

В.В. НАДОЛЬСКИЙ¹, В.И. ПОДЫМАКО¹¹Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь

ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ЛОКАЛЬНЫХ И СДВИГОВЫХ УСИЛИЙ

Аннотация. Стальные балки с гибкими стенками привлекают своей эффективностью при работе на изгиб. Для таких балок весьма актуальным становится вопрос обеспечения местной устойчивости. Расчетные формулы в большинстве случаев сложны и имеют ограниченную область применения. В связи с этим особое место приобретают расчеты на основе КЭ моделей, которые позволяют более универсально учесть всю специфику проектируемого элемента. В статье рассматривается расчет устойчивости стенки балки при совместном действии локальных и сдвиговых усилий посредством конечно-элементного моделирования. Созданы численные модели и произведен сравнительный анализ с экспериментальными результатами. Представлено описание принципов построения КЭ моделей (размер сетки КЭ, модель материалов и т.д.), которые необходимо соблюдать при оценке несущей способности балок с гибкими стенками. Анализ чувствительности КЭ модели к входным параметрам выявил наиболее важные параметры (предел текучести стали, толщина стенки), неопределенность которых необходимо учитывать при создании КЭ моделей. Сходимость результатов позволяет использовать метод конечных элементов при проектировании стальных балок для качественной и количественной оценке несущей способности. Однако требуется дальнейшая разработка унифицированных принципов построения КЭ моделей и их верификация на большем количестве экспериментальных данных, а также определение частных коэффициентов для учета изменчивости и неопределенности получаемых результатов с учетом регламентированных параметров надежности.

Ключевые слова: местная устойчивость стенки, моделирование, метод конечных элементов, несовершенство, дискретизация, критическая сила, численная модель.

V.V. NADOLSKI¹, V.I. PODYMAKO¹¹Belarusian National Technical University, Minsk, Belarus

THE EVALUATION OF ULTIMATE RESISTANCE OF STEEL BEAMS TO COMBINED SHEAR AND PATCH LOADING BY FINITE ELEMENT METHOD

Abstract. Thin-web steel girders attract with their efficiency in bending work. For such girders, the issue of ensuring local stability becomes very relevant. Calculation formulas in most cases are complex and have a limited scope of application. While the calculations based on FE models make it possible to more universally consider all the specifics of the designed element. The article deals with the calculation of the stability of the web girder under the combination of patch and shear loading by finite element modelling. Numerical models have been created and a comparative analysis with experimental results has been carried out. A description of the principles for constructing FE models (mesh size, material model, etc.), which must be observed when assessing the resistance and behaviour of beams with thin web, is presented. Sensitivity analysis of the FE model to the input parameters revealed the most important parameters (yield strength of steel, web thickness), the uncertainty of which must be taken into account when creating FE models. The convergence of the results allows the use of the finite element method in the design of steel beams for a qualitative and quantitative assessment of the resistance. However, further development of unified principles for creating FE models and their verification on a larger amount of experimental data is required, as well as the determination of partial

factors to take into account the variability and uncertainty of the results obtained, taking into account the regulated reliability parameters.

Keywords: *stability of the web panel, modelling, finite element method, imperfections, discretization, critical force, numerical model.*

Введение

Стальные балки с тонкими стенками, так называемые балки с гибкими стенками, привлекают своей эффективностью при работе на изгиб. Однако для таких балок весьма актуальным становится вопрос обеспечения местной устойчивости. Много теоретических и экспериментальных работ направлены на изучение несущей способности таких балок, однако, в большинстве случаев они посвящены изучению поведения таких элементов под влиянием отдельных силовых факторов, таких как изгиб, сдвиг и локальное воздействие. При этом на практике часто встречается приложение совместной сдвиговой и локальной нагрузки к балкам с тонкой стенкой. В качестве примера можно привести стальную мостовую балку в процессе надвигки на опоры или подкрановую балку, в которой стенка балки не только локально нагружена, но также подвержена действию сдвиговой нагрузки.

Такое сочетание нагрузок исследовалось экспериментально Робертсоном Т.М. и Шахабяном Ф. [1, 2], и Брауном Б. [3] на сварных двутавровых балках с тонкой стенкой. Эти испытания показали значительное взаимодействие между сдвиговой и локальной нагрузками. И, как результат, была предложена формула взаимодействия и модификация метода приведенных напряжений и метода эффективной ширины при комбинированном нагружении [4, 5]. Однако использование аналитических формул ограничено сложностью и областью их применения, для которой они были экспериментально подтверждены. Как правило, из-за сложности процесса деформирования стальной балки с учетом закритической стадии поведения при потере местной устойчивости стенки, модели несущей способности являются консервативными [6]. Для сложных моделей несущей способности и при не достаточной базе экспериментальных данных эффективным является применение численных методов, в частности метода конечных элементов [7, 8]. При этом в нормативных документах существуют только указания о возможности использования численных методов для более точных оценок поведения и несущей способности без каких либо конкретных указаний по параметрам моделей и интерпретации результатов [9]. В связи с отмеченным, представляет интерес анализ поведения стальных балок на основе компьютерного моделирования и сравнение результатов с натурными экспериментами. Применение КЭ моделей для оценки поведения и значений несущей способности включают три основанные этапа:

- разработка и унификация принципов и параметров построения КЭ моделей;
- оценка точности результатов на основании сравнения с экспериментальными данными [10];
- определение параметров надежности, в частности коэффициентов надежности, применяемых для проверки предельных состояний [11].

В статье представлен обзор принципов и основных параметров построения КЭ моделей (таких, как размер сетки КЭ, модель материалов и т.д.), а также выполнен анализ их влияние на результат КЭ модели, на основании чего сделаны рекомендации по способам задания и значениям параметров КЭ моделей для тонкостенных стальных конструкций. Анализ чувствительности КЭ модели к входным параметрам (механические свойства стали, геометрические размеры) определил набор параметров, которые наиболее значимо влияют на результат расчет и для которых необходимо привести дальнейшие исследования, а сравнение с экспериментальными данными показала эффективность и точность расчетов на основе КЭ моделей.

Метод

В настоящее время численное моделирование часто используется в связи с отсутствием возможности осуществления натурного эксперимента или для тщательного изучения влияний различных параметров, что позволяет оценить несущую способность совершенно новых конструктивных решений, для которых отсутствуют расчетные методики [12, 13]. В данной работе компьютерное моделирование выполняется методом конечных элементов. За основу создания и изучения точности применения КЭ моделей для оценки поведения и несущей способности тонкостенных сварных балок положены результаты экспериментальных исследований, опубликованных в работах Робертсоном Т.М. и Шахбьяном Ф. [1] и Брауном Б. [3].

КЭ модели балок были созданы по фактически измеренным **геометрическим** и **прочностным** характеристикам тестируемых балок. Для анализа принято по две балке из каждого эксперимента. Из работы [1] приняты балки с маркировкой PG1-2 и PG4-2, из работы [3] балка SP600 и SP1200 (далее по тексту все ссылки будут сделаны на эти обозначения балок). Общие схемы моделируемых балок показаны на рисунке 1.

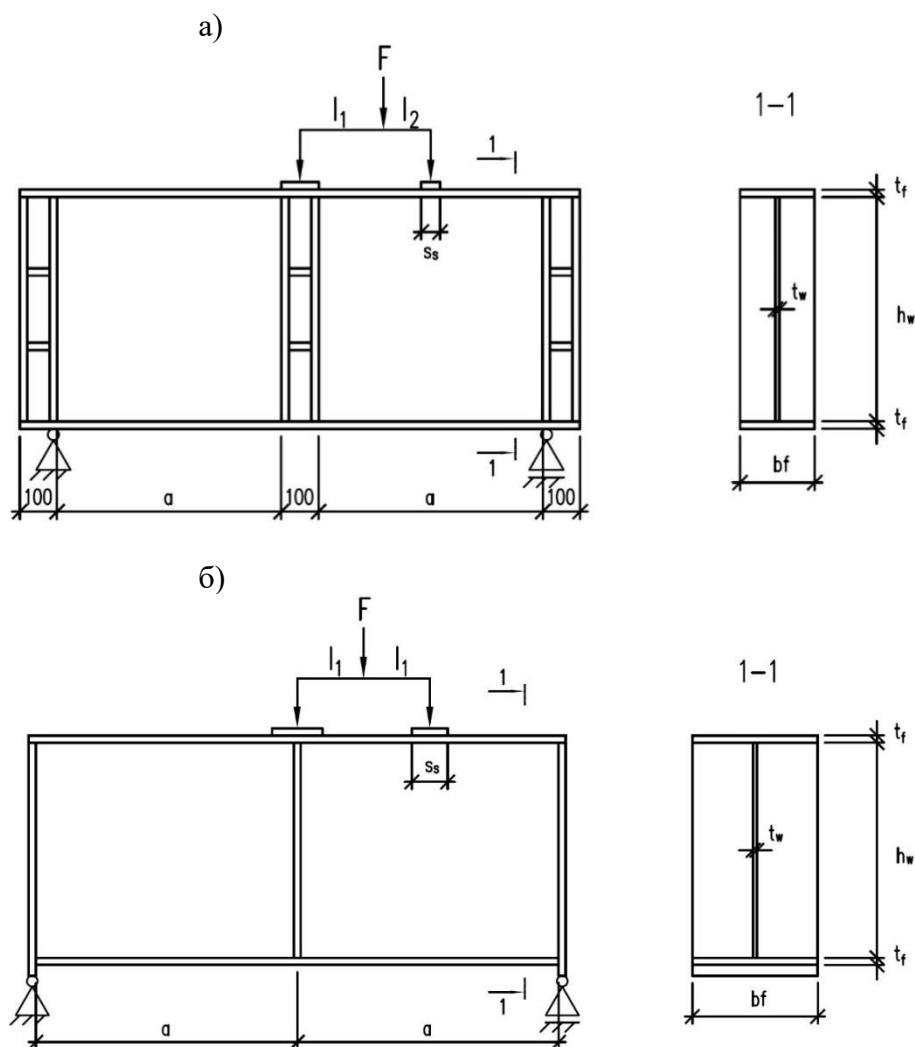


Рисунок 1 - Общие схемы моделируемых балок:

а) экспериментальная схема балок PG1-2 и PG4-2, б) экспериментальная схема балок SP600 и SP1200

В таблице 1 представлены геометрические параметры и механические свойства стали тестируемых балок. Для балок PG1-2 и PG4-2 ребра жесткости и опорные пластины имеют толщину 10 мм. Значения предел текучести получены из усредненных данных испытаний на

одноосное растяжение образцов для каждой балки (три образца для стенки и два для полок). В работе [1] для балок не указано измеренное значение предела прочности стали, поэтому данное значение принято равным $f_u = 1,35 f_y$ в соответствии с исследованиями источника [14]. Из-за отсутствия данных модуль упругости и коэффициент Пуассона были приняты равными общепринятым значениям $E=210000$ МПа и $\nu=0,3$ соответственно.

