

НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

УДК 624.014.2

А.А. КИКОТЬ, Е.В. МУРЗИН

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОГИБОВ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

Разработаны алгоритм и компьютерная программа определения прогибов изгибаемых элементов из стальных тонкостенных холодногнутох профилей. Учитывается изменение эффективного сечения по длине элемента, вызванное потерей местной устойчивости и потерей устойчивости формы сечения. Приведены некоторые результаты численного исследования влияния геометрических параметров сечения С-профиля на прогиб. Показаны области предпочтительного применения программы.

Ключевые слова: стальные тонкостенные холодногнутые профили; изгиб; расчет прогибов.

В последние годы в России интенсивно развивается область металлостроительства, связанная с применением стальных тонкостенных холодногнутох профилей из оцинкованной стали. Такие конструкции применяются при малоэтажном жилищном строительстве, при надстройке над существующими зданиями дополнительных этажей, в том числе мансардных. Из таких профилей выполняются легкие каркасы небольших пролетов зданий различного назначения (производственные, складские, торговые, спортивные, здания, предназначенные для нужд малого бизнеса, и т.д.). Наконец, такие профили, чаще Z-образного сечения, широко применяются в качестве прогонов в покрытии.

Одна из основных особенностей рассматриваемых профилей — их тонкостенность. В С-, Z- и Σ -образных холодногнутох профилях из оцинкованной стали отношение ширины плоской части пояса к толщине b_e/t может достигать 70, а отношение плоской части стенки к толщине h_e/t — 200. Как следствие, существенной особенностью работы конструкций из таких профилей является высокая степень вероятности потери местной устойчивости сжатых участков пластин, составляющих профиль уже на ранних стадиях нагружения. Потеря местной устойчивости характеризуется выпучиванием отдельных участков пластин под действием сжимающих нормальных и/или касательных напряжений без смещения линий сопряжения пластин (линийгиба). Известно, что потерявшая устойчивость пластинка способна воспринимать возрастающую нагрузку¹. Иными словами, она и, следовательно, профиль обладают закритической несущей способностью, причем зачастую довольно значительной.

¹ Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. М.-Л.: Гос. изд-во техн.-теорет. лит., 1946. 532 с.

Кроме того, открытые тонкостенные профили подвержены такому явлению, как потеря устойчивости формы сечения. В данном случае поперечные деформации охватывают две смежные пластины сечения и смещение линиигиба, например, между сжатыми поясом и отгибом, что приводит к изменению формы сечения². Профиль, в котором произошла потеря устойчивости формы сечения, также может воспринимать дополнительную нагрузку, хотя и меньшую, чем при местной потере устойчивости³. Характер деформаций в изгибаемом профиле С-образного сечения при упомянутых формах потери устойчивости представлен на рис. 1.

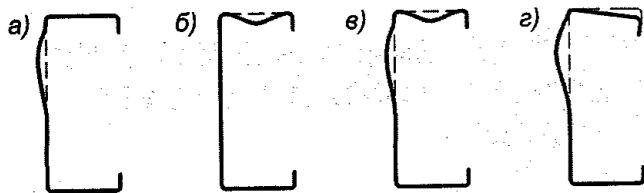


Рис. 1. Формы потери устойчивости изгибаемого тонкостенного профиля С-образного сечения
a — местная потеря устойчивости стенки; *б* — местная потеря устойчивости пояса; *в* — местная потеря устойчивости пояса и стенки; *г* — потеря устойчивости формы сечения

Расчет строительных конструкций по предельным состояниям предполагает в том числе и проверку прогибов балочных конструкций.

В дальнейшем будем считать, что потеря общей устойчивости изгибаемого элемента исключена конструктивными мероприятиями, например, надежным креплением стального профилированного настила, который при определенных ус-

ловиях можно считать достаточной опорой в горизонтальном направлении для сжатого пояса изгибаемого элемента [1–3]. Также конструктивно обеспечена устойчивость стенки на опоре.

Проследим работу изгибаемого элемента из стального тонкостенного холодногнутого профиля, например, С-образного сечения при пошаговом увеличении нагрузки. При относительно низких уровнях нагружения, когда местная устойчивость компонентов профиля (пояс, стенка, отгиб) обеспечена, прогибы элемента определяются обычным способом с учетом геометрических характеристик полного сечения.

На некотором этапе работы в наиболее нагруженном сечении или сечениях может произойти потеря местной устойчивости пояса или стенки, или же отгиба. С нарастанием нагрузки зоны выпучивания в потерявших устойчивость компонентах профиля будут расширяться как по сечению, так и охватывать все новые поперечные сечения по длине элемента. Кроме того, могут потерять устойчивость до сих пор устойчивые компоненты. На рис. 2 представлен изгибаемый элемент после потери местной устойчивости верхнего сжатого пояса и стенки, тем не менее продолжающий воспринимать возрастающую нагрузку. В практике расчетов предполагается, что потерявшие устойчивость участки профиля уже не воспринимают нагрузку и их исключают из работы (см. рис. 2, *г*). Ширина таких участков и, следовательно, размеры оставшегося рабочего (эффективного) сечения зависят от степени нагруженности сечения, которая по длине стержня различна. Таким образом, расчетный изгибаемый стержень будет иметь переменное по длине сечение, изменяющееся с нарастанием нагрузки. Пошаговое увеличение нагрузки продолжается до такого уровня, при котором необходимо определить прогиб конструкции.

