

DOI: 10.34031/2071-7318-2024-9-7-43-55

\*Чебыкин Г.П., Беяева З.В., Кудрявцев С.В.

Уральский федеральный университет имени первого Президента России Б. Н. Ельцина

\*E-mail: chebyn@yandex.ru

## ОБЕСПЕЧЕНИЕ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ СТАЛЬНЫХ БАЛОК КРУТИЛЬНЫМИ СВЯЗЯМИ

**Аннотация.** В действующих отечественных строительных нормах проектирования стальных конструкций отсутствуют указания по обеспечению общей устойчивости балок крутильными связями. В то же время в конструкциях стальных каркасов зданий и мостов присутствуют элементы, которые могли бы брать на себя данную роль. Отсутствие нормативных методов расчета и проектирования крутильных связей сужает доступный для проектировщика выбор конструктивных решений для обеспечения устойчивости изгибаемых элементов, вынуждая вводить в состав стального каркаса дополнительные элементы, роль которых часто оказывается условной. В статье выполнен обзор отечественной и зарубежной литературы по теории расчета на устойчивость балок, раскрепленных крутильными связями. Рассмотрены положения расчета балок со связями на устойчивость, изложенные в действующих зарубежных нормах. Рассмотрены исследования, проведенные в прошлые годы и в настоящее время как в нашей стране, так и за рубежом. Представлена выборка факторов, которые оказывают наибольшее влияние на эффективность применения крутильных связей для обеспечения устойчивости балок, и обозначены области для дальнейшего развития подходов к расчету и проектированию таких связей. Приведены рекомендации, обобщающие результаты рассмотренных исследований.

**Ключевые слова:** общая устойчивость, изгибаемые элементы, стальные конструкции, система связей, крутильные связи, вертикальные диафрагмы, поперечные связи.

**Введение.** Общая устойчивость балок является критерием расчета по первой группе предельных состояний. Несущая способность балки может быть обеспечена рациональным проектированием системы связей. Связевые системы могут быть разделены на две категории: боковые связи и связи кручения. Боковые связи ограничивают поступательное перемещение сжатой полки балки в месте раскрепления, а связи кручения ограничивают поворот относительно продольной оси балки в раскрепляемом сечении. Во втором случае никаких дополнительных раскреплений сжатой полки балки и завязки со связевой систе-

мой каркаса не требуется. Достаточно только попарного объединения соседних балок связями кручения. Данные связи могут представлять собой отдельные конструкции: диафрагмы или поперечные вертикальные связи, объединяющие соседние балки (рис. 1). В то же время роль сплошного раскрепления от кручения могут выполнять железобетонные плиты перекрытий или иные конструкции перекрытий и покрытий при надежном соединении со стальной балкой.

В действующих отечественных нормах [1, 2] отсутствуют указания по расчету балок, раскрепляемых связями кручения, и рекомендации по проектированию связей такого типа.

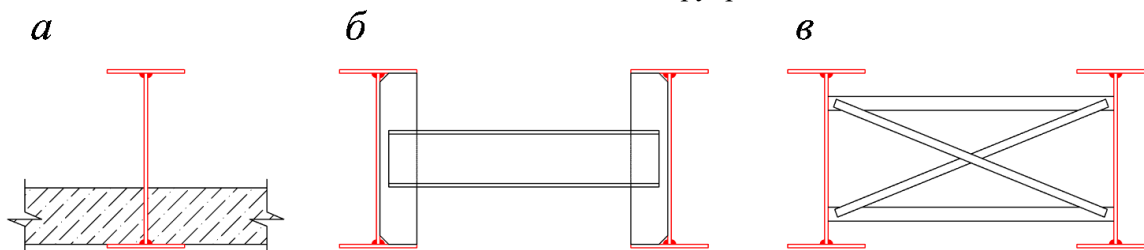


Рис. 1. Различные типы крутильных связей:  
а – сплошная, б – диафрагма, в – вертикальная связь

При этом относительно небольшое количество отечественных теоретических и экспериментальных исследований посвящено данной теме. С учетом того, что балочные конструкции, для которых критерий общей устойчивости является определяющим, широко распространены в

стальных каркасах различных зданий и сооружений, мы находим вопрос исследований по данной теме актуальным.

Целью данной статьи является анализ отечественной и зарубежной научно-технической литературы, посвященной применению связей кручения в балочных конструкциях, с целью систематизации практических рекомендаций.

**Обзор литературы по теме работы.** Исследования, определившие формирование теории расчета стальных балок на общую устойчивость, были проведены в начале XX века С.П. Тимошенко. В работе [3] им было найдено решение задачи по определению критического момента для двух параллельных шарнирноопретых двутавровых балок, скрепленных одной поперечной связью в центре пролета. Рассмотрен случай чистого изгиба балки, изгиба сосредоточенной и равномерно распределенной нагрузкой, а также разные варианты приложения нагрузки по высоте сечения. На основании проделанных вычислений С.П. Тимошенко сделал вывод, что поперечные

$$I_b = \frac{(n^2 - 1)\pi^2}{2n} \cdot \frac{b}{l} \cdot \left( \frac{(n^2 - 1)\pi^2}{l^2} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot I_y + \frac{1}{2(1 + \nu)} \cdot I_k \right), \quad (1)$$

где  $n$  – количество отсеков балки, образованных постановкой диафрагм;  $b$  – расстояние между балками в осях, шаг балок;  $l$  – общий пролет балки;  $I_k$  – момент инерции балки при свободном кручении;  $I_y$  – момент инерции балки в плоскости меньшей жесткости;  $h$  – высота сечения балки;  $\nu$  – коэффициент поперечной деформации стали.

Данная формула определяет минимальное значение момента инерции диафрагмы в вертикальной плоскости, при котором она может считаться раскреплением балки из плоскости в месте крепления к этой балке. Для получения выражения (1) Б.М. Броуде ввел следующие допущения: узел соединения диафрагмы и балки принят абсолютно жестким, сечение симметричное, балка подвержена чистому изгибу. Реакция всех связей полагалась одинаковой, что справедливо только для ситуации чистого изгиба, одинаковой жесткости всех диафрагм и равных расстояниях между ними.

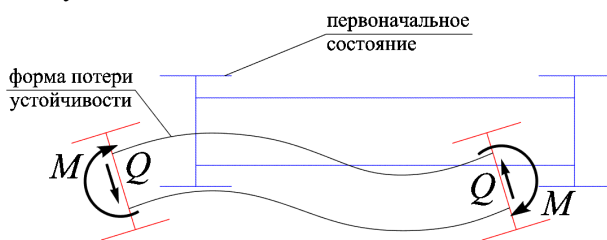


Рис. 2. Схема потери устойчивости 2-х балок, скрепленных связью

Приведенные выше работы представляют собой скорее качественное исследование, которое показывает эффективность использования крутильных связей. В нормах проектирования стальных конструкций 1955 г. [6] результаты данных исследований своего отражения не нашли. В поздней редакции норм [7] в п. 4.17 появилось примечание, допускающее принимать в

связи могут быть эффективно использованы для обеспечения устойчивости балок. При этом влияние связи более выражено для коротких балок. Работа материала стальных конструкций предполагалась упругой, а пластическую работу материала предлагалось учитывать введением соответствующего приведенного модуля упругости.