Для балок SP600 и SP1200 поперечные ребра жесткости и опорные пластины имеют ту же ширину и толщину, что и полки. Два образца изготовлены из одной и той же партии стали. Механические свойства стали полученные из усредненных данных испытаний на одноосное растяжение образцов (по три образца для полок и стенки). Модуль упругости для стенки равен $E=176938$ МПа, для полок и ребер жесткости равен $E=186139$ МПа. Коэффициент Пуассона принят равным $\nu=0,3$.

Таблица 1 - Геометрические параметры и механические свойства стали элементов балок

Балки	a , мм	h_w , мм	t_w , мм	b_f , мм	t_f , мм	s_s , мм	f_{yw} , МПа	f_{uw} , МПа	f_{yf} , МПа	f_{uf} , МПа
SP600	2390	600	6	450	20	200	383	543	354	519
SP1200	2390	1200	6	450	20	200	383	543	354	519
PG1-2	600	600	4.1	200	12.3	50	339	-	250	-
PG4-2	500	1000	1.9	200	9.8	50	247	-	313	-

Прочностные и деформационные свойства стали (*диаграмма деформирования*) оказывают одно из доминирующих влияний на несущую способность стальных конструкций [15]. На сопротивление тонкостенных элементов может оказать влияние учет деформационного упрочнения стали, потому что в изогнутой пластине, помимо первичных мембранных напряжений, возникают вторичные изгибающие напряжения. Использование диаграммы только с площадкой текучести может привести к преждевременной потере жесткости пластины на изгиб [16]. Для анализа отмеченных эффектов рассмотрены следующие варианты модели материала: билинейная зависимость «напряжение-деформация» без деформационного упрочнения, билинейная зависимость «напряжение-деформация» с деформационным упрочнением с уклоном $E/100$ и четырехлинейная зависимость в соответствии со Шведским стандартом BSK07 [17] (рисунок 2).

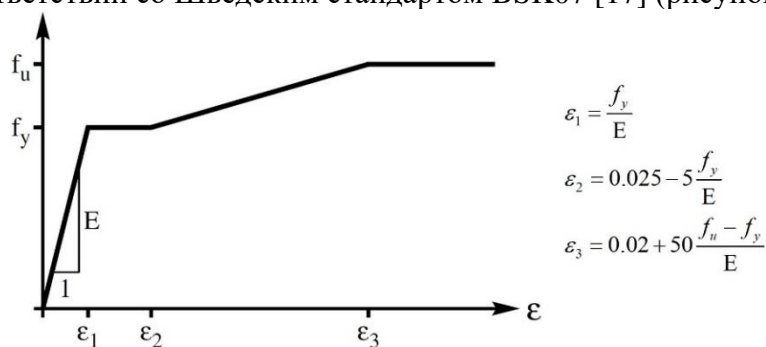


Рисунок 2 - Моделирование свойств материала согласно BSK07

Так же есть указания в нормативных документах СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*» [18], аналогичные указания представлены в СП 5.04.01-2021 «Стальные конструкции» [19] действующем на территории Республики Беларусь, однако эти модели материалов стандартизированы для конкретных марок стали, поэтому не могут быть применены для фактических значений прочностных свойств стали.

На рисунках 3 и 4 показано сравнение кривых «нагрузка-перемещение» для балки SP600 и PG1-2, соответственно, в зависимости от выбранной модели материала. На рисунках

приняты следующие обозначения: V1 – перемещение по центру балки, V2 – перемещение верхнего пояса в месте приложения локальной силы. Можно увидеть, что значение предельной нагрузки достигается раньше при диаграмме деформирования стали без напряжений стадии самоупрочнения. Однако расхождение результатов КЭ моделей порядка 1%, что соответствует тому, что все модели материала являются применимы для решения данной задачи.

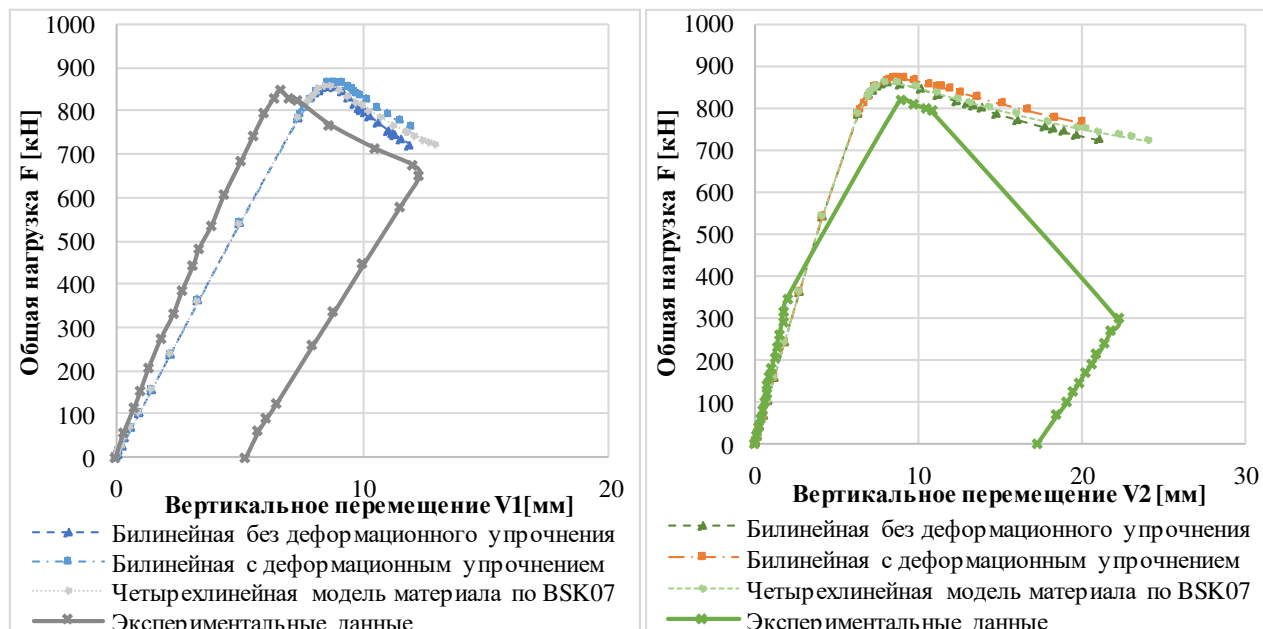


Рисунок 3 - Сравнение кривых «нагрузка-перемещение» для балки SP600 в зависимости от выбранной модели материала

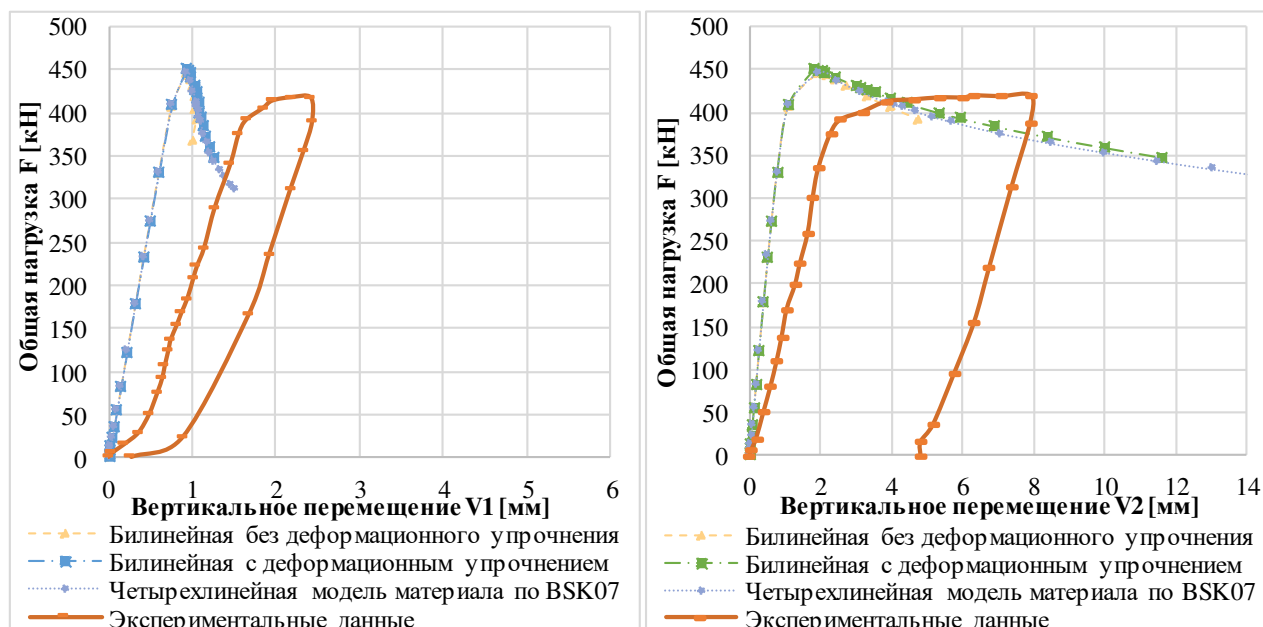


Рисунок 4 - Сравнение кривых «нагрузка-перемещение» для балки PG1-2 в зависимости от выбранной модели материала

В созданных КЭ моделях нагрузочные штампы моделируются жесткими пластинами типа «discrete rigid» (дискретное твердое тело). Взаимодействие между штампами и верхней полкой тонкостенного элемента осуществляется через контакт типа «surface-to-surface»

(поверхность с поверхностью), с наличием силы трения. Граничные условия опорных ребер приняты шарнирно-неподвижной с одной стороны и шарнирно-подвижной с другой. Нагрузки приняты как статические нагрузки, при которых нагружение штампов выполняется сосредоточенной силой через референтную точку.