Описанная выше работа изгибаемого элемента формализована, получен алгоритм, на основе которого разработана компьютерная программа.

² Adany S. Buckling mode classification of members with open thin-walled cross-section by using Finite Strip Method. Research Report. Johns Hopkins University, 2004. 99 p.

³ Там же.

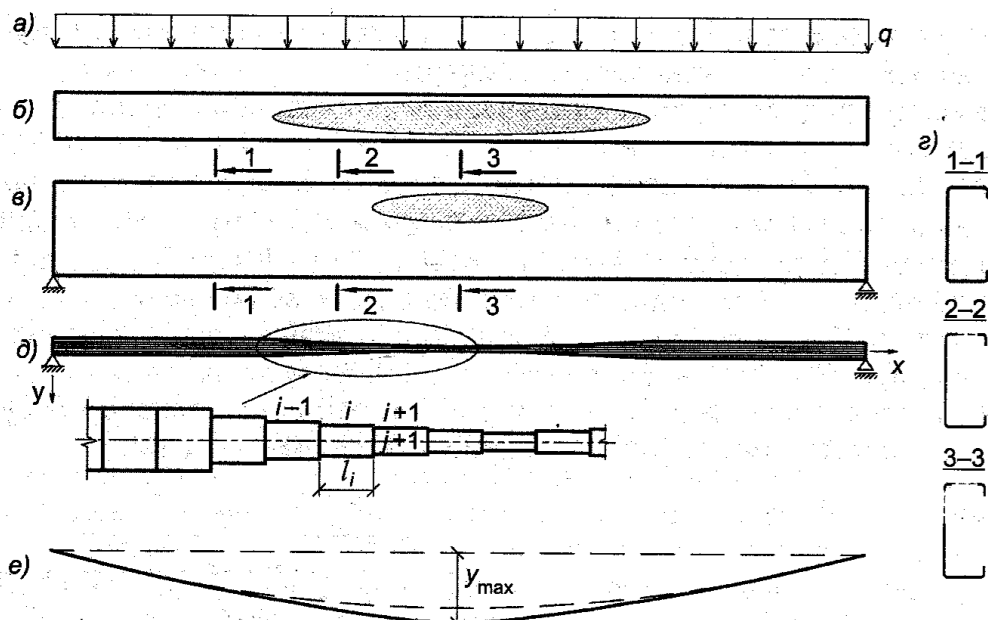


Рис. 2. Изгибаемый элемент

a — равномерно распределенная нагрузка; *b* — вид сверху; *в* — вид сбоку; *г* — расчетные сечения; *д* — расчетная схема; *е* — линия прогибов

Конструкция разбивается n узлами на m стержневых конечных элементов (см. рис. 2, *д*). При фиксированном уровне нагрузки выполняется ее статический расчет, для чего в программе предусмотрен модуль, реализующий метод конечных элементов (МКЭ). Данный модуль позволяет рассчитывать большинство расчетных схем изгибаемых элементов, встречающихся в практике строительства (одно-, двух- и многопролетные системы; шарнирно-подвижные и неподвижные опоры, заделки). Предусмотрены различные варианты нагрузок: сосредоточенные силы, распределенные по трапеции нагрузки, сосредоточенные моменты. В результате работы модуля в середине каждого КЭ определяется изгибающий момент M_i и поперечная сила Q_i , а в каждом узле — угол поворота и линейные перемещения x_j и y_j .

Для каждого КЭ изгибающий момент M_i передается в модуль определения геометрических характеристик сечения, который в зависимости от уровня напряженного состояния данного КЭ вычисляет характеристики либо полного сечения, либо эффективного сечения (редуцированные характеристики) с учетом потери местной устойчивости и потери устойчивости формы сечения в соответствии с Eurocode 3 [1].

В общем случае в статически неопределимых системах значения усилий и деформаций зависят от распределения жесткостных характеристик составляющих стержней, которые в данном случае изменяются. Поэтому снова выполняется статический расчет, но уже с новыми редуцированными геометрическими характеристиками сечений КЭ. Процесс повторяется до тех пор, пока максимальная разница между соответствующими перемещениями узлов по вертикальной оси на предыдущей и на текущей итерации не будет меньше заранее заданного значения. Максимальное значение перемещения y на последней итерации и есть искомый прогиб изгибаемого элемента при фиксированном уровне нагрузки.

Приведенный выше алгоритм повторяется на более высоких ступенях нагружения. Таким образом, может быть построен график зависимости прогиба от нагрузки в каждом узле разбиения конструкции. Кроме того, появляется возможность для определенного уровня нагрузки по-

строить деформированную ось стержня при поперечном изгибе, которая представляет собой совокупность значений y_j .