В последующей работе данная задача была исследована В.З. Власовым [4] в общем виде. Б.М. Броуде, используя это решение, в труде [5] получил выражение требуемого момента инерции поперечной диафрагмы (рис. 2), установленной между двумя параллельными балками, в виде:

качестве расчетной длины балки при расчете общей устойчивости расстояние между поперечными связями, препятствующими повороту сечения балки. При этом никаких расчетных или конструктивных требований к таким связям введено не было. Однако уже в следующей версии СНиП [8] данное примечание было упразднено изменениями [9] и в последующих редакциях норм не появлялось. В дальнейшем отдельные работы, например [10], рассматривали и сопоставляли требования к конструированию связей по отечественным и зарубежным нормам, но практических рекомендаций сформировано так и не было.

В последние годы в нашей стране проводились исследования в развитии методики расчета общей устойчивости балок различными авторами [11, 12], рассматривалась работа связей в покрытиях зданий [13], и были внесены изменения в нормы в части расчета балок на общую устойчивость и требований к связевой системе [14]. Однако применение крутильных связей в объем вышеуказанных исследований не входило, и внесенные изменения никаких рекомендаций по ним не добавили.

Вместе с тем, в отечественной практике по проектированию мостовых конструкций диафрагмы и поперечные связи применяются, но основной их функцией является распределение нагрузок между параллельными главными балками пролетных строений. Поэтому расстояния между ними назначаются исходя из обеспечения эффективного вовлечения соседних конструкций в работу, чему посвящена работа [15], но без рассмотрения вопросов устойчивости. Несмотря на то, что ряд отечественных авторов [16, 17] прямо указывают на влияние диафрагм и поперечных связей на общую устойчивость продольных балок пролетных строений, отечественные нормы

по проектированию мостовых конструкций данное явление не учитывают. Строительные правила [18] предписывают рассматривать данные конструкции в качестве раскреплений только при наличии продольных связей по длине пролетного строения, то есть при включении их в общую связевую систему.

В зарубежных исследованиях основную роль в развитии расчетных методик систем связей балок сыграли работы G. Winter [19], A.C. Taylor & M. Ojalvo [20], J. Yura [21]. В работе [19] впервые был сформирован подход к расчету связей с предъявлением к ним двух типов требований: по жесткостным характеристикам и по несущей способности. Таким образом, связь должна быть достаточно жесткой, чтобы удерживать раскрепляемую конструкцию в стабильном состоянии, и достаточно прочной, чтобы воспринимать возникающее в процессе удержания усилие. В последующих исследованиях этот подход был принят как основополагающий, и расчет всех типов связей был рассмотрен с точки зрения удовлетворения этих двух типов требований. В работе G. Winter в части балок были рассмотрены только боковые связи. Связи кручения были рассмотрены в [20], где за основу были взяты решения В.З. Власова [4] для балки в упругой среде. Рассматриваемая задача представляла собой, как и прежде, две параллельные двутавровые балки симметричного сечения. В работе основной акцент был сделан на случаях сплошного закрепления по длине балки от кручения.

Суть подхода продемонстрирована на примере чистого изгиба. Для этой ситуации авторы получили выражение для критического момента точно такого же вида, как в работе С.П. Тимошенко [3] для нераскрепленной балки, но с учетом работы связей. В обозначениях формулы (1):

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l\gamma} \sqrt{EI_y \cdot GI_\kappa} \left( 1 + \frac{\pi^2 a^2}{l^2} + \frac{K_c}{\pi^2} \right), \quad (2)$$

где  $K_c$  – безразмерный коэффициент для сплошного раскрепления, определяемый как отношение жесткости этого раскрепления к жесткости раскрепляемой балки при кручении;  $\gamma$  – коэффициент, зависящий от соотношения момента инерции балки в плоскости и из плоскости, для обычных балок равен 1. Как и в [3], эффективность раскрепления рассматривается относительно значения  $l^2/a^2$ , которое зависит от сопротивления кручению двутавровой балки. При  $K_c = 0$  выражение (2) упрощается до зависимости, полученной С.П. Тимошенко для нераскрепленных ба-

лок. Жесткость узла соединения поперечных связей с балкой, как и в работе [5], принята бесконечной. При этом авторы отмечают, что минимальные требования к жесткости такого раскрепления являются относительно легко достижимыми, что компенсирует возможное влияние податливости узлов. Подобные решения получены для остальных случаев, на основании чего А.С. Taylor сделал вывод об эффективности применения такого рода раскреплений, особенно в области больших значений  $l^2/a^2$ , характерных для длинных балок.

Результаты зарубежных исследований, проведенных в период конца XX века, были обобщены в работе J. Yura [21] в 2001 году. Был сформирован инженерный подход к проектированию связевых систем, который впоследствии был включен в состав американских норм [22]. В рамках этого подхода было предложено, как и в работах G. Winter [19], предъявлять две группы требований к связевым системам – по жесткости и по несущей способности. За основу авторы приняли выражение (2), расширив его применение на случаи с произвольным количеством точек раскрепления балки. При этом к каждой крутильной связи применена сплошная аналогия, то есть ее действие в ходе вычислений заменено жесткостью, эквивалентной сплошному раскреплению балки на рассматриваемом участке. Собственная работа нераскрепленной балки не учитывается, как пренебрежительно малая. Требуемую жесткость поперечной связи (Н·мм/рад) и момент (Н·мм) для расчета ее несущей способности было предложено определять по следующим выражениям:

$$\beta_T^* = \frac{2,4LM_f^2}{nEI_{eff}C_{bb}^2}, \quad (3)$$

$$M_{br} = \frac{0,005LL_bM_f^2}{nhEI_{eff}C_{bb}^2}, \quad (4)$$

где  $L$  – общий пролет балки;  $L_b$  – расчетная длина балки между точками раскрепления;  $I_{eff}$  – приведенный момент инерции балки из плоскости изгиба, для симметричного двутавра  $I_{eff} = I_y$ ;  $C_{bb}$  – фактор, учитывающий форму эпюры моментов балки на рассматриваемом участке;  $M_f$  – максимальный расчетный момент в пределах длины балки;  $n$  – количество связей по длине балки;  $h$  – расстояние между центрами тяжести поясов.