Дискретизация (размер конечного элемента) проводилась в соответствии с предварительным анализом по выбору размера конечного элемента. На рисунках 5 и 6 показаны графики влияния размера конечного элемента на значение критической силы потери устойчивости и на значение предельной силы с учетом геометрической и физической нелинейности для балки SP600 и PG4-2. В результате самым оптимальным размером с точки зрения точности решения и использования вычислительной мощности был принят конечный элемент порядка пяти толщин стенки балки (для балки PG1-2 равен 20 мм, для балки PG4-2 равен 10мм, а для балок SP600 и SP1200 равен 30мм).

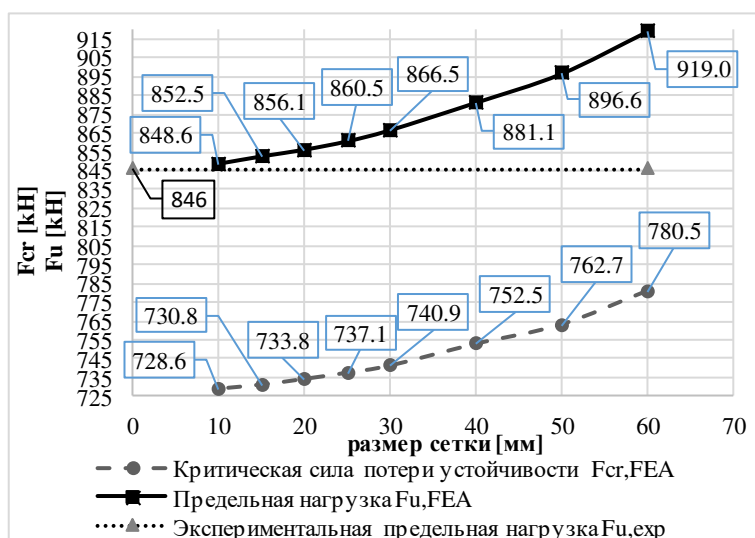


Рисунок 5 - Анализ по выбору размера конечного элемента для балки SP600

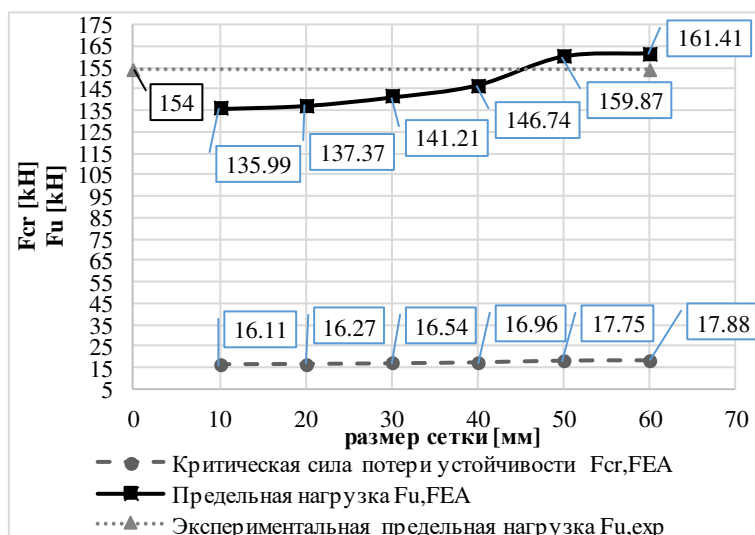


Рисунок 6 - Анализ по выбору размера конечного элемента для балки PG4-2

В работе рассмотрены два варианта учета **несовершенств**, первый на основе собственных форм потери устойчивости, а второй на основании эквивалентных геометрических несовершенств [20]. Фактические геометрические несовершенства в статьях указаны не в полном объеме, а остаточные напряжения не измерялись, поэтому приняты эквивалентные геометрические несовершенства [21, 22]. Форма эквивалентных несовершенств

принята полусинусоидальной со значением выгиба равным $\min(a/200, b/200)$, так что для балок SP600, PG1-2, PG4-2 выгиб составил 3 мм, а для балки SP1200 составил 6 мм.

Методология моделирования несовершенств на основе собственных форм потери устойчивости очень проста: необходимо выполнить линейный расчет потери устойчивости одной модели для определения форм потери устойчивости, далее, записав результаты перемещения балки и используя их как начальные несовершенства второй модели этой же балки, с последующим ее расчетом с учетом геометрической и физической нелинейной работы. Значение несовершенств приняты равными как для эквивалентных несовершенств.

На рисунках 7 и 8 показаны сравнение кривых «нагрузка-перемещение» для балок SP600 и PG1-2, соответственно, в зависимости от способа задания несовершенств, где можно увидеть, что два способа являются применимы для решения поставленной задачи. Расхождение результатов предельной нагрузки между КЭ моделями составило порядка 3%.

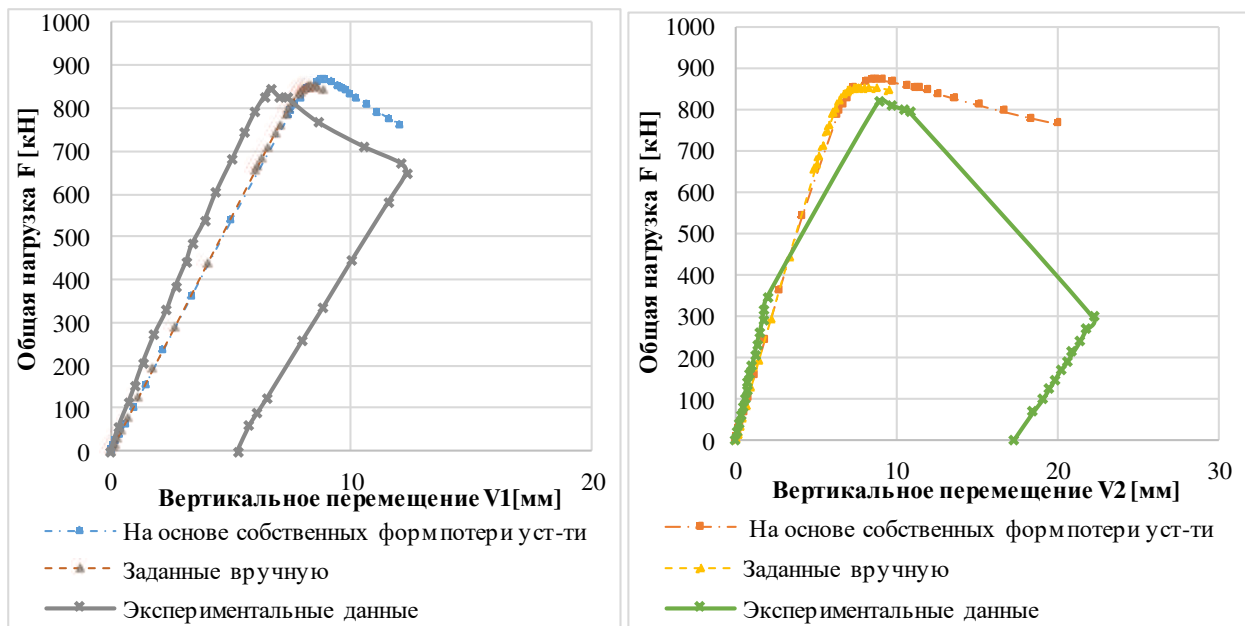


Рисунок 7 - Сравнение кривых «нагрузка-перемещение» для балки SP600 в зависимости от способа задания несовершенств

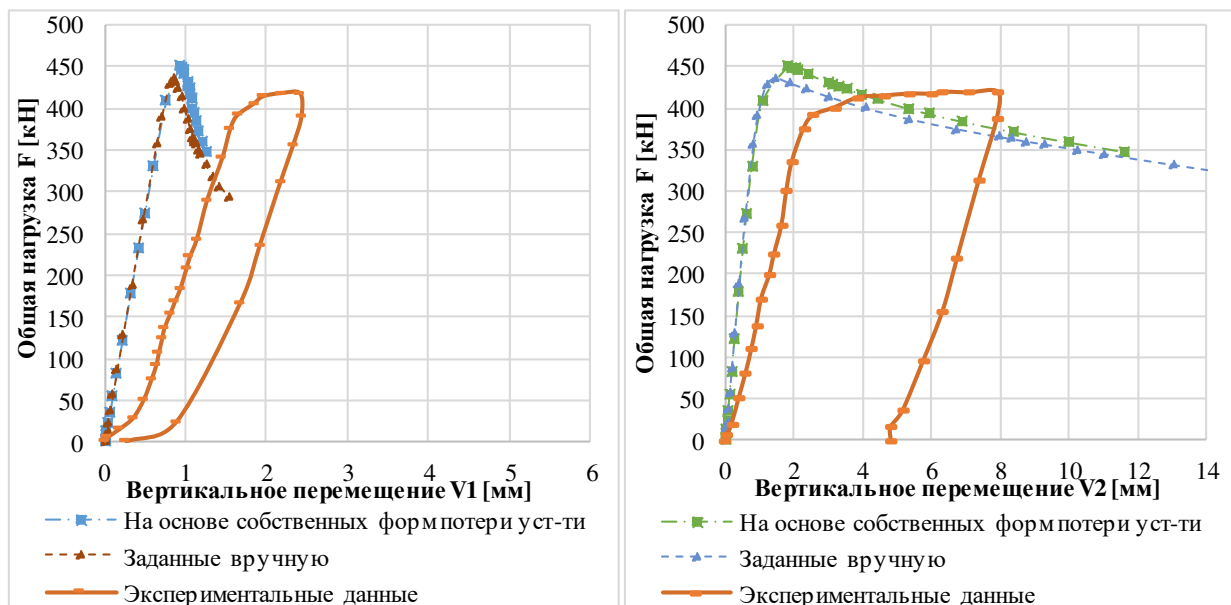


Рисунок 8 - Сравнение кривых «нагрузка-перемещение» для балки PG1-2 в зависимости от способа задания несовершенств

Общим для всех элементов поперечного сечения численных моделей является то, что размеры велики в двух направлениях и малы в третьем направлении. Таким образом, геометрия вырождается в понятие средней поверхности, которая затем разделяется на элементы оболочки. При расчете тонких пластин помимо нелинейности материала (физической нелинейности), большие деформации способствуют возникновению геометрически нелинейных эффектов [23]. В качестве базового КЭ элемента построения сечения балок был выбран четырехузловой *оболочечный конечный элемент* с функцией билинейной формы, обозначающийся как S4R.

