: Stroiizdat, 1977. 28 p. (in Russian)
  14. Joints in Steel Constructions – Moment Connections. Publication Number 207/95. Ascot: Steel Construction Institute, 1995. 233 p. ISBN 1-85942-018-4.
  15. Joints in Steel Constructions – Moment Connections. Publication Number 207/95. Ascot: Steel Construction Institute, 1995. 233 p. ISBN 1-85942-018-4.
  16. Gardner, L. Stability of Steel Beams and Columns. Publication Number SCI P360. Ascot: Steel Construction Institute, 2011. 94 p. ISBN 978-1-85942-199-4.
  17. Access Steel Licence Agreement. NCCI: Effective lengths and destabilizing load parameters for beams and cantilevers – common cases: SN009a-EN-EU. [S. l. : s. n.], 2013. 7 p.
  18. Baddoo, N. R.; Burgan, B. A. Structural Design of Stainless steel. Ascot: Steel Construction institute, 2001. 320 p. ISBN 1-85942-116-4.
  19. European Convention for Constructional Steelwork. European Recommendations for Steel Construction. Brussels: ECCS General Secretariat, 1978. 355 p.
  20. Galambos, T. V. (Ed.). Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures. 5th ed. New York: Wiley, 1998. 911 p.
  21. Nethercot, D. A.; Trahair, N. S. Design of diaphragm braced I-beams. In: *Journal of Structural Engineering of the ASCE*, 1975, 101, pp. 2045–2061.
  22. Trahair, N. S.; Bradford, M. A.; Nethercot, D. A.; Gardner, L. The Behavior and Design of Steel Structures to EC3. 4th ed. London; New York: Taylor & Francis, 2008. 491 p.

18. Structural Design of Stainless steel [Текст] / N. R. Baddoo, B. A. Burgan. – Ascot : Steel Construction institute, 2001. – 320 p. – ISBN 1-85942-116-4.
19. European Recommendations for Steel Construction [Текст] / European Convention for Constructional Steelwork. – Brussels : ECCS General Secretariat, 1978. – 355 p.
20. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures [Текст] / edited by T. V. Galambos. – 5th ed. – New York : Wiley, 1998. – 911 p.
21. Nethercot, D. A. Design of diaphragm braced I-beams [Текст] / D. A. Nethercot, N. S. Trahair // Journal of Structural Engineering of the ASCE. 1975. Vol. 101. P. 2045–2061.
22. The Behavior and Design of Steel Structures to EC3 [Текст] / N. S. Trahair, M. A. Bradford, D. A. Nethercot and L. Gardner. – 4th ed. – London ; New York : Taylor & Francis, 2008. – 491 p.

**Алёхин Андрей Михайлович** – кандидат технических наук, доцент кафедры металлических конструкций и сооружений ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры». Научные интересы: изучение действительной работы опор воздушных линий электропередачи (ВЛ) и антенных опор радиорелейной связи. Статические и динамические испытания металлических, железобетонных и деревянных сооружений и всех видов строительных конструкций зданий и сооружений.

**Бурдель Антон Николаевич** – магистрант кафедры металлических конструкций и сооружений ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры». Научные интересы: численные исследования балок 4-го класса сечения по Еврокод 3. Сравнительный анализ критериев и полученных показателей металлоемкости, которые представляет Еврокод 3 и отечественные нормы для балок со стенкой, работающей в «закритической» стадии.

**Альо́хін Андрій Михайлович** – кандидат технічних наук, доцент кафедри металевих конструкцій і споруд ДООУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури». Наукові інтереси: вивчення дійсної роботи опор повітряних ліній електропередавання (ПЛ) та антенних опор радіорелейного зв'язку. Статичні та динамічні випробування металевих, залізобетонних та дерев'яних споруд і усіх видів будівельних конструкцій будівель та споруд.

**Бурдель Антон Миколайович** – магістрант кафедри металевих конструкцій і споруд ДООУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури». Наукові інтереси: чисельні дослідження балок 4-го класу перетину за Єврокод 3. Порівняльний аналіз критеріїв і отриманих показників металоємності, які надає Єврокод 3 і вітчизняні норми для балок зі стінкою, працюючою в «закритичній» стадії.

**Alyokhin Andrey** – Ph.D. (Engineering), Associate Professor, Metal Structures and Constructions Department, Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: studying of the valid work of overhead power lines supports (OHPL) and microwave transmission antenna towers. Static and dynamic testing of metal, concrete and timber structures and all kinds of constructions and structures.

**Burdel Anton** – Master's student; Metal Structures and Constructions Department, Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: numerical studies of beams of the 4th class of section according to Eurocode 3. Comparative analysis of the criteria and the obtained indicators of metal consumption, which are represented by Eurocode 3 and domestic standards for beams with a wall operating in the «overcritical» stage.