В отличие от предыдущих выражений, (3) и (4) учитывают начальные несовершенства в виде исходного угла скручивания балки  $\theta = 0,002L_b h$ . Для этого требуемая жесткость поперечной связи принимается с двукратным за-

пасом, что уже учтено в вышеприведенных формулах. С другой стороны, доступная эффективная жесткость системы в целом, которую может обеспечить конструкция, вычисляется по выражению:

$$\frac{1}{\beta_T} = \frac{1}{\beta_b} + \frac{1}{\beta_{sec}} + \frac{1}{\beta_g}, \quad (5)$$

где  $\beta_b$ ,  $\beta_{sec}$ ,  $\beta_g$  – это жесткости соответственно самой связи или диафрагмы, стенки балки с учетом поперечных ребер в узле соединения с балкой и собственная жесткость балок, входящих в связевую систему.

Из выражения (5) видно, что эффективная жесткость системы  $\beta_T$  всегда будет меньше, чем наименьшая жесткость среди факторов, учитываемых в правой части уравнения. При этом конструкция в целом должна быть запроектирована таким образом, чтобы выполнялось неравенство:

$$\beta_T \geq \beta_T^* / \varphi, \quad (6)$$

где фактор  $\varphi = 0,75$  в соответствии с требованиями норм США [22]. Изложенные положения не распространяются на случаи, когда потеря общей устойчивости сопровождается потерей местной устойчивости полок или стенки, так как в этом случае требования к связям кратно возрастают. Кроме того, рекомендации не применяются в случае сейсмической нагрузки.

Для балок, работающих в пластической стадии, J. Ales и J. Yura было предложено использовать выражения (3)–(6) с заменой расчетного момента  $M_f$  на пластический  $M_p$  согласно выводам работы [23].

Дальнейшее развитие подходов к проектированию таких связей происходило благодаря исследованиям южнокорейских ученых [24–27], проведенным в 2009–2010 годах. Авторы данных работ фокусировались на уточнении методик по расчету стальных пролетных строений мостов, раскрепленных поперечными диафрагмами, и устранении недостатков, вызванных упрощениями предыдущих исследований. В работах [24, 25] рассмотрены случаи, когда нормы США некорректно определяют требуемую изгибную жесткость диафрагм и предложены уточненные выражения для ее оценки. Установлено, что величина и характер неточности зависит в основном от количества точек раскрепления балки и типа нагрузки. Исследователи связали это с погрешностью концепции эквивалентной жесткости, которая являлась грубым упрощением в описании действительной работы балки. В работе [24] с помощью энергетического метода получены выражения критического момента для балок,

подверженных чистому изгибу при произвольном числе крутильных связей в зависимости от их уровня жесткости. Поскольку J. Yura в своих исследованиях рассматривал балки в упругой стадии работы, то исследованиями [25, 26] детально рассмотрена потеря устойчивости балок с крутильными связями в пластической стадии. Авторы так же учли влияние начальных несовершенств и остаточных напряжений на несущую способность и требования к связям. Для точного выбора сечения диафрагм предложено использовать выражение, полученное в работе [28], определяя сразу момент инерции диафрагмы, как это принято в работе Броуде [5]. Данная формула будет приведена ниже. В работе [26] на примере натуральных испытаний проанализирована зависимость несущей способности балок при потере устойчивости в пластической стадии в зависимости от жесткости диафрагм. Работа [27] подводит итог предыдущих исследований и расширяет их решения на произвольные случаи нагружения балок.

Совершенствование нормативных положений по расчету данного типа связей продолжилось и в США. В исследовании [29] были рассмотрены случаи раскрепления стержней, имеющих разную степень неупругости при предельной прочности балки. Был сделан вывод, что значение момента в размере 2 % от момента, действующего в балке, оказалось достаточным для проверки сечения диафрагмы по прочности для всех рассмотренных случаев. Выражение (4) было упрощено до вида  $M_{br} = 0,02M_f$  и добавлено в актуализированную версию американских норм [30]. Однако в 2019 году в статье [31] были представлены доводы в пользу того, что данное выражение может приводить к переоценке несущей способности крутильных связей. Так, было продемонстрировано, что для сварных балок, имеющих относительно узкие полки и раскрепленных тремя и менее связями, требуемое значение  $M_{br}$  может составлять до 6 % от  $M_f$ . Данные результаты требуют дополнительного изучения. До тех пор для оценки прочности связей рекомендуется использовать положения предыдущей редакции норм [22].

Похожим образом европейские нормы [32] в приложении ВВ.2.2 содержат указания к назначению минимальной жесткости сплошных крутильных связей, где вращательная жесткость  $C_{Q,k}$  выражена как единица вращательной силы на один поворот сечения. Выражение по ее определению своей структурой схоже с (5) и может быть применено для расчета сплошных раскреплений (рис. 1).

**Факторы, влияющие на несущую способность по общей устойчивости для балок, раскрепленных крутильными связями.**

**Изгибная жесткость крутильных связей, жесткость стенки раскрепляемой балки и жесткость системы балок в целом.** Как было сказано выше, одним из основных параметров, определяющих несущую способность балки, является собственный момент инерции связи относительно главной оси сечения. Он определяет величину  $\beta_b$  в выражении (5).

Жесткость стенки в месте примыкания диафрагм тоже является влияющим фактором. Поэтому согласно [22] требуемая изгибная жесткость  $\beta_{br}$  может быть определена с учетом  $\beta_T$  из совместного рассмотрения выражений (3)–(5), приведенных ранее:

$$\beta_{br} = \frac{\beta_T}{\left(1 - \frac{\beta_T}{\beta_{sec}}\right)}, \quad (7)$$

$$\beta_T = \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{2,4LM_f^2}{nEI_{eff}C_{bb}^2}, \quad (8)$$

$$\beta_{sec} = \frac{3,3E}{h} \left( \frac{1,5ht_w}{12} + \frac{t_s b_s}{12} \right), \quad (9)$$

где  $t_w$  – толщина стенки раскрепляемой балки, остальные величины см. выражения (3) и (4) и рис. 3.

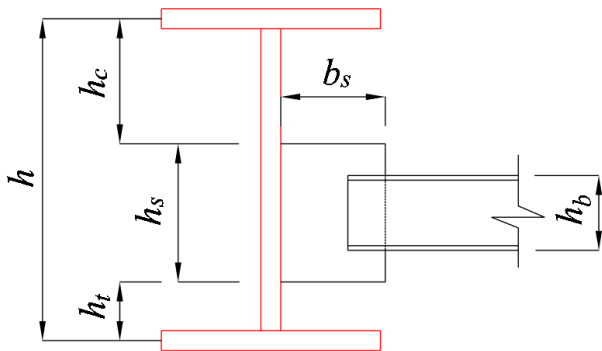


Рис. 3. Параметры узла для определения  $\beta_{sec}$

Как отмечено в работе [31], нормы США пренебрегают жесткостью  $\beta_g$ , поскольку обычные строительные конструкции, в отличие от мостовых пролетных строений, обычно имеют в своем составе большое количество главных балок. Для случая раскрепления пары балок  $\beta_g$  можно определить по исследованию [21]:

$$\beta_g = \frac{24(n_g - 1)^2 S^2 EI_x}{L^3 n_g}. \quad (10)$$

Когда в качестве раскрепления выступает поперечная вертикальная связь, изгиба стенки не будет, и влиянием  $\beta_{sec}$  можно пренебречь. Далее по формулам [21] определяется требуемый момент инерции диафрагмы, примыкающей по оси главной балки:

$$I_b = \frac{S\beta_{br}}{6E}. \quad (11)$$

В выражениях (10) и (11)  $S$  – расстояние между главными балками,  $n_g$  – количество скрепляемых главных балок,  $I_x$  – момент инерции главных балок относительно главной оси. Ряд работ [24, 25, 27, 28] предлагают уточненные формулы для определения момента инерции диафрагм, которые позволяют оптимальнее подобрать их сечения. Например, для конструкций, состоящих из 2-х и 4-х параллельно расположенных главных балок, в исследовании [25] получена формула:

$$I_b = \frac{S}{k\varphi \left[ \frac{(n+1)}{\gamma L} \cdot \frac{E^2 I_{eff} C_{bb}^2}{C_T M_{cr}^2} - \sum \frac{h_i^3}{3h^2 I_{s,eff}} \right]}, \quad (12)$$

где  $k$  – параметр, определяемый по форме потери устойчивости балки (2–6);  $\gamma$  – поправочный коэффициент, зависящий от количества связей,  $I_{s,eff}$  – момент инерции стенки балки из плоскости, определяемый с учетом ребер жесткости в месте крепления связи;  $C_t$  – коэффициент учета уровня приложения нагрузки, принимаемый равным 1 при чистом изгибе или 1,2 при действии поперечной нагрузки;  $M_{cr}$  – несущая способность балки по потере устойчивости между связями (Н·мм). Остальные обозначения см. выражения выше. В первом приближении величина момента инерции диафрагм для рассмотренных случаев должна составлять как минимум 1–2 % от момента инерции главной балки.

График зависимости значения критического момента для балки с одиночной связью в центре пролета от жесткости этой связи показан на рис. 4. До значения  $\beta_{br}$  балка теряет устойчивость в целом, по глобальной форме потери устойчивости. При достижении связью требуемого значения жесткости форма потери устойчивости меняется на локальную и обретает вид синусоиды с перегибами в местах примыкания связей. Дальнейшее увеличение жесткости смысла не имеет, так как после значения  $\beta_{br}$  увеличения критического момента не происходит.

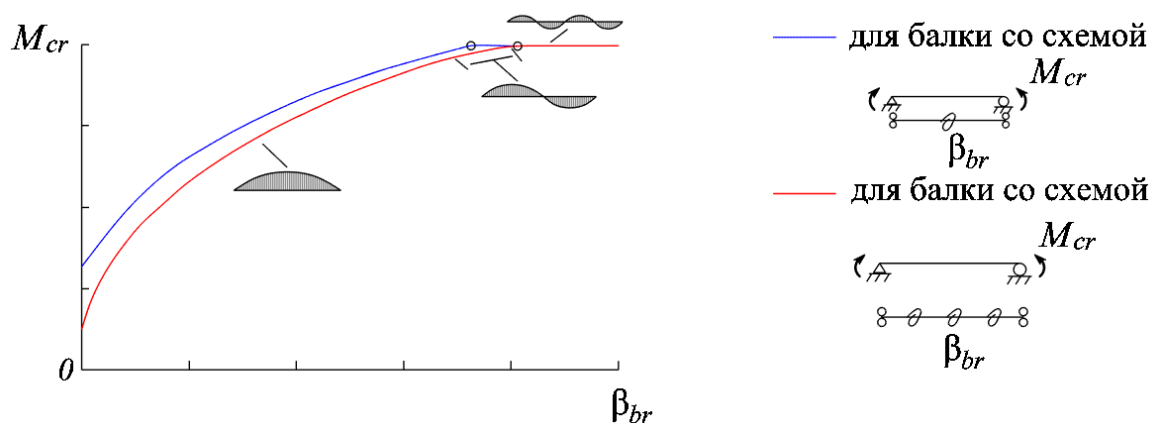


Рис. 4. График зависимости критического момента и формы потери устойчивости от жесткости примыкающих связей (рис. авторов). Данные для графика взяты из [20]

**Жесткость узла крепления связи к главной балке.** Всеми исследователями была отмечена значительная роль конструктивного решения узла примыкания диафрагм. В большинстве работ данный узел полагался абсолютно жестким. Рассматриваемые конструктивные решения предполагали в основном сварной узел крепления (рис. 3). В том случае, если узел крепления принимается на болтах нормальной точности, податливость болтового соединения должна быть учтена дополнительно введением соответствующего коэффициента в выражение (5). С практической точки зрения это означает, что второстепенные балки каркасов, прикрепляемые типовыми узлами по серии 2.440-2 выпуск 1 «Шарнирные узлы балочных клеток и рамные узлы примыкания ригелей колоннам» потенциально могут выполнять роль крутильных связей, если жесткость болтового соединения, с учетом разности диаметра отверстия и номинального диаметра болта, достигнет определенного минимального значения. Данный вопрос требует дополнительного рассмотрения.

**Жесткость поперечных ребер в месте крепления диафрагмы.** Выражение (9) предусматривает наличие ребер жесткости. Их постановка в местах раскрепления является важным условием, поскольку в их отсутствие местные деформации стенки могут быть значительными, что приведет к резкому уменьшению значения  $\beta_{sec}$  и падению суммарной крутильной жесткости  $\beta_T$  так, что условие (6) не будет выполнено. Отечественные и иностранные нормы содержат указания по назначению размеров и толщины поперечных ребер, исходя из условия обеспечения местной устойчивости стенки балки. Во всех случаях, рассмотренных в [25], установки ребер по такого рода требованиям оказалось недостаточно

для эффективной работы крутильных связей. Подходов к назначению размеров и толщины ребер, исходя из эффективности связей, в зарубежных работах не предусмотрено. В нормах [22] только содержатся указания, что  $\beta_{sec}$  не должна быть меньше  $\beta_T$ , определяемой по (8).

С другой стороны, в работе [21] отмечается, что для ребер высотой не менее 1/2 высоты стенки при прокатном сечении балки показатель  $\beta_{sec}$  теряет свою значимость, ввиду относительно большей толщины стенки проката по сравнению со сварными балками.

**Начальные несовершенства.** Несовершенства для задачи с крутильными связями заключаются в назначении сечениям балок начального угла поворота. На проектные требования для крутильных связей балок это влияет так же, как и на требования для связей по колоннам, сформулированные G. Winter в работе [19] – требуемая жесткость должна быть увеличена как минимум вдвое. При невыполнении этого требования деформации будут стремительно наращиваться, что приведет к чрезмерным усилиям  $M_{br}$ , возникающим в связях. На рис. 5 приведена зависимость увеличения суммарной деформации от увеличения нагрузки до критической для колонны с распоркой в центре высоты из работы [19]. Деформации являются конечными только при двукратном увеличении жесткости. Данное требование, хотя последние исследования [29] и указывают на его неточность, учтено прямым образом в выражениях (3) и (8) в составе коэффициента 2,4 в числителе. Величина начального угла поворота принята в размере  $\theta_0 = 0,002L_b / h$ .