Для осуществления сравнительного анализа был выбран трехмерный твердотельный двадцати узловой конечный элемент, обозначающийся как C3D20R и построены аналогичные КЭ модели. На рисунке 9 представлено сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от выбранного типа конечных элементов. На графиках можно увидеть, что лучшая сходимость результатов КЭ модели с экспериментальными данными достигается при использовании трехмерного КЭ. Однако расхождение результатов предельной нагрузки между КЭ моделями составило порядка 2%. Поэтому, если возможно свести задачу к плоской постановке, то более целесообразно использовать элемент S4R, так как, применяя элемент типа C3D20R, моделирование является более трудоемким и используется большая вычислительная мощность.

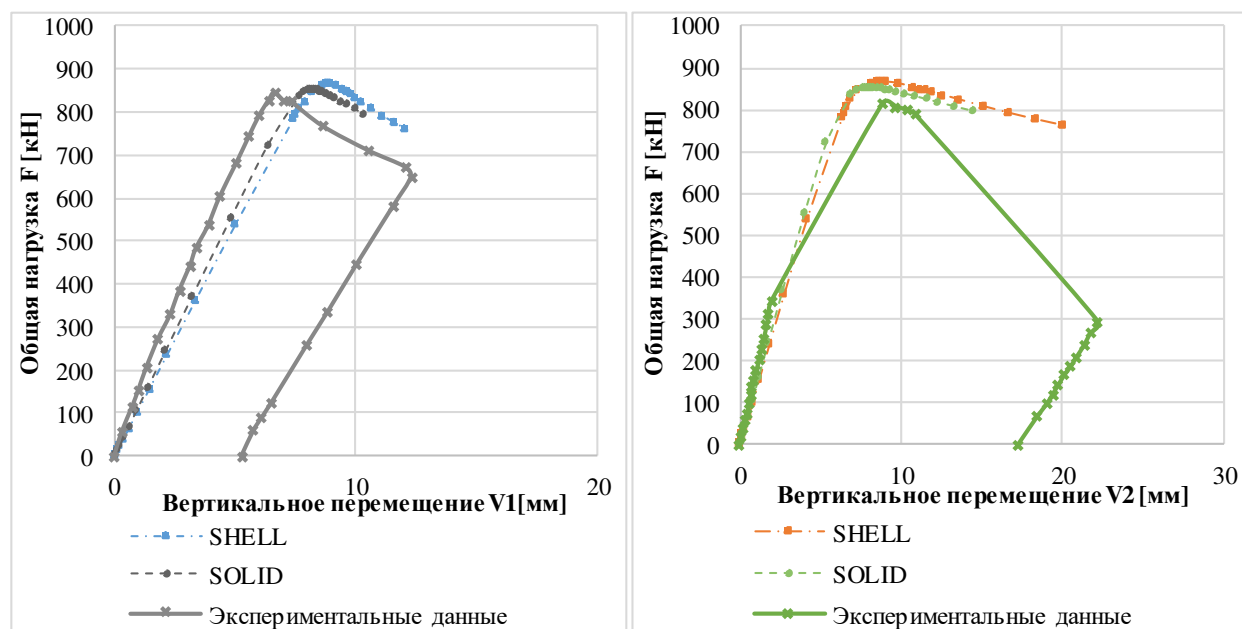


Рисунок 9 - Сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от выбранного типа конечных элементов

Результаты и обсуждение

После предварительного задания параметров КЭ модели важным этапом проектирования на основании КЭ моделей является анализ чувствительности модели к значениям входных переменных (предел текучести, модуль упругости, толщина стенки и т.д.) и параметрам модели (размер КЭ сетки, тип КЭ и т.д) на результаты (выходные переменные) модели [24]. Необходимо установить, при каком разбросе входных данных сохраняется справедливость основных выводов, сделанных по результатам моделирования.

При выполнении *анализа чувствительности к механическим свойствам стали*, значения предела текучести, предела прочности и модуля упругости, полученные из экспериментальных данных, увеличили и уменьшили на 10%. Значение предела текучести для балки SP600 после увеличения на 10% равно: для стенки $f_{yw} = 422$ МПа, а для полок и

ребер жесткости - $f_{yf} = 389$ МПа. На рисунке 10 можно увидеть сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от значения предела текучести. В таблице 2 представлены результаты расчетов балок после изменения предела текучести. Данный параметр значительно влияет на значение предельной нагрузки, но характер деформирования остается неизменным.

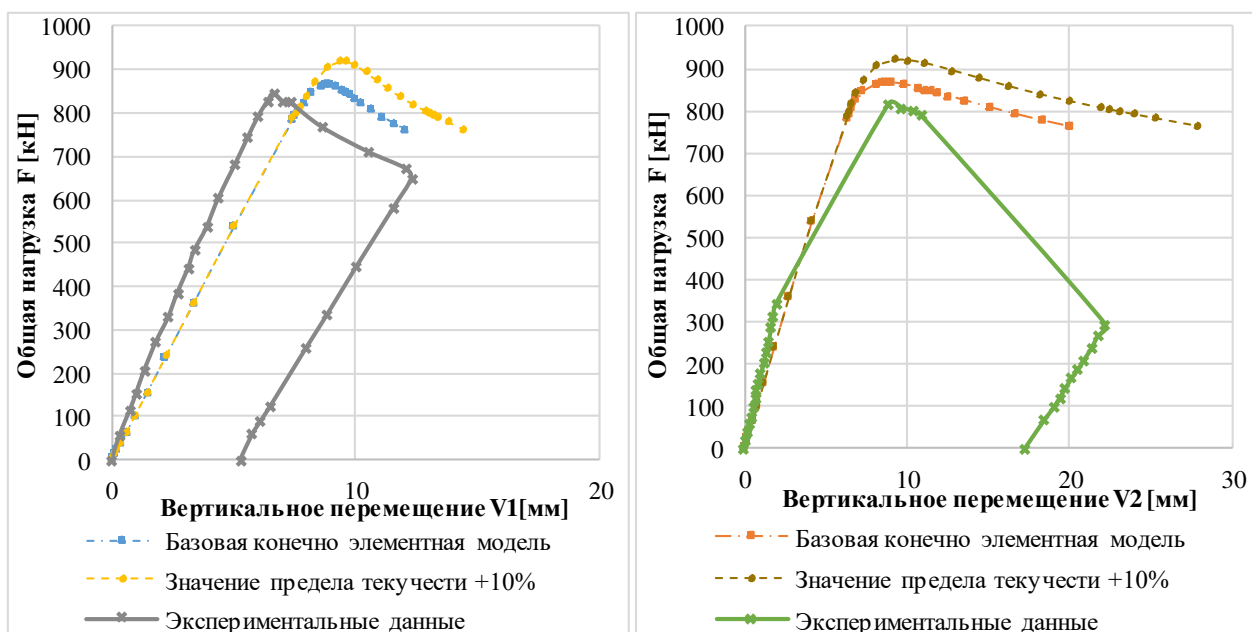


Рисунок 10 - Сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от значения предела текучести

Таблица 2 - Анализ чувствительности к пределу текучести

Образец	f_y	F_{exp} , кН	F_{FEA} , кН	F_{exp} / F_{FEA}
SP600	Эксп.	846	868	0,97
	+10%		920	0,92
	-10%		810	1,04
SP1200	Эксп.	1030	1020	1,01
	+10%		1086	0,94
	-10%		954	1,08
PG1-2	Эксп.	412	450	0,92
	+10%		489	0,84
	-10%		423	0,97
PG4-2	Эксп.	154	138	1,12
	+10%		146	1,05
	-10%		125	1,23

Значение предела прочности для балки SP600 после увеличения на 10% для стенки равно $f_{tw} = 597$ МПа, а для полок и ребер жесткости – $f_{uf} = 571$ МПа. На рисунке 11 можно увидеть сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от значения предела прочности. Данный параметр при таком изменении не влияет на значение предельной нагрузки.

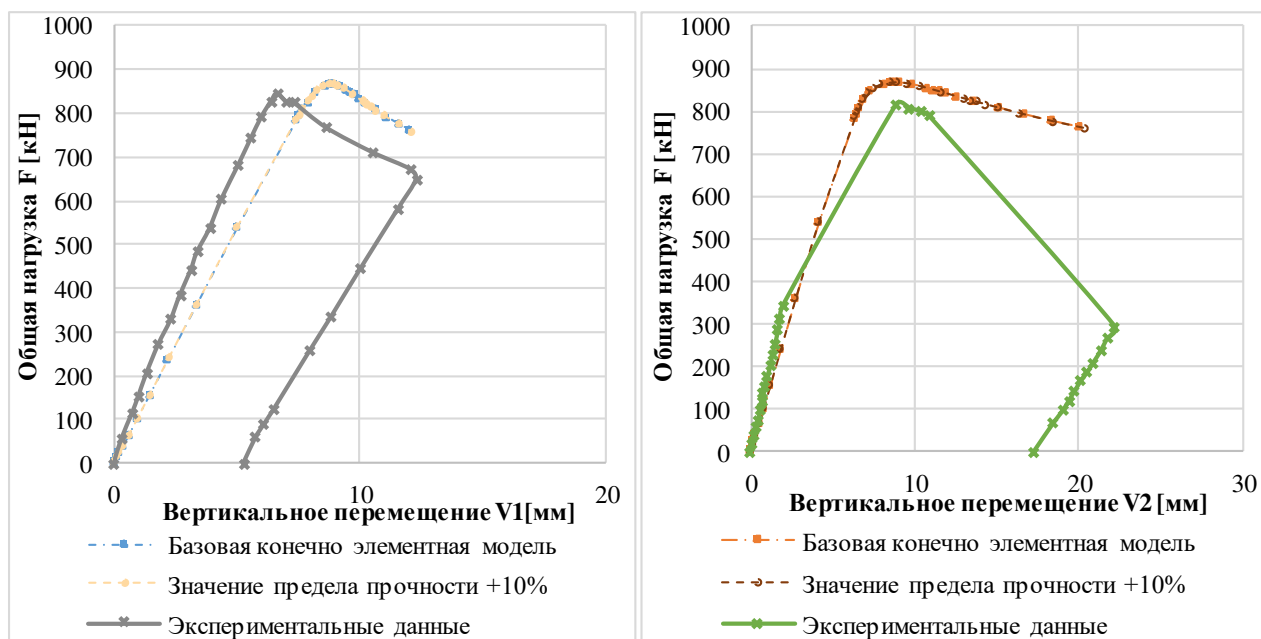


Рисунок 11 - Сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от значения предела прочности

Значение модуля упругости для балки SP600 после увеличения для стенки равно $E = 194.6$ МПа, а для полки и ребер жесткости – $E = 204.7$ МПа. На рисунке 12 можно увидеть сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от значения модуля упругости. Данный параметр при таком изменении существенно не влияет на значение предельной нагрузки, при котором расхождение между КЭ моделями составляет 3%. Так же можно заметить изменения угла наклона начального линейного участка кривых.