Разработанная программа была верифицирована по результатам экспериментальных исследований, проведенных в Сиднейском университете (Австралия) [4]. Эксперименты проводились на С-образных холодногну-тых оцинкованных профилях $150 \times 65 \times 16$ мм и $200 \times 75 \times 17$ мм толщиной 1,5 и 1,9 мм. Предел текучести стали от 485 до 541 МПа. Схема, по кото-рой выполнялись испытания, показана на рис. 3, а. Проводились две се-рии испытаний: в первой из них в зоне наибольших изгибающих момен-тов были предусмотрены конструктивные мероприятия, исключающие потерю устойчивости формы сечения; во второй серии таковые отсутст-вовали и профиль мог терять устойчивость формы сечения.

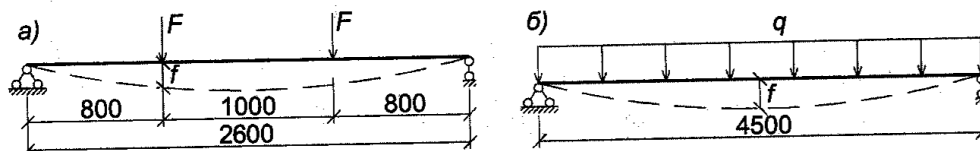


Рис. 3. Схемы

а — испытаний [4]; б — расчетная схема свободно опертой балки

На рис. 4 показаны графики прогибов в месте приложения нагрузки (см. рис. 3, а) для С150, полученные экспериментально [4] и вычисленные по программе. Из их совместного рассмотрения видно, что расчетные графики с достаточной для инженерных расчетов точностью описывают прогибы экспериментальных конструкций. Расхождение при нагрузках, составляющих 80 % от расчетных, не превышает 11 %.

Заметим, что в случае исключения потери устойчивости формы сечения первоначально линейные расчетные зависимости после потери местной устойчивости пояса и/или стенки перестают быть линейными и прогибы начинают расти быстрее, что закономерно и связано с нелинейным снижением момента инерции редуцированного сечения I_{eff} . Такой характер расчетных зависимостей соответствует нелинейному характеру экспериментальных кривых. В тех случаях, когда не исключается потеря устойчивости формы сечения, редуцирование сечения, связанное с этим

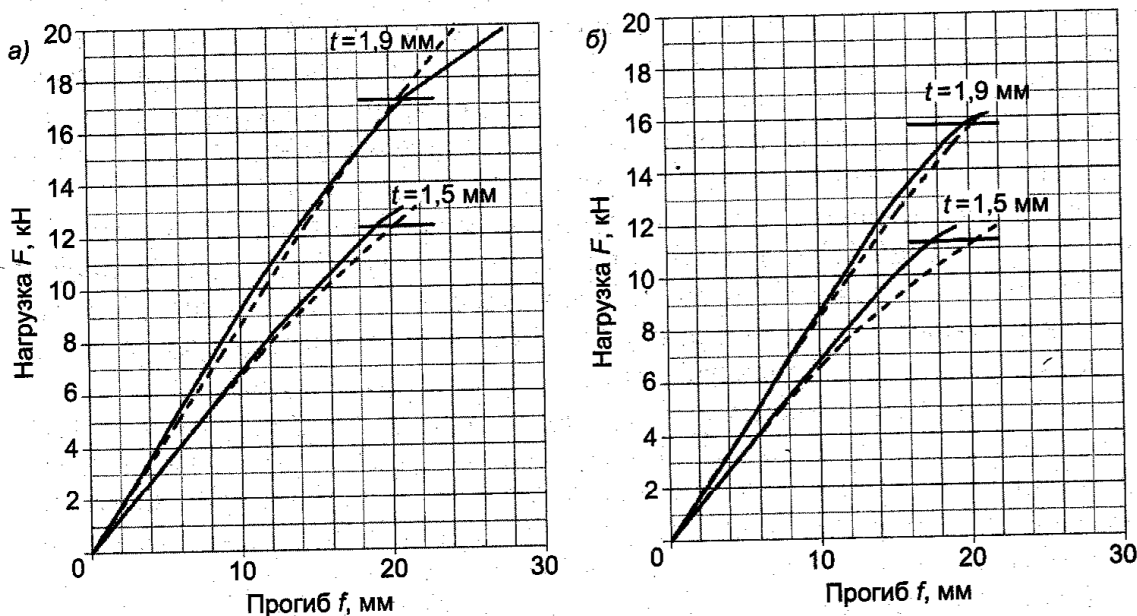


Рис. 4. Зависимости «нагрузка — прогиб» для С150×65×16

а — без учета потери устойчивости формы сечения; б — с учетом потери устойчивости формы сечения; — эксперимент; - - - программа

явлением [1], начинается значительно раньше и, следовательно, появляется нелинейность в расчетных графиках, которая в дальнейшем увеличивается за счет дополнительной редукции в результате потери местной устойчивости пояса и/или стенки.