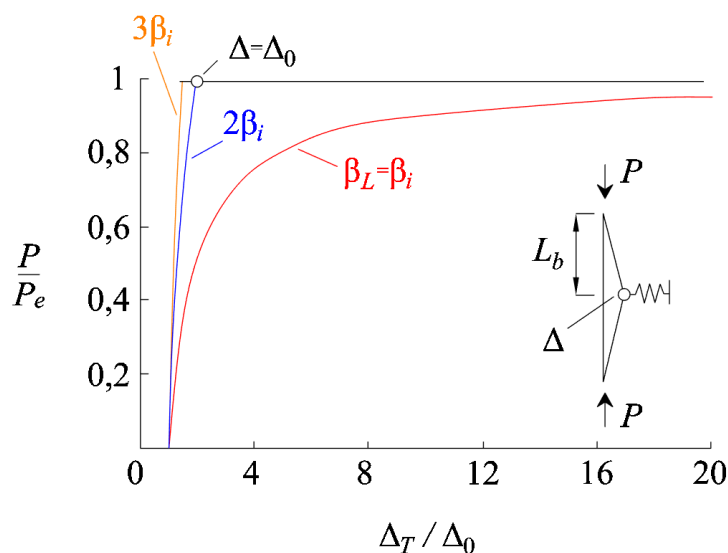


Рис. 5. Сопоставление графиков увеличения деформаций от нагрузки с учетом начального искривления для одинарной, двойной и тройной жесткости упругой связи (рис. авторов). Данные для графика взяты из [16]

**Уровень приложения нагрузки по высоте сечения и уровень расположения крутильных связей.** В отличие от боковых связей по верхним поясам, для связей кручения эти два фактора не имеют решающего значения. Как показали исследования [21], при смещении нагрузки с центра тяжести балки на верхнюю полку величина критической нагрузки уменьшается не более 20 %. Этот факт учтен в выражении (8) в составе коэффициента 2,4 в числителе дроби. Смещение связей в обратную сторону, ближе к растянутым полкам балок, не уменьшает их эффективности, хотя и несколько снижается жесткость такого раскрепления, что повышает требования к геометрическим характеристикам связей. В этом случае выражение (11) заменяется на:

$$I_b = \frac{S\beta_{br}}{2E}. \quad (13)$$

**Количество раскрепляемых балок и соотношение их жесткости.** Влияние количества балок на требования к жесткости связей отмечено практически во всех работах. Самая невыгодная ситуация – система из двух балок, поскольку тогда  $\beta_g$  получается минимальным. С увеличением количества балок степень влияния этого показателя снижается. В работе [21] отмечается, что при количестве балок более шести влиянием этого коэффициента можно пренебречь.

В работе [20] указано, что наличие в конструкции балок разной жесткости влияет на несущую способность по общей устойчивости, поскольку связь со стороны более мощной балки сможет создавать реактивный момент большей величины. Однако в действующих иностранных нормах информации об учете или пренебрежении этим явлением найти не удалось, что требует дальнейшего исследования.

**Влияние шага связей и соотношения их жесткости.** В исследовании [31] отмечено влияние шага связей на величину момента  $M_{br}$  в связях. При увеличении количества связей по длине пролета балки от 1 до 3 зафиксировано снижение удельного значения момента на каждую связь. С дальнейшим увеличением количества раскреплений этот эффект проявлялся не так заметно. На удельную величину требуемой жесткости количество связей не влияет. При этом во всех исследованиях рассматриваются диафрагмы одинаковой жесткости, расположенные с одинаковым шагом, обеспечивающие равную степень раскрепления балки.

**Влияние типа нагрузки.** Для всех исследований характерен общий подход к учету данного фактора. Ключевое решение получено для ситуации чистого изгиба, как самой неблагоприятной, поскольку при этом сжатая полка равномерно сжата по всей длине балки. В иных случаях загрузки сжатая полка оказывается в более выгодных ситуациях, что учитывается в нормах [22] поправочными повышающими коэффициентами по типу выражения (3).

**Потеря устойчивости в пластической стадии.** Характерна для балок с малыми расчетными длинами. Как отмечено в работе [3], критические напряжения потери устойчивости за пределом пропорциональности могут быть описаны графиком кривой в зависимости от величины гибкости элемента. Для балок данные кривые приведены в европейских нормах [32]. Диаграммы похожего вида приведены в отечественных нормах [2]. В исследованиях [25–27] произведена оценка работы балок с крутильными связями и проведено сопоставление с кривыми потери устойчивости из [32]. Получена хорошая сходимость результа-

тов численного моделирования и натурных испытаний с аналитическими расчетами с использованием разных диаграмм для соответствующих типов сечений. Отмечается, что важнейшими параметрами для пластической потери устойчивости являются начальные несовершенства и остаточные напряжения. Эпюры распределения последних приняты на основании рекомендации европейских норм и представлены на рис. 6. Установлено, что одновременный учет этих двух факторов в полной мере приводит к недооценке несущей способности, что подтверждается натурными испытаниями [26]. Объем остаточных напряжений, который необходимо учитывать, требует дополнительной исследовательской оценки.

Поведение балки при пластической потере устойчивости отличается от упругой стадии. После перехода материала в состояние текучести жесткость балки снижается, следовательно, требуемая жесткость диафрагмы, при условии ее упругой работы, тоже может быть уменьшена. Также в работе [28] отмечено, что в пластической стадии должна быть учтена собственная несущая способность балки, которой пренебрегалось при выводе выражения (3). Для относительно малых расчетных длин собственный вклад балки в несущую способность конструкции может быть ощутим и должен учитываться при определении требуемого момента инерции диафрагмы по формуле, предложенной в [25, 26]:

$$I_b = \frac{S}{k\varphi \left[ \frac{(n+1)}{\gamma L} \cdot \frac{E^2 I_{eff} C_{bb}^2}{C_T (M_{cr}^2 - M_0^2)} - \sum \frac{h_i^3}{3h^2 I_{s,eff}} \right]}, \quad (14)$$

где  $M_0$  – несущая способность нераскрепленной балки по потере устойчивости (Н·мм).