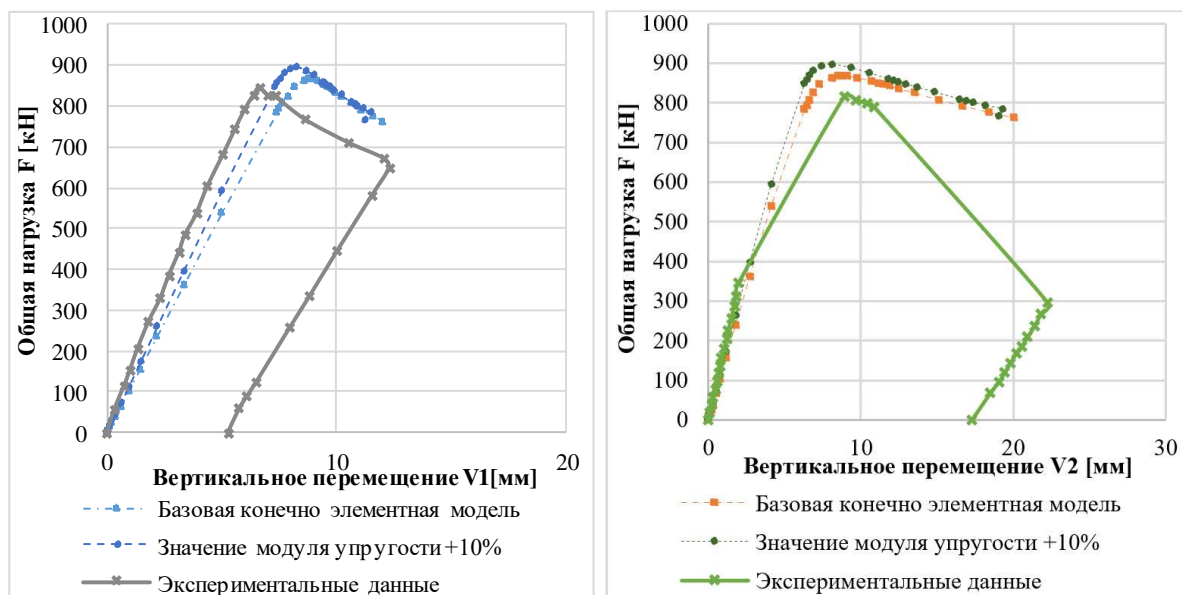


Рисунок 12 - Сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от значения модуля упругости

При выполнении **анализа чувствительности к заданию геометрии** КЭ моделей, значения толщины стенки и полки, принятые из экспериментальных данных, увеличили и уменьшили на 10%.

Толщина стенки для балки SP600 после увеличения на 10% равна 6,6 мм. На рисунке 13 можно увидеть сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от значения толщины стенки. В таблице 3 представлены результаты расчетов балок после изменения толщины стенки. Данный параметр существенно влияет на значение предельной нагрузки, но характер деформирования остается неизменным.

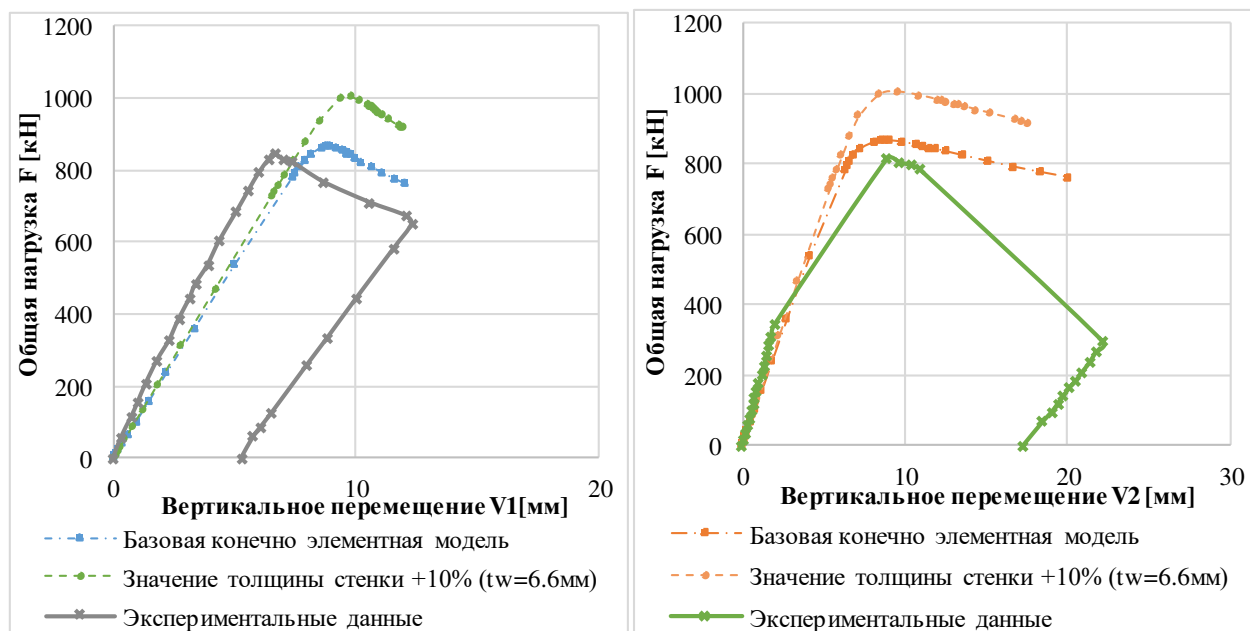


Рисунок 13 - Сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от значения толщины стенки

Таблица 3 - Анализ чувствительности к толщине стенки

Образец	t_w	F_{exp} , кН	F_{FEA} , кН	$F_{\text{exp}} / F_{\text{FEA}}$
SP600	Эксп.	846	868	0,97
	+10%		1004	0,84
	-10%		730	1,16
SP1200	Эксп.	1030	1020	1,01
	+10%		1184	0,87
	-10%		866	1,19
PG1-2	Эксп.	412	450	0,92
	+10%		520	0,79
	-10%		392	1,05
PG4-2	Эксп.	154	138	1,12
	+10%		155	0,99
	-10%		123	1,25

Толщина полок для балки SP600 после увеличения на 10% равна 22 мм. На рисунке 14 можно увидеть сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от значения толщины полок. Данный параметр при таком изменении существенно не влияет на значение предельной нагрузки, при котором расхождение между КЭ моделями составляет порядка 2% и характер деформирования остается неизменным.

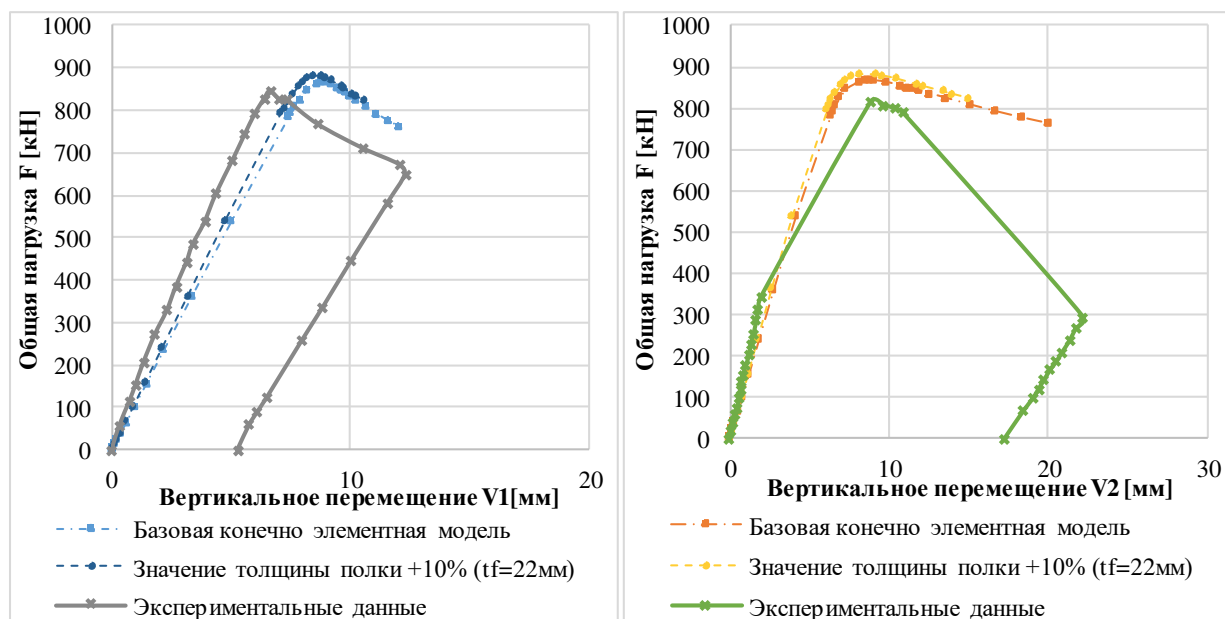


Рисунок 14 - Сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от значения толщины полки

Анализ чувствительности к заданию начальных несовершенств выполнен для 1-ой, 2-ой формы потери устойчивости и для комбинации форм. На рисунке 15 показано сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от формы потери устойчивости. В таблице 4 сведены результаты расчетов балок после изменения формы потери устойчивости. Можно отметить, что для данных балок, выбор между 1-ой, 2-ой и комбинированной формой потери устойчивости существенно не влияет на значение предельной нагрузки и на характер деформирования.