На экспериментальных зависимостях можно заметить резкое нарастание прогибов после достижения в наиболее нагруженных сечениях напряжений, соответствующих пределу текучести. Уровень расчетных нагрузок, который соответствует этому состоянию, показан на рис. 4 горизонтальными отрезками. Обычно такие нагрузки принимают за расчетные по несущей способности элемента [1]. Теоретические графики прогибов не учитывают этого явления. Расчет по второй группе предельных состояний, к которому относится проверка прогибов изгибаемых элементов, выполняется на нормативные значения нагрузок, которые заметно меньше расчетных и в большинстве случаев конструкция работает в пределах упругих деформаций.

В Eurocode 3 [1] допускается определение прогибов изгибаемых элементов, принимая в расчет постоянный по длине пролета фиктивный момент инерции сечения:

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} (I_{gr} - I_{(\sigma)eff}), \quad (1)$$

где I_{gr} — момент инерции полного сечения;

σ_{gr} — максимальное сжимающее напряжение при изгибе, вычисляемое от нормативных нагрузок для полного поперечного сечения (в формуле положительное);

$I_{(\sigma)eff}$ — момент инерции с учетом местной потери устойчивости, вычисляемый при максимальных напряжениях $\sigma \geq \sigma_{gr}$ (σ — абсолютное значение максимального напряжения в пределах рассматриваемой длины).

Ниже приводятся результаты сравнения прогибов, определенных с применением формулы (1) и вычисленных по разработанной программе.

Рассмотрена однопролетная свободно опертая балка из профиля С-образного сечения, загруженная равномерно распределенной нагрузкой (см. рис. 3, б). По длине балка разбивалась на 45 конечных элементов по 10 см каждый. Варьировались следующие параметры профиля: высота сечения h (150, 200 и 300 мм); толщина листа исходной заготовки t (0,8; 1; 1,2; 1,5 и 2 мм). Ширина пояса $b = 65$ мм. Для высоты $h = 200$ мм дополнительно выполнены расчеты для $b = 50$ мм. Величина отгиба во всех случаях $c = 22$ мм. Нагрузка прикладывалась ступенями до уровня, который соответствует максимальным напряжениям в наиболее нагруженном среднем сечении, равным 450 МПа. Выбор такого уровня напряжений обусловлен мировой тенденцией к изготовлению стальных холодногнутых профилей из все более прочной стали [4].

В зависимости от геометрических параметров настила, опирающегося на верхний пояс балочного элемента, и способа его крепления [3] потеря устойчивости формы сечения тонкостенного профиля может быть либо реализована, либо затруднена, либо исключена. Поэтому все расчеты выполнялись в двух вариантах: в предположении, что потеря устойчивости формы сечения исключена (учитывалась только потеря местной устойчивости компонентов сечения) и с учетом таковой (учитывалась потеря местной устойчивости и потеря устойчивости формы сечения). Кроме того, расчетом определялись нагрузки, при которых происходила потеря местной устойчивости пояса, стенки и отгиба.

На рис. 5 показаны зависимости прогиба от нагрузки, полученные по формуле (1) и по разработанной программе для С-образного профиля 200×65×22 мм. Относительно тонкостенные (из рассматриваемых) профили