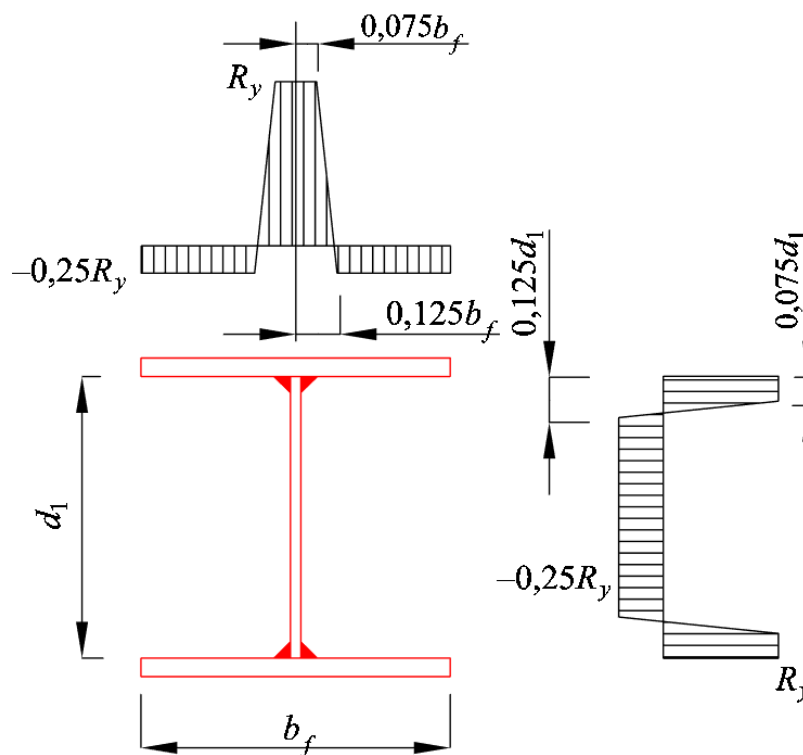


Рис. 6. Распределение остаточных напряжений в сечении сварной балки (рис. авторов). Данные взяты из [24]

Пластическая работа самих диафрагм в указанных работах не рассматривается и должна быть изучена отдельно.

**Влияние формы поперечного сечения диафрагм и схемы решетки вертикальных связей.** Данные факторы малоисследованы. В практике для диафрагм в основном применяются сварные, прокатные двутавры или швеллеры, ос-

новной рассматриваемой характеристикой которых является момент инерции относительно главной оси сечения. При этом, например, в машиностроительной области для несущих рам часто применяют замкнутые сечения [33], что улучшает их работу на несимметричную нагрузку. Необходимо изучить, может ли это быть эффективно использовано в строительстве.



В работе [21] приведены выражения по определению вращательной жесткости  $\beta_{br}$  вертикальной связи в зависимости от типа решетки. Рассмотрены случаи X- и K-образной связи, для других вариантов выражений не приведено. Поиск наиболее рациональных форм решетки требует дополнительных изысканий, поскольку инженерная практика не ограничивается этими двумя вариантами. К тому же для большого шага балок применение данных решений будет затруднено уменьшением углов примыкания решетки.

**Выводы и рекомендации.** Действующие отечественные нормы проектирования [1, 2, 18] не содержат указаний по расчету и проектированию поперечных связей балок, несмотря на то что этот вопрос рассматривался отечественными авторами в работах [3–5].

Зарубежные нормы [22, 30, 32] предлагают проектировать данные связи путем назначения им требуемой жесткости и прочности. В качестве требуемой жесткости рассматривается значение, при котором форма потери устойчивости балки приобретает вид синусоиды с перегибами в местах крепления связей. В качестве критерия прочности принимается значение изгибающего момента, возникающего при повороте сечения главной балки в момент потери устойчивости, который воспринимается поперечной связью. Представленные выражения получены на основе концепции эквивалентной жесткости связей на рассматриваемом участке балки.

В работах [24, 27, 29] отмечается погрешность применения подхода, при котором действие отдельно рассматриваемой поперечной связи приравнивается к эквивалентному действию сплошного раскрепления от кручения на рассматриваемом участке балки. Это в некоторых случаях приводит к неверной оценке требуемой жесткости связей. Данный вопрос требует дополнительного рассмотрения.

В работе [31] делается вывод, что выражение по определению требуемого значения момента в связях, которое содержится в действующих зарубежных нормах [30], может в некоторых случаях давать заниженный результат. Требуется дополнительное изучение этого явления с целью получения корректного выражения для данных случаев. До тех пор рекомендуется использовать предыдущую редакцию норм [22].

В работах [25, 26] рассмотрено поведение поперечных связей по балкам, работающим в пластической стадии. Аналитическую оценку несущей способности таких балок предлагается производить с применением диаграмм деформирования, представленных в [32]. Установлено, что действующие нормы [30] предъявляют завы-

шенные требования к жесткости поперечных связей в пластической стадии работы балок. Предложены уточненные выражения для ее определения. Это требует анализа последующих исследовательских работ, проведенных за последние годы. Для пластической стадии работы двумя важными факторами являются начальные несовершенства и остаточные напряжения. В работе [26] отмечено, что одновременный учет этих явлений в полном объеме приводит к занижению несущей способности балок. Для выявления корректного способа совместного их учета требуется проведение дополнительных исследований.

В статье рассмотрены ключевые факторы, оказывающие влияние на эффективность работы поперечных связей, а также приведены ключевые положения по их проектированию. Кроме того, выявлены неучтенные факторы. В частности, требуется изучения возможность прикрепления поперечных связей на болтах нормальной точности и разработка методики учета их податливости. Поскольку во всех работах отмечена важность постановки поперечных ребер в местах крепления связей, необходимо сформулировать требования к назначению их основных параметров, определяющих жесткость соединения. Те требования к ребрам, которые содержатся в действующих отечественных и зарубежных нормах, сформулированы исходя из обеспечения местной устойчивости стенок, и являются менее строгими. Так же требуют рассмотрения ситуации соединения поперечными связями балок различной жесткости, их расположение с переменным шагом и применение самих диафрагм различной жесткости. Необходим анализ оптимального очертания решетчатых связей для различного шага главных балок.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП П23-81\*. М., 2017. 142 с.
2. СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования. М., 2017. 167 с.
3. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. Москва/Ленинград: Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1946. 533 с.
4. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. Москва: Государственное издательство физико-математической литературы, 1959. 574 с.
5. Бруде Б.М. Предельные состояния балок. Москва; Ленинград: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953. 216 с.