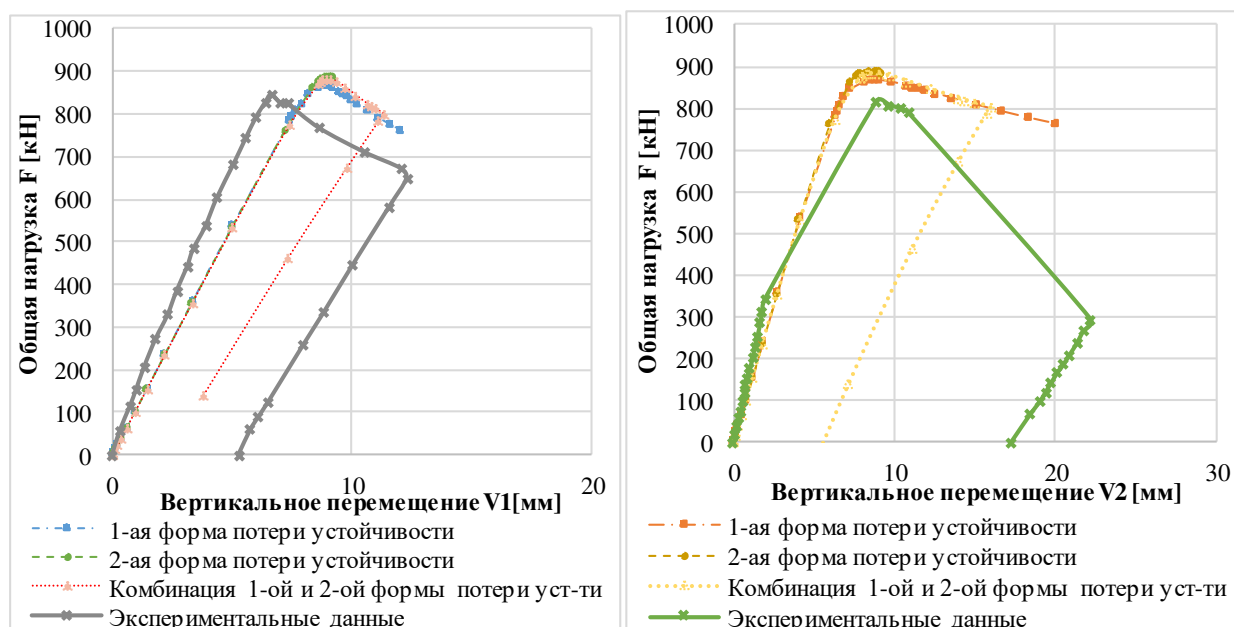


Рисунок 15 - Сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от формы потери устойчивости

В качестве **анализа чувствительности к величине несовершенства**, для балки SP600 при первой форме потери устойчивости, данный параметр принят 6 мм. На рисунке 16

можно увидеть, что такое расхождение величины несовершенства несущественно влияет на значение предельной нагрузки. В таблице 4 представлены результаты расчетов балок после изменения величины несовершенства при первой форме потери устойчивости.

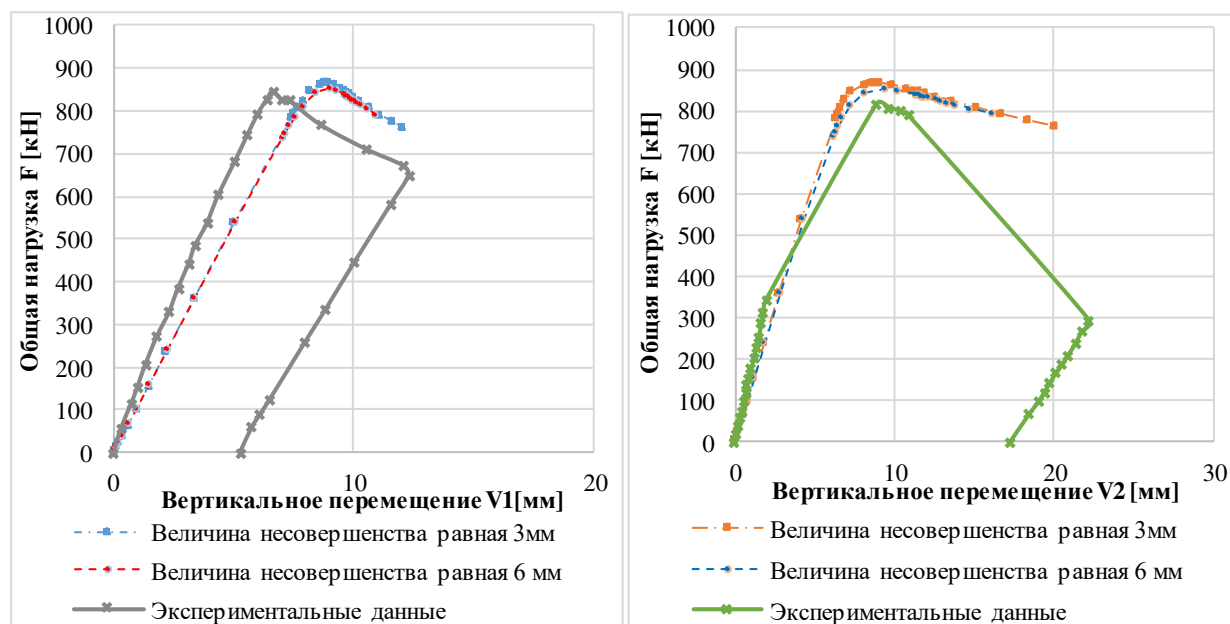


Рисунок 16 - Сравнение кривых «нагрузка-перемещение» балки SP600 в зависимости от величины несовершенства

Таблица 4 - Анализ чувствительности к форме потери устойчивости и величине несовершенства

Образец	Форма потери уст-ти	Значение выгиба, мм	F_{exp} , кН	F_{FEA} , кН	$F_{\text{exp}} / F_{\text{FEA}}$
SP600	1-ая	3	846	868	0,97
		6		852	0,99
	2-ая	3		886	0,95
		Комб.		882	0,96
SP1200	1-ая	6	1030	1020	1,01
		12		1014	1,02
	2-ая	6		1010	1,02
		Комб.		1040	0,99
PG1-2	1-ая	3	412	450	0,91
		6		445	0,93
	2-ая	3		418	0,98
		Комб.		418	0,98
PG4-2	1-ая	2,5	154	138	1,11
		5		137	1,12
	2-ая	2,5		123	1,25
		Комб.		121	1,27

В результате были построены КЭ модели и получены данные для сравнения с результатами натурных экспериментов. Графики вертикального перемещения балок при совместном действии локальных и сдвиговых усилий показаны на рисунках 17-20. Результаты экспериментальных образцов и КЭ моделей сведены в таблицу 5. Модели показали близкую численную сходимость с экспериментальными результатами.