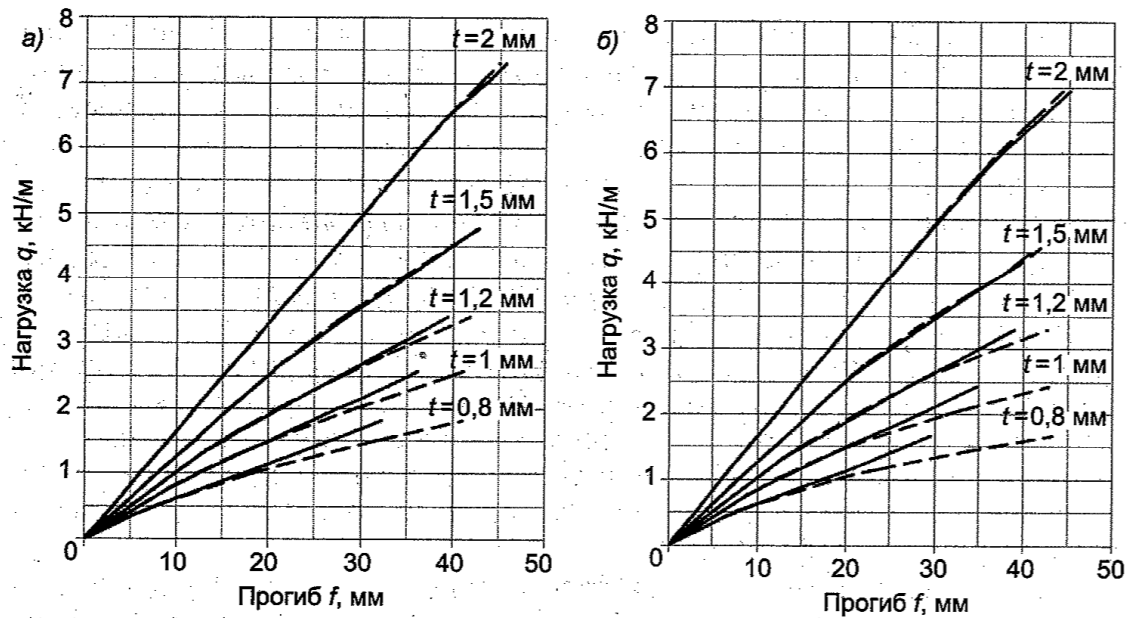


Рис. 5. Расчетные зависимости «нагрузка-прогиб» для С200×65×22

а — без учета потери устойчивости формы сечения; б — с учетом потери устойчивости формы сечения; — по формуле (1); - - - по программе

довольно рано теряют местную устойчивость компонентов сечения. Так, при $t = 0,8$ мм пояс и стенка практически одновременно теряют устойчивость при нагрузке $q_f = q_w = 0,4$ кН/м; затем следует потеря устойчивости отгиба при $q_l = 0,51$ кН/м. Это составляет 32 и 41 % от расчетной нагрузки для профиля из стали с пределом текучести 250 МПа и 26 и 33 % для стали с $\sigma_y = 350$ МПа. После чего нарастание прогибов, вычисляемых по программе, происходит заметно интенсивнее, чем по (1). Для нагрузки, соответствующей равенству максимальных напряжений в среднем сечении σ_{\max} пределу текучести 250 МПа, расхождение составляет 11 %; при $\sigma_{\max} = \sigma_y = 350$ МПа расхождение 19 %; при $\sigma_{\max} = \sigma_y = 450$ МПа — 27 %. Если в расчетах учитывается потеря устойчивости формы сечения, то в связи с тем, что редуцированный момент инерции сечения относительно его горизонтальной оси I_{eff} дополнительно уменьшается из-за редукации толщины ребра жесткости [1], расхождение увеличивается (табл. 1).

Таблица 1

Значения прогибов по формуле (1) и по программе для С200×65×22

Толщина t , мм	Максимальные напряжения сжатия в наиболее нагруженном сечении σ_{\max} , МПа	Без учета потери устойчивости формы сечения			С учетом потери устойчивости формы сечения		
		значение прогиба по формуле (1), мм	значение прогиба по программе, мм	расхождение, %	значение прогиба по формуле (1), мм	значение прогиба по программе, мм	расхождение, %
0,8	250	21,8	24,3	11	22,3	26,5	19
	350	26,8	32,0	19	27,2	33,2	22
	450	32,3	41,0	27	33,6	43,2	29
1,0	250	22,1	22,7	3	23,5	25,1	7
	350	29,9	32,4	8	30,1	33,2	10
	450	36,2	41,2	14	34,7	42,7	22
1,2	250	23,6	23,6	0	24,1	24,1	0
	350	32,1	32,9	2	32,3	33,3	3
	450	39,4	41,8	6	39,9	42,6	7
1,5	Для 250, 350, 450 МПа практическое совпадение значений прогибов						
2,0							

При увеличении толщины профиля относительный уровень нагрузок, соответствующих потере местной устойчивости, возрастает, а расхождение между результатами расчета прогибов разными способами уменьшается.

При $t = 1$ мм $q_f = q_w = 0,76$ кН/м — 46 %, $q_l = 0,99$ кН/м — 60 % для $\sigma_y = 250$ МПа; 35 и 46 % для $\sigma_y = 350$ МПа.

При $t = 1,2$ мм $q_f = q_w = 1,32$ кН/м — 60 %, $q_l = 78$ — 60 % для $\sigma_y = 250$ МПа; 46 и 60 % для $\sigma_y = 350$ МПа.

При увеличении толщины до 1,5 мм напряжения потери местной устойчивости пояса и стенки еще более высокие: 19,9 и 20,1 МПа соответственно. Хотя они не превосходят предполагаемых расчетных значений, при которых происходит исчерпание несущей способности сечения ($\sigma_y = 250, 350, 450$ МПа), тем не менее довольно высоки, и прогибы, вычисленные разными способами, практически совпадают.

В профиле толщиной 2 мм потеря устойчивости пояса и стенки происходит при уровне напряжений 360 МПа, что больше $\sigma_y = 250$ и 350 МПа. Потеря устойчивости отгиба не происходит вплоть до $\sigma_{\max} = 450$ МПа. Соответственно и прогибы по (1) и по программе в практической области напряжений одинаковы.

При уменьшении ширины пояса до 50 мм уровень нагрузок, соответствующих моменту потери местной устойчивости пояса, повышается на 35–40 %. Повышение устойчивости пояса повлекло за собой и повышение устойчивости отгиба на 14 % для $t = 0,8–1,5$ мм. При толщине 2 мм отгиб, как и пояс, не теряют устойчивость. А вот стенка, наоборот, теряет устойчивость немного раньше — на 14–16 %. Прогибы увеличиваются, но неравномерно. При невысоких нагрузках, когда профили полностью устойчивы, снижение для всех толщин составляет 15 %. При повышении нагрузок и потере местной устойчивости компонентов профиля разница постепенно уменьшается до 6 % при $t = 0,8$ мм и нагрузках, вызывающих $\sigma_{\max} = 450$ МПа.