6. НиТУ 121-55. Нормы и технические условия проектирования стальных конструкций. М., 1955. 72 с.
7. СНиП II-V.3-62. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М., 1963. 65 с.
8. СНиП II-V.3-72. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М., 1974. 109 с.
9. Пименов И.Л. Новое издание главы СНиП II-V.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» // Металлические конструкции в строительстве. 1973. № 7. С. 37–39.
10. Конаков А.И. Критическая жесткость элементов, раскрепляющих сжатые стержни // Строительная механика и расчет сооружений. 1990. № 5. С. 78–80.
11. Фарфель М.И., Гукова М.И., Святошенко А.Е. Общая устойчивость балок двутаврового постоянного сечения. Развитие расчетных положений // Строительная механика и расчет сооружений. 2022. № 1(300). С. 4–13.
12. Galishnikova V.V., Gebre T.H. A comparative study of beam design curves against lateral torsional buckling using AISC, EC and SP // Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings. 2019. Vol. 15, № 1. Pp. 25–32.
13. Туснина О.А. Работа связей в покрытии промышленного здания со стальным каркасом // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 1. С. 37–42.
14. Ведяков И.И., Фарфель М.И., Гукова М.И. О дополнении в СП 16.13330.2017 требований по установке связей // Строительная механика и расчет сооружений. 2021. № 5(298). С. 35–40.
15. Семенец Л.В. О назначении количества и жесткости поперечных балок, диафрагм и связей в балочных мостах // Известия высших учебных заведений министерства высшего и среднего специального образования СССР. 1962. № 3. С. 76–83.
16. Протасов К.Г., Теплицкий А.В., Крамарев С.Я., Никитин М.К. Металлические мосты: монография. Москва: Издательство Транспорт, 1973. 352 с.
17. Корнеев М.М. Стальные мосты. Пособие по проектированию в трех томах. Том 2. Второе издание. Киев: Издательство Ультрадрук, 2019. 444 с.
18. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84\*. М., 2011. 346 с.
19. Winter G. Lateral bracing of columns and beams // American society of civil engineers. 1960. № 3044. Pp. 116–135.
20. Taylor C., Ojalvo M. Torsional restraint of lateral buckling // Journal of the structural division. 1966. Vol. 2, № 2. Pp. 115–129.
21. Yura J. Fundamentals of beam bracing // Engineering journal. 2001. № 4. Pp. 11–26.
22. AISC. Steel construction manual. 13th ed. 2005. 670 p.
23. Ales J., Yura J. Bracing design for inelastic structures // The annual stability conference structural stability research council, (April 6–7, 1993). Milwaukee: WI. Pp. 29–37.
24. Nguyen C.T., Moon J., Le V.N., Lee H.E. Lateral-torsional buckling of I-girders with discrete torsional bracings // Journal of constructional steel research. 2009. Vol. 66, № 2. Pp. 170–176.
25. Park Y., Hwang S., Hwang M., Choi B. Inelastic buckling of torsionally braced I-girders under uniform bending: I. Numerical studies // Journal of constructional steel research. 2009. Vol. 66, № 2. Pp. 304–316.
26. Choi B., Park Y. Inelastic buckling of torsionally braced I-girders under uniform bending: II. Experimental study // Journal of constructional steel research. 2010. Vol. 66, № 8–9. Pp. 1128–1137.
27. Nguyen C.T., Joo H., Monn J., Lee H. Flexural-torsional buckling strength of I-girders with discrete torsional braces under various loading conditions // Engineering structures. 2012. Vol. 36. Pp. 337–350.
28. Nguyen C.T., Lee H.E., Monn J., Park Y. Torsional Stiffness Requirements for Diaphragm Bracing of Discretely Braced I-girders // International journal of steel structures. 2014. Vol. 14, № 2. Pp. 355–368.
29. Prado E., White D.W. Assessment of basic steel I-section beam bracing requirements by test simulation: Thesis in partial fulfillment of the requirements for the degree master of sciences in civil engineering; School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, 2015. 243 p.
30. AISC. Steel construction manual. 16th ed. 2016. 676 p.
31. Yangqing L., Reichenbach M., Helwig T. Torsional brace strength requirements for steel I-girders // Journal of structural engineering. 2019. Vol. 146, № 1. Pp. 1–9.
32. Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-1. General rules and rules for buildings. 2005. 91 p.
33. Gawande S.H., Muley A.A., Yerrawar R.N. Optimization of Torsional Stiffness for Heavy Commercial Vehicle Chassis Frame // Automotive innovation. 2018. Vol. 1. Pp. 352–361.

## Информация об авторах

**Чебыкин Григорий Петрович**, аспирант кафедры строительных конструкций и механики грунтов. E-mail: chebyn@yandex.ru. Уральский федеральный университет имени первого Президента России Б. Н. Ельцина. Россия, 620002, г. Екатеринбург, ул. Мира, д. 19.

**Беляева Зоя Владимировна**, кандидат технических наук, заведующий кафедрой строительных конструкций и механики грунтов. E-mail: z.v.beliaeva@urfu.ru. Уральский федеральный университет имени первого Президента России Б. Н. Ельцина. Россия, 620002, г. Екатеринбург, ул. Мира, д. 19.

**Кудрявцев Сергей Владимирович**, кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций и механики грунтов. E-mail: s.v.kudryavtsev@urfu.ru. Уральский федеральный университет имени первого Президента России Б. Н. Ельцина. Россия, 620002, г. Екатеринбург, ул. Мира, д. 19.

Поступила 05.05.2024 г.

© Чебыкин Г.П., Беляева З.В., Кудрявцев С.В., 2024

*\*Chebykin G.P., Beliaeva Z.V., Kudryavtsev S.V.*

*Ural Federal University*

*\*E-mail: chebyn@yandex.ru*

## ENSURING THE OVERALL STABILITY OF STEEL BEAMS BY TORSIONAL BRACINGS

**Abstract.** *The current domestic building codes for the design of steel structures do not provide guidance on ensuring the overall stability of beams using torsional bracings. At the same time, the structures of steel frames of buildings and bridges contain elements that could take on this role. The lack of standard methods for designing torsional bracings narrows the choice of design solutions available to the designer to ensure the stability of bending elements, forcing the introduction of additional elements into the steel frame, the role of which is often conditional. The article reviews domestic and foreign literature on the theory of stability calculations for beams braced with torsional braces. The provisions for designing beams with braces for stability, set out in current foreign standards, are considered. Research conducted in past years and currently both in our country and abroad is considered. A selection of factors that have the greatest impact on the effectiveness of using torsional braces to ensure the stability of beams is presented, and areas for further development of approaches to the design of such connections are identified. Recommendations summarizing the results of the reviewed studies are provided.*

**Keywords:** *general stability, bending elements, steel structures, bracing system, torsional bracing, vertical diaphragms, transverse bracing.*