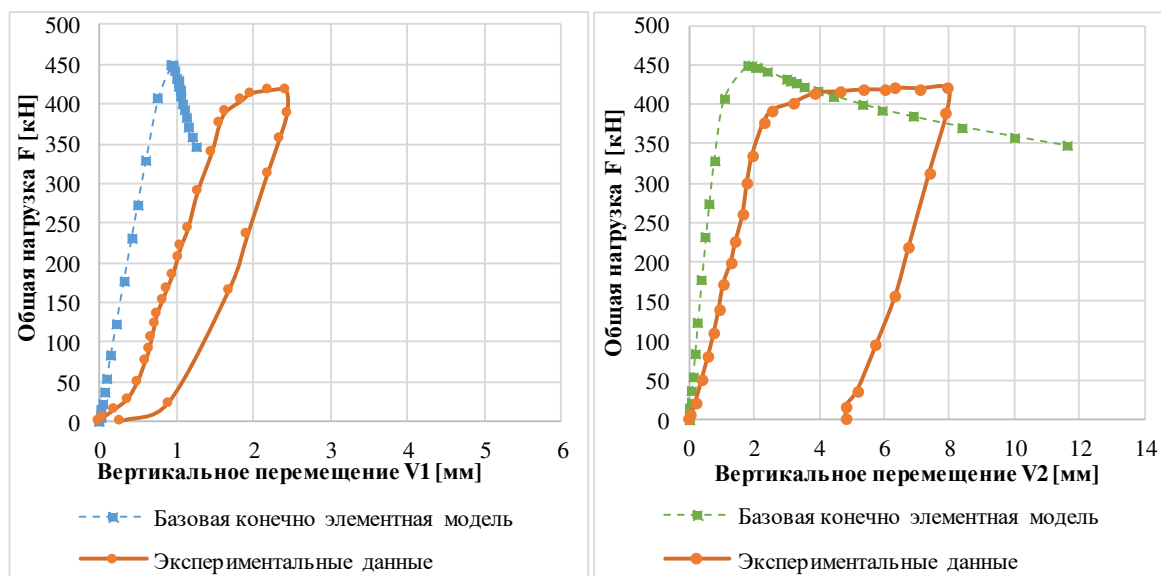


Рисунок 17 - Графики «нагрузка-перемещение» балки PG1-2

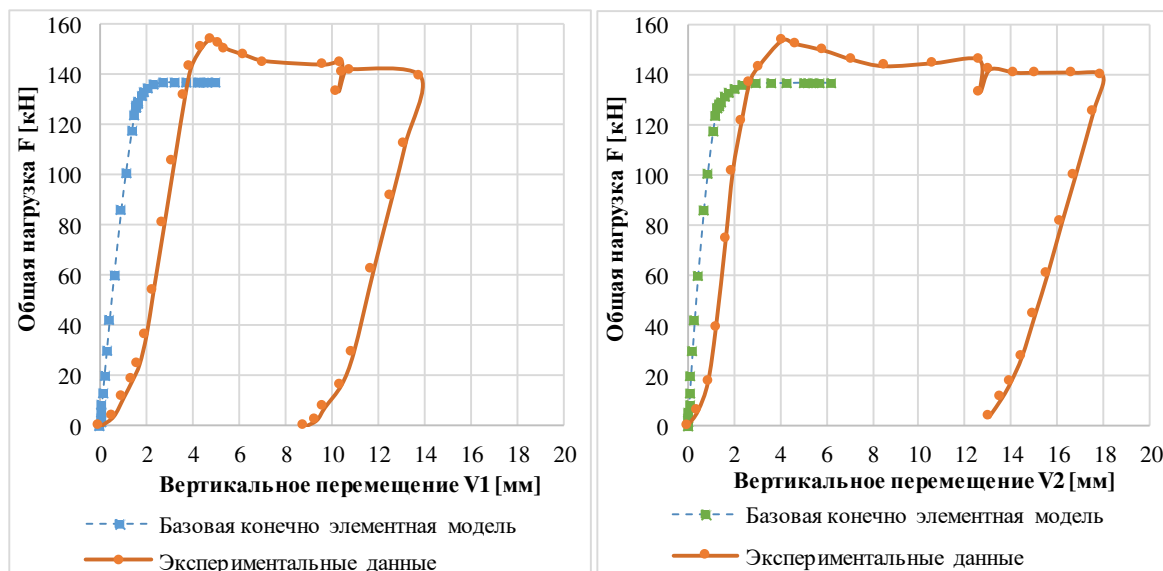


Рисунок 18 - Графики «нагрузка-перемещение» балки PG4-2

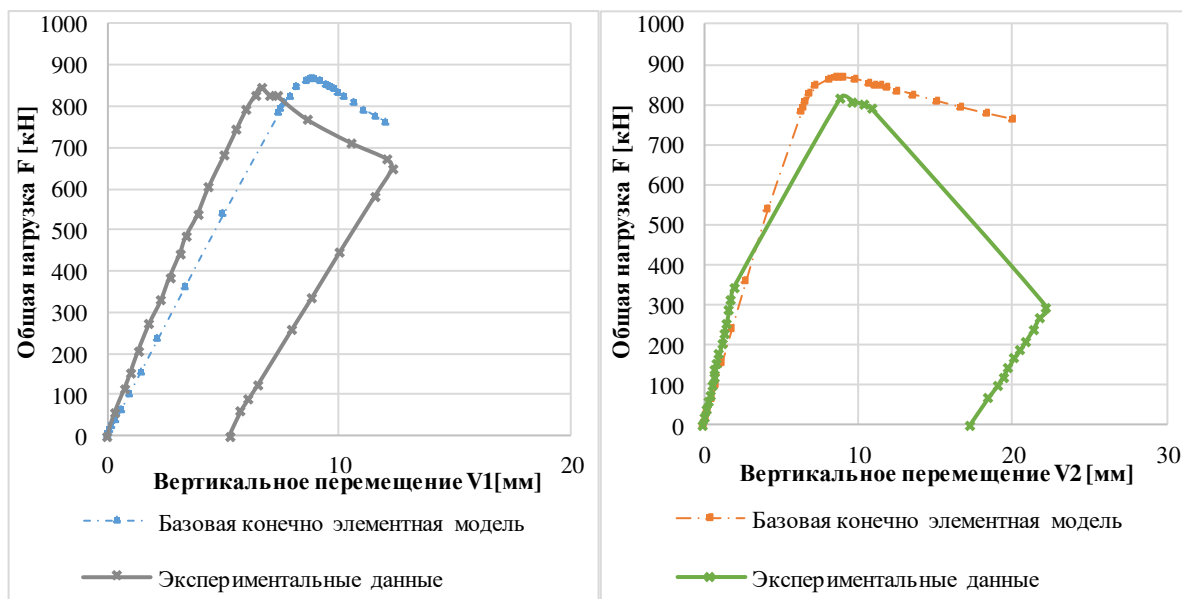


Рисунок 19 - Графики «нагрузка-перемещение» балки SP600

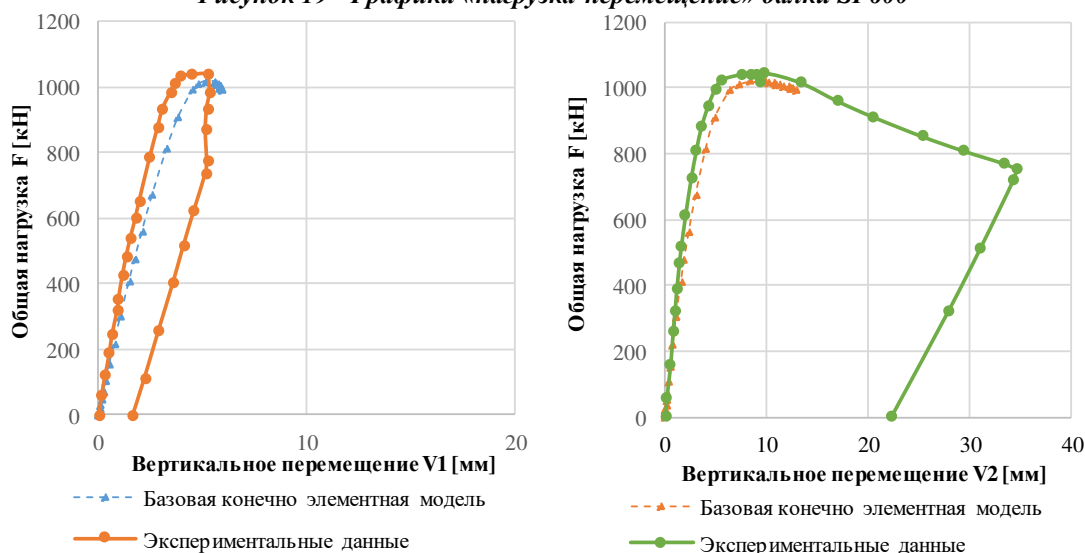


Рисунок 20 - Графики «нагрузка-перемещение» балки SP1200.

Таблица 5 - Результаты экспериментальных образцов и КЭ моделей

Образцы	$F_{\text{exp.}}$, кН	$F_{\text{FEA.}}$, кН	$F_{\text{exp}} / F_{\text{FEA}}$
SP600	846	868	0,97
SP1200	1030	1020	1,01
PG1-2	412	450	0,92
PG4-2	154	137	1,12

Ниже перечислены различные допущения и приближения, сделанные в ходе анализа:

— в статье [1] не было указано всех механических свойств стали, поэтому предел прочности был принят равным $f_u = 1,35 f_y$ в соответствии с исследованиями [14], модуль упругости и коэффициент Пуассона были приняты равными $E=210000$ МПа и $\nu=0,3$ соответственно.

— данное исследование ограничено количеством образцов для верификации результатов, что ограничивает распространение выводов на более широкую область задач.

— ограниченный анализ моделей материалов, выполнен для трех моделей.

— отсутствует анализ чувствительности к эксцентриситету приложения силы.

Выводы

В данной части представлены основные принципы (параметры) построения КЭ моделей, которые необходимо соблюдать при оценке несущей способности стальных элементов с гибкими стенками. К основным параметрам, влияющим на результат моделирования тонкостенного элемента, относятся: выбор диаграммы деформирования и значений свойств материала; тип и размер конечного элемента; величина и форма начальных несовершенств. Выполнен анализ влияния параметров КЭ модели на точность результатов. Проанализированы модели материалов, на основании чего предложено использовать 4-х линейную зависимость с площадкой текучести и со стадией самоупрочнения. Анализ размеров КЭ сетки показал, что наиболее оптимальный размер составляет около 5 толщин стенки элемента. Применение объемных элементов не приводит к существенному увеличению точности модели, поэтому рекомендовано использовать оболочечные элементы. Задание несовершенств рекомендовано осуществлять на основании первой формы потери устойчивости.

Проведенная работа позволяет сделать вывод, что метод конечных элементов прекрасно подходит для решения задач, связанных с устойчивостью стенок балок при

комбинированной нагрузке, дает возможность учесть широкий спектр факторов при построении модели и приблизится к натурным экспериментальным данным.

Анализ чувствительности КЭ модели к входным переменным показал, что наибольшая чувствительность связана с изменчивостью толщины стенки (при изменении на $\pm 10\%$ несущая способность меняется на $\pm 16\%$) и предела текучести (при изменении на $\pm 10\%$ несущая способность меняется на $\pm 7\%$), следовательно, изменчивость этих переменных необходимо в первую очередь контролировать при изготовлении стальных балок и учесть при определении и регламентации частных коэффициентов.