С уменьшением высоты профиля до 150 мм (при ширине пояса 55 мм) разница между прогибами по (1) и программе уменьшается. Например, при $t = 1$ мм и $\sigma_{\max} = 250$ МПа расхождение отсутствует, при $\sigma_{\max} = 350$ МПа оно составляет 4,6 % (7 %), при $\sigma_{\max} = 450$ МПа — 3,6 % (14,2 %). Начиная с $t = 1,2$ мм и более графики прогибов практически совпадают при всех значениях нагрузок до уровня, вызывающего максимальные нормальные напряжения $\sigma_{\max} = 350$ МПа; лишь при $\sigma_{\max} = 450$ МПа прогибы, вычисленные программно, превышают прогибы по (1) на 3 % (4,6 %). В скобках указаны значения с учетом потери устойчивости формы сечения.

Напротив, при увеличении высоты профиля до 300 мм (рис. 6) наблюдается увеличение расхождения в значениях прогибов по разным методикам, что наглядно показано в табл. 2.

Из приведенных данных видно, что в некоторых случаях прогибы, определяемые по формуле (1) и по разработанной программе, практически совпадают, а в других — различаются весьма значительно. Это зависит от сочетания геометрических параметров сечения в профиле (толщина, высота, ширина пояса) и уровня напряжений.

С целью обобщения полученных результатов и определения областей параметров с одинаковыми/различными значениями прогибов по сравниваемым методикам построены графики зависимости расхождений прогибов от условных гибкостей пояса $\bar{\lambda}_f$ и стенки $\bar{\lambda}_w$ для разных сталей (рис. 7). По этим зависимостям можно количественно обосновать приме-

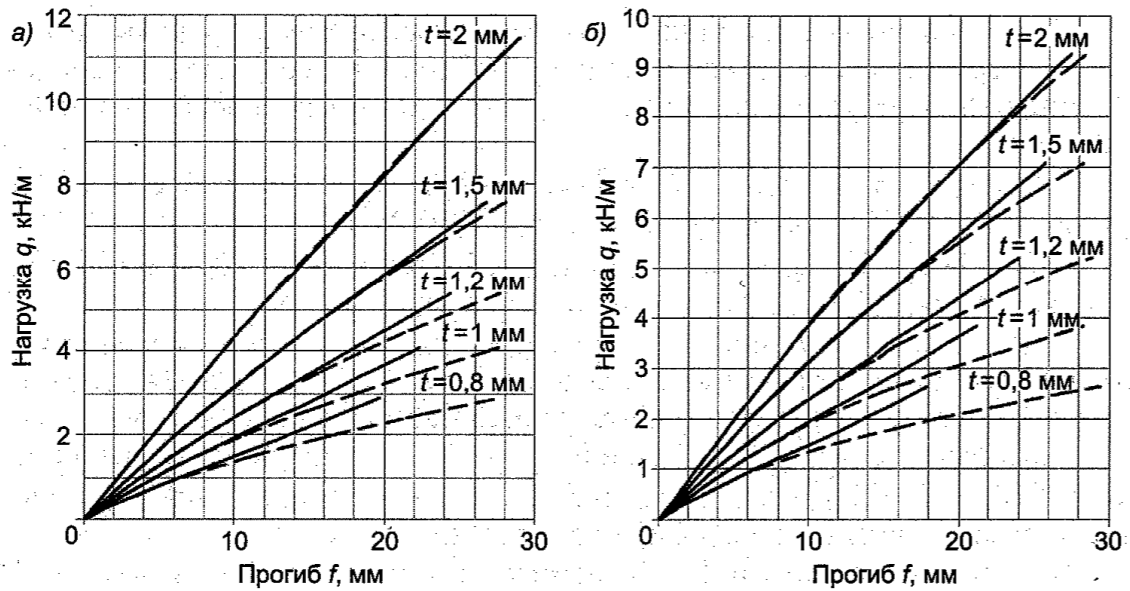


Рис. 6. Расчетные зависимости «нагрузка-прогиб» для С300×65×22
 а — без учета потери устойчивости формы сечения; б — с учетом потери устойчивости формы сечения; — по формуле (1); - - - по программе