### REFERENCES

1. SP 16.13330.2017. Steel Structures. Moscow, 2017. 142 p. (rus)
2. SP 294.1325800.2017. Steel structures. Design Rules. Moscow, 2017. 167 p. (rus)
3. Timoshenko C.P. Stability of elastic systems [Ustoychivost' uprugikh sistem]. Moscow, Leningrad: State Publishing House of Technical and Theoretical Literature, 1946. 533 p. (rus)
4. Vlasov V.Z. Thin-walled elastic rods [Tonkostennyye uprugie stержni]. Moscow: State Publishing House of Physical and Mathematical Literature, 1959. 574 p. (rus)
5. Broude B.M. Limit states of beams [Predel'nyye sostoyaniya balok]. Moscow, Leningrad: State Publishing House of Literature on Construction and Architecture, 1953. 216 p. (rus)
6. NTU 121-55. Standards and technical conditions for the design of steel structures. Moscow, 1955. 72 p. (rus)
7. SNiP II-V.3-62. Steel Structures. Design standards. Moscow: Sroyizdat, 1963. 65 p. (rus)
8. SNiP II-V.3-72. Steel Structures. Design standards. Moscow: Sroyizdat, 1974. 109 p. (rus)
9. Pimenov I.L. New edition of SNiP II-V.3-72 chapter "Steel structures. Design standards" [Novoye izdaniye glavy SNiP II-V.3-72 «Stal'nyye konstruktsii. Normy proyektirovaniya»]. Metallicheskiye konstruktsii v stroitel'stve. 1973. No. 7. Pp. 37–39. (rus)
10. Konakov A.I. Critical stiffness of elements bracing compressed rods [Kriticheskaya zhestkost' elementov, raskrepyayushchikh szhatyye stержni]. Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. 1990. No. 5. Pp. 78–80. (rus)
11. Farfel' M.I., Gukova M.I., Svyatoshenko A.Ye. General stability of I-beams of constant section. Development of settlement provisions [Obshchaya ustoychivost' balok dvutavrovogo postoyanogo secheniya. Razvitiye raschetnykh polozheniy].

Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. 2022. No. 1(300). Pp. 4–13. (rus)

12. Galishnikova V.V., Gebre T.H. A comparative study of beam design curves against lateral torsional buckling using AISC, EC and SP. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2019. Vol. 15, № 1. Pp. 25–32.

13. Tushina O.A. Work of connections in the covering of an industrial building with a steel frame [Rabota svyazey v pokrytii promyshlennogo zdaniya so stal'nym karkasom]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2019. No. 1. Pp. 37–42. (rus)

14. Vedyakov I.I., Farfel' M.I., Gukova M.I. About the addition to SP 16.13330.2017 of the requirements for establishing connections [O dopolnenii v SP 16.13330.2017 trebovaniy po ustanovke svyazey]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*. 2021. No. 5(298). Pp. 35–40. (rus)

15. Semenets L.V. On the purpose of the number and stiffness of transverse beams, diaphragms and connections in beam bridges [O naznachenii kolichestva i zhestkosti poperechnykh balok, diafragm i svyazey v balochnykh mostakh]. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy ministerstva vysshego i srednego spetsial'nogo obrazovaniya SSSR*. 1962. No. 3. Pp. 76–83. (rus)

16. Protasov K.G., Teplitkiy A.V., Kramarev S.Ya., Nikitin M.K. *Steel bridges [Metallicheskiye mosty]*. Moscow: Publishing House Transport, 1973. 352 p. (rus)

17. Korneyev M.M. *Steel bridges. Design manual in three volumes. Volume 2. Second edition [Stal'nyye mosty. Posobiye po proyektirovaniyu v trekh tomakh. Tom 2. Vtoroye izdaniye]*. Kyiv: Ultradruk Publishing House, 2019. 444 p. (rus)

18. SP 35.13330.2011. *Bridges and pipes*. Moscow, 2011. 346 p. (rus)

19. Winter G. *Lateral bracing of columns and beams*. American society of civil engineers. 1960. No. 3044. Pp. 116–135.

20. Taylor C., Ojalvo M. Torsional restraint of lateral buckling. *Journal of the structural division*. 1966. Vol. 2, No. 2. Pp. 115–129.

21. Yura J. *Fundamentals of beam bracing*. Engineering journal. 2001. No. 4. Pp. 11–26.

22. AISC. *Steel construction manual*. 13th ed. 2005. 670 p.

23. Ales J., Yura J. *Bracing design for inelastic structures*. The annual stability conference structural stability research council, (April 6–7, 1993). Milwaukee: WI. Pp. 29–37.

24. Nguyen C.T., Moon J., Le V.N., Lee H.E. Lateral-torsional buckling of I-girders with discrete torsional bracings. *Journal of constructional steel research*. 2009. Vol. 66, No. 2. Pp. 170–176.

25. Park Y., Hwang S., Hwang M., Choi B. Inelastic buckling of torsionally braced I-girders under uniform bending: I. Numerical studies. *Journal of constructional steel research*. 2009. Vol. 66, No. 2. Pp. 304–316.

26. Choi B., Park Y. Inelastic buckling of torsionally braced I-girders under uniform bending: II. Experimental study. *Journal of constructional steel research*. 2010. Vol. 66, No. 8–9. Pp. 1128–1137.

27. Nguyen C.T., Joo H., Monn J., Lee H. Flexural-torsional buckling strength of I-girders with discrete torsional braces under various loading conditions. *Engineering structures*. 2012. Vol. 36. Pp. 337–350.

28. Nguyen C.T., Lee H.E., Monn J., Park Y. Torsional Stiffness Requirements for Diaphragm Bracing of Discretely Braced I-girders. *International journal of steel structures*. 2014. Vol. 14, No. 2. Pp. 355–368.

29. Prado E., White D.W. *Assessment of basic steel I-section beam bracing requirements by test simulation: Thesis in partial fulfillment of the requirements for the degree master of sciences in civil engineering; School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, 2015. 243 p.*

30. AISC. *Steel construction manual*. 16th ed. 2016. 676 p.

31. Yangqing L., Reichenbach M., Helwig T. Torsional brace strength requirements for steel I-girders. *Journal of structural engineering*. 2019. Vol. 146, No. 1. Pp. 1–9.

32. Eurocode 3. *Design of steel structures. Part 1-1. General rules and rules for buildings*. 2005. 91 p.

33. Gawande S.H., Muley A.A., Yerrawar R.N. *Optimization of Torsional Stiffness for Heavy Commercial Vehicle Chassis Frame*. *Automotive innovation*. 2018. Vol. 1. Pp. 352–361.

#### *Information about the authors*

**Chebykin, Grigoriy P.** Postgraduate student. E-mail: chebyn@yandex.ru. Ural Federal University. Russia, 620002, Ekaterinburg, Mira str., 19.

**Beliaeva, Zoia V.** PhD. E-mail: z.v.believa@urfu.ru. Ural Federal University. Russia, 620002, Ekaterinburg, Mira str., 19.

**Kudryavtsev, Sergey V.** PhD. E-mail: s.v.kudryavtsev@urfu.ru. Ural Federal University. Russia, 620002, Ekaterinburg, Mira str., 19.

*Received 05.05.2024*

**Для цитирования:**

Чебыкин Г.П., Беляева З.В., Кудрявцев С.В. Обеспечение общей устойчивости стальных балок крутильными связями // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2024. №6. С. 43–55. DOI: 10.34031/2071-7318-2024-9-7-43-55

**For citation:**

Chebykin G.P., Beliaeva Z.V., Kudryavtsev S.V. Ensuring the overall stability of steel beams by torsional bracings. Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov. 2024. No. 7. Pp. 43–55. DOI: 10.34031/2071-7318-2024-9-7-43-55