Следует отметить, что помимо исследований в области принципов построения КЭ моделей и их верификации с экспериментальными данными, в дальнейших исследованиях необходимо уделить должное внимание развитию критериев предельных состояний и параметров надежности согласованных с концепцией проектирования на основе КЭ моделей [25, 26].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Roberts T. M., Shahabian F. Combined Shear and Patch Loading of Plate Girders. *Journal of Structural Engineering*, ASCE. 2000. Vol. 126. No. 3. Pp. 316-321.
2. Roberts T. M., Shahabian F. Ultimate resistance of slender web panels to combined bending shear and patch loading. *Journal of Constructional Steel Research*. 2001. Vol. 57 No. 7. Pp. 779-790. ISSN 0143-974X.
3. Braun B. Stability of steel plates under combined loading. Mitteilungen: Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, 2010. 226 p.
4. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-5: Plated structural elements. EN1993-1-5. CEN (European Committee for Standardization). Brussels, Belgium: CEN. 2006.
5. Johansson B., Maquoi R., Sedlacek G. New design rules for plated structures in Eurocode 3. *Journal of Constructional Steel Research*. 2001. Vol. 57. Pp. 279-311.
6. Надольский В. В., Мартынов Ю.С. Оценка ошибок моделей сопротивления сдвигу, принятых в EN 1993-1-5 и СНиП II-23 // Вестник МГСУ. 2013. № 5. С. 7–20. doi: 10.22227/1997-0935.2013.5.7-20
7. Саиян С.Г., Паушкин А.Г. Численное параметрическое исследование напряженно-деформированного состояния двутавровых балок с различными типами гофрированных стенок // Вестник МГСУ. 2021. № 6 (16). С. 676-687.
8. Сидоров В. Н., Бадина Е. С. Нелокальные модели демпфирования в динамических расчетах конструкций из композитных материалов // Промышленное и гражданское строительство. 2021. № 9. С. 66-70.
9. Перельмутер А. В., Тур В.В. Готовы ли мы перейти к нелинейному анализу при проектировании // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2017. Vol. 13. Issue 3. Pp. 86-102.
10. Крылов А. С. Экспериментальная оценка точности расчетов стальных балок при различных граничных условиях // Строительство и реконструкция. 2019. № 1(81). С. 48-55.
11. Nadolski V. Á., Rózsás M., Sýkora. Calibrating partial factors - methodology, input data and case study of steel structures. *Periodica Polytechnica: Civil Engineering*. 2019. Vol. 63. No. 1. Pp. 222-242.
12. Мартынов Ю. С., Надольский В. В., Верева Ф. А. Стеновые панели на основе кассетных профилей. Часть 1. Теоретические исследования // Строительство и реконструкция. 2019. № 4(84). С. 26-37.
13. Кузнецов Д. Н., Емельянов Д. И., Павленко Т. М. Силовая сэндвич-панель поэлементной сборки // Строительная механика и конструкции. 2020. № 1(24). С. 70-84.
14. Yun X, Gardner L. Stress-strain curves for hot-rolled steels. *Journal of Constructional Steel Research*. 2017. No. 133. Pp. 36-46.
15. Конин Д.В., Одесский П.Д., Олуромби А.Р. Влияние диаграммы "Б-Е" на несущую способность при сжатии труб из стали высокой прочности // Строительство и реконструкция. 2017. № 5(73). С. 15-20.
16. Ведяков И. И., Конин Д. В., Олуромби А. Р., Нахвальнов П. В. Учет пластических деформаций при расчете фланцевых соединений // Промышленное и гражданское строительство. 2021. № 10. С. 9-16.
17. BSK. Boverkets Handbok om Stålkonstruktioner, BSK 07, November 2007.
18. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* (с Поправками, с Изменениями N 1, 2). М.: Стандартинформ, 2017.
19. СП 5.04.01-2021. Стальные конструкции. Минск : Минстройархитектуры, 2021.
20. Pavlovčič L., Detzel A., Kuhlmann U., Beg D. Shear resistance of longitudinally stiffened panels. Part 1: Tests and numerical analysis of imperfections. *Journal of Constructional Steel Research*. 2007. Vol. 63. No.3. Pp. 337-350.

21. Chacon R., Serrat M., Real E. The influence of structural imperfections on the resistance of plate girders to patch loading. *Thin-Walled Structures*. 2012. Vol. 53. Pp: 15–25.
22. Ruff D.C., Schulz U. Der Einfluss von Imperfektionen auf das Tragverhalten von Platten. *Stahlbau*. 1999. Vol. 68. No.10. Pp. 829–834.
23. Серпик И. Н., Школяренко Р. О. Расчет систем тонкостенных стержней корытообразного профиля с учетом стесненного кручения // Строительство и реконструкция. 2018. № 4(78). С. 31-41.
24. Rogač M., Aleksić S., Lučić D. Influence of patch load length on resistance of I-girders. Part-II: Numerical research. *Journal of Constructional Steel Research*. 2021. Vol. 176. Pp. 106 - 138. ISSN 0143-974X.
25. Перельмутер А. В. Использование критерия отпорности для оценки предельного состояния конструкции // Вестник МГСУ. 2021. № 12(16). С. 1559-1566.
26. Тур В.В., Тур А.В., Лизогуб А.А. Проверка живучести конструктивных систем из сборного железобетона по методу энергетического баланса // Вестник МГСУ. 2021. № 8(16). С. 1015-1033.

REFERENCES

1. Roberts T.M., Shahabian F. Combined Shear and Patch Loading of Plate Girders. *Journal of Structural Engineering*, ASCE. 2000. Vol. 126. No. 3. Pp. 316-321.
2. Roberts T.M., Shahabian F. Ultimate resistance of slender web panels to combined bending shear and patch loading. *Journal of Constructional Steel Research*. 2001. Vol. 57 No. 7. Pp. 779-790. ISSN 0143-974X.
3. Braun B. Stability of steel plates under combined loading. Mitteilungen: Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, 2010. 226 p.
4. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-5: Plated structural elements. EN1993-1-5. CEN (European Committee for Standardization). Brussels, Belgium: CEN. 2006.
5. Johansson B., Maquoi R., Sedlacek G. New design rules for plated structures in Eurocode 3. *Journal of Constructional Steel Research*. 2001. Vol. 57. Pp. 279–311.
6. Nadol'skij V.V., Martynov Y.S. Ocenka oshibok modelej soprotivleniya sdvigu, prinyatyh v EN 1993-1-5 i SNiP II-23. *Vestnik MGSU*. 2013. No. 5. Pp. 7–20. doi: 10.22227/1997-0935.2013.5.7-20 (rus)
7. Saiyan S.G., Paushkin A.G. Chislennoe parametricheskoe issledovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya dvutavrovyyh balok s razlichnymi tipami gofirovannyh stenok. *Vestnik MGSU*. 2021. Vol. 16. No 6 . Pp. 676-687. (rus)
8. Sidorov V.N., Bad'ina E.S. Nelokal'nye modeli dempfirovaniya v dinamicheskikh raschetah konstrukcij iz kompozitnyh materialov. *Industrial and Civil Engineering*. 2021. No 9. Pp. 66-70. (rus)
9. Perel'muter A.V., Tur V.V. Gotovy li my perejti k nelinejnomu analizu pri proektirovanii? *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2017. Vol. 13. Issue 3. Pp. 86-102. (rus)
10. Krylov A.S. Eksperimental'naya ocenka tochnosti raschetov stal'nyh balok pri razlichnyh granichnyh usloviyah. *Building and Reconstruction*. 2019. Vol. 81. No. 1. Pp. 48-55. (rus)
11. Nadolski V.Á., Rózsás M., Sýkora. Calibrating partial factors - methodology, input data and case study of steel structures. *Periodica Polytechnica: Civil Engineering*. 2019. Vol. 63. No. 1. Pp. 222-242.
12. Martynov Y.S., Nadol'skij V.V., Verevka F.A. Stenovye paneli na osnove kassetnyh profilej. Chast' 1. Teoreticheskie issledovaniya. *Building and Reconstruction*. 2019. Vol. 84. No. 4. Pp. 26-37. (rus)
13. Kuznecov D. N., Emel'yanov D. I., Pavlenko T. M. Silovaya sendvich-panel' poelementnoj sborki. *Structural mechanics and structures*. 2020. Vol. 24. No. 1. Pp. 70-84. (rus)
14. Yun X, Gardner L. Stress-strain curves for hot-rolled steels. *Journal of Constructional Steel Research*. 2017. No. 133. Pp. 36–46.
15. Konin D.V., Odesskij P.D., Olurombi A.R. Vliyanie diagrammy "σ-E" na nesushchuyu sposobnost' pri szhatii trub iz stali vysokoj prochnosti. *Building and Reconstruction*. 2017. Vol. 73. No. 5. Pp. 15-20. (rus)
16. Vedyakov I.I., Konin D.V., Olurombi A.R., Nahval'nov P.V. Uchet plasticheskikh deformacij pri raschete flancevyh soedinenij. *Industrial and Civil Engineering*. 2021. No. 10. Pp. 9-16. (rus)
17. BSK. Boverkets Handbok om Stålkonstruktioner, BSK 07, November 2007.
18. SP 16.13330.2017 Stal'nye konstrukcii. Aktualizirovannaya redakciya SNiP II-23-81* (s Popravkami, s Izmeneniyami N 1, 2). M.: Standartinform, 2017. (rus)
19. SP 5.04.01-2021 Stal'nye konstrukcii. Minsk : Minstrojarhitektury, 2021 (rus)
20. Pavlovčič L., Detzel A., Kuhlmann U., Beg D. Shear resistance of longitudinally stiffened panels. Part 1: Tests and numerical analysis of imperfections. *Journal of Constructional Steel Research*. 2007. Vol. 63. No.3. Pp. 337-350.
21. Chacon R., Serrat M., Real E. The influence of structural imperfections on the resistance of plate girders to patch loading. *Thin-Walled Structures*. 2012. Vol. 53. Pp. 15–25.
22. Ruff D.C., Schulz U. Der Einfluss von Imperfektionen auf das Tragverhalten von Platten. *Stahlbau*. 1999. Vol. 68. No.10. Pp: 829–834.

23. Serpik I.N., Shkolyarenko R.O. Raschet sistem tonkostennykh sterzhnej korytoobraznogo profilya s uchetom stesennogo krucheniya *Building and Reconstruction*. 2018. Vol. 78. No. 4. Pp. 31-41. (rus)
24. Rogač M., Aleksić S., Lučić D. Influence of patch load length on resistance of I-girders. Part-II: Numerical research. *Journal of Constructional Steel Research*. 2021. Vol. 176. Pp. 106-138. ISSN 0143-974X.
25. Perel'muter A.V. Ispol'zovanie kriteriya otpornosti dlya ocenki predel'nogo sostoyaniya konstrukcii. *Vestnik MGSU*. 2021. Vol. 16. No. 12. Pp. 1559-1566. (rus)
26. Tur V.V., Tur A.V., Lizogub A.A. Proverka zhivuchesti konstruktivnykh sistem iz sbornogo zhelezobetona po metodu energeticheskogo balansa. *Vestnik MGSU*. 2021. Vol. 16. No. 8. Pp. 1015-1033. (rus)

Информация об авторах:

Надольский Виталий Валерьевич

Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры строительных конструкций.
E-mail: nadolskivv@mail.ru

Подымако Владислав Игоревич

Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь,
магистрант кафедры строительных конструкций.
E-mail: vipodymako@gmail.com

Information about authors:

Nadolski Vitali V.

Belarusian National Technical University, Minsk, Belarus,
candidate of technical science (PhD), docent, associated professor of the department of Building constructions.
E-mail: nadolskivv@mail.ru

Podymako Vladislav I.

Belarusian National Technical University, Minsk, Belarus,
undergraduate of the department of Building constructions.
E-mail: vipodymako@gmail.com