Таблица 2

Значения прогибов по формуле (1) и по программе для С300×65×22

Толщина t , мм	Максимальные напряжения сжатия в наиболее нагруженном сечении σ_{\max} , МПа	Без учета потери устойчивости формы сечения			С учетом потери устойчивости формы сечения		
		значение прогиба по формуле (1), мм	значение прогиба по программе, мм	расхождение, %	значение прогиба по формуле (1), мм	значение прогиба по программе, мм	расхождение, %
0,8	250	12,8	15,3	19	12,9	16,4	27
	350	16,5	21,4	30	16,8	23,4	38
	450	19,7	27,6	40	17,9	29,4	63
1,0	250	14,2	15,5	9	14,3	15,9	11
	350	18,5	21,5	16	18,1	22,4	24
	450	22,3	27,6	24	21,2	29,0	37
1,2	250	15,2	15,7	3	14,8	15,4	4
	350	20	21,7	9	20,1	22,6	12
	450	24,4	27,6	13	24	28,8	20
1,5	250	16,1	16,1	0	15,9	16	0
	350	21,7	22,1	2	21,1	22,1	5
	450	26,7	28,1	5	25,7	28,3	10
2,0	Для 250, 350, 450 МПа практическое совпадение значений прогибов						

нение той или иной методики расчета прогибов. Так, например, для С200×65×22 при требуемой точности расчетов прогибов 3–5% обе методики дают одинаковые результаты при $\bar{\lambda}_f \leq 2,1$ и $\bar{\lambda}_w \leq 7$. При больших параметрах происходит резкое увеличение расхождения и прогибы рекомендуется рассчитывать по разработанной программе. При уменьшении ширины пояса до 50 мм граничные значения условной гибкости пояса снижаются ($\bar{\lambda}_f = 1,75$), а соответствующее значение условной гибкости стенки зависит от учета/неучета в расчете потери устойчивости формы сечения. В первом случае $\bar{\lambda}_w = 8,3$; во втором — $\bar{\lambda}_w = 7,4-8,2$.

При снижении высоты профиля до 150 мм пороговые значения условной гибкости стенки снижаются ($\bar{\lambda}_w = 5,5-6,0$) при $\bar{\lambda}_f = 2,2-2,5$. При увеличении высоты профиля до 300 мм, напротив, происходит повыше-

