ГОССТРОЙ СССР
СОЮЗМЕТАЛЛОСТРОЙНИИПРОЕКТ

Центральный ордена Трудового Красного Знамени
научно-исследовательский и проектный институт
строительных металлоконструкций имени Н.П.Мельникова
ЦНИИПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ им.МЕЛЬНИКОВА

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПРОЧНОСТЬ ПО КРИТЕРИЯМ ОГРАНИЧЕННЫХ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

МОСКВА - 1985

gost.e-ecolog.ru

Госстрой СССР
Союзметаллостройниипроект
Центральный ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательский и проектный институт строительных металлоконструкций имени Н.П.Мельникова
ЦНИИПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ им. Мельникова

УТВЕРЖДАЮ:
/Директор института
В.В.Кузнецов
"10" 01 1985 г.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПРОЧНОСТЬ ПО КРИТЕРИЯМ ОГРАНИЧЕННЫХ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Москва - 1985

УДК 624.014.2:539.374

Рекомендации разработаны в развитие стандарта СЭВ СТСЭВ 384-76 "Строительные конструкции и основания. Основные положения по расчету" и главы СНиП П-23-81 "Стальные конструкции. Нормы проектирования".

В Рекомендациях рассмотрены вопросы, связанные с уточненным расчетом на прочность стальных конструкций по критериям ограниченных пластических деформаций, дифференцированных по группам конструкций, с учетом влияния перераспределения усилий, сложного напряженного состояния и приспособляемости. Рекомендации существенно расширяют уже включенные в СНиП П-23-81 (п.п. 5.18-5.25 и приложение 5) нормы расчета прочности по критериям ограниченных пластических деформаций и приводят весь комплекс норм расчета прочности, излагаемый в разделе 5 СНиП П-23-81, в стройную систему.

Рекомендации составлены ЦНИИпроектстальконструкцией им.Мельникова (д.т.н., проф. Стрелецкий Н.Н.), Одесским ИСИ (к.т.н. Чернов Н.Л.) и Ленпроектстальконструкцией (к.т.н. Лубаров Б.И.) при участии ЦНИИСКа им.Кучеренко (к.т.н. Бельский Г.Е.), Московского института стали и сплавов (к.т.н. Моисеев В.И.) и Укрпроектстальконструкции (к.т.н. Барский