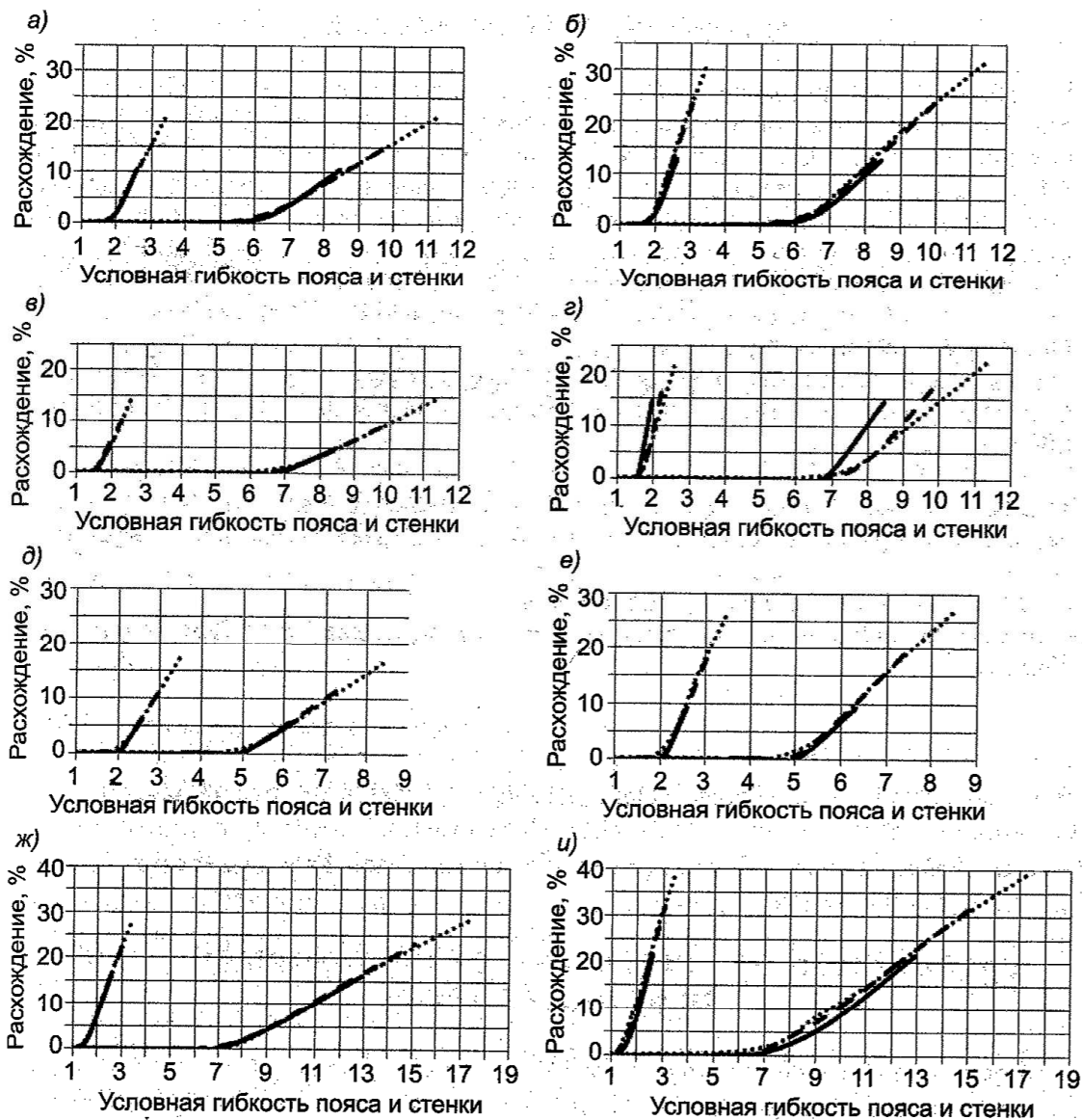


Рис. 7. Расхождение между прогибами по сравниваемым методикам в зависимости от условной гибкости пояса и стенки

а — С200×65×22; в — С200×50×22; д — С150×65×22; ж — С300×65×22 без учета потери устойчивости формы сечения; б — С200×65×22; з — С200×50×22; е — С150×65×22; и — С300×65×22 с учетом потери устойчивости формы сечения; — $\sigma_y = 250$ МПа, - - - $\sigma_y = 350$ МПа, $\sigma_y = 450$ МПа

ние соответствующего значения условной гибкости стенки до 8,5–9,0 при снижении λ_f до значений 1,6–1,8.

Таким образом, разработан алгоритм определения прогибов изгибаемых элементов из стальных тонкостенных холодногнутох профилей, отличающийся тем, что учитывает изменение редуцированных характеристик эффективного сечения по длине конструкции, вызванное местной потерей устойчивости и потерей устойчивости формы сечения. Основанная на нем компьютерная программа с достаточной для инженерных расчетов точностью описывает прогибы изгибаемых элементов. Получены значения основных параметров, характеризующих тонкостенность С-образного профиля, в пределах которых в зависимости от прочности стали предлагаемая методика и методика ЕСЗ, основанная на применении постоянного по длине элемента сечения с уменьшенным фиктивным моментом инерции I_{fic} , дают сходные результаты. Показано, что при превышении данных параметров расхождение результатов, полученных по двум методикам, увеличивается.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. EN 1993-1-3:2004 Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting [Text] / European Committee for Standardisation CEN, Brussels, 2004. — 125 p.
2. Айрумян, Э.Л. Исследования действительной работы тонкостенных холодногну-тых прогонов из оцинкованной стали [Текст] / Э.Л. Айрумян, В.Г. Галстян // Про-мышленное и гражданское строительство. — 2002. — № 6. — С. 31–34.
3. Yu, C. Local buckling tests on cold-formed steel beams [Text] / C. Yu, B.W. Schafer // 16th International Specialty Conference Cold-Formed Steel Structures. — Orlando, FL, 2002. — P. 23–51.
4. Hung, C. Experimental Investigation of High Strength Cold-Formed C-Section in Combined Bending and Shear [Text] / C. Hung, G.J. Hancock. — University of Sydney, 2009. — 42 p.

КИКОТЬ А.А., канд. техн. наук, доц.; E-mail: deltaing@mail.ru

Алтайский государственный технический университет им. И.И. Ползунова, г. Барнаул

МУРЗИН Е.В., инж.; E-mail: jekamur@mail.ru

Алтайский государственный технический университет им. И.И. Ползунова, г. Барнаул

Получено после доработки 11.01.11

Kikot A.A., candidate of technical sciences, assistant professor; E-mail: deltaing@mail.ru, Altai Polzunov State Technical University, Barnaul, Russia

Murzin E.V., engineer; E-mail: jekamur@mail.ru, Altai Polzunov State Technical University, Barnaul, Russia

CALCULATION OF DEFLECTION OF COLD-FORMED STEEL BENDING MEMBERS

Algorithm and computing program for calculation of deflection for cold-formed bending members developed. Change of effective cross-section along member caused by local buckling and distortional buckling taken into account. Some results of numerical research describing influence of geometrical parameters of C-section on deflection have been resulted. Range of preferable application of program indicated.

Key words: cold-formed steel profiles, bending, calculation of deflection.

REFERENCES

1. EN 1993-1-3:2004 Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting [Text] / European Committee for Standardisation CEN, Brussels, 2004. — 125 p.
2. Airumyan, E.L. Investigations of actual behavior of light-gauge cold-formed galvanized steel purlins [Text] / E.L. Airumyan, V.G. Galstyan // Industrial and civil construction. — 2002. — N 6. — P. 31–34.
3. Yu, C. Local buckling tests on cold-formed steel beams [Text] / C. Yu, B.W. Schafer // 16th International Specialty Conference Cold-Formed Steel Structures. — Orlando, FL, 2002. — P. 23–51.
4. Hung, C. Experimental Investigation of High Strength Cold-Formed C-Section in Combined Bending and Shear [Text] / C. Hung, G.J. Hancock. // University of Sydney, 2009. — 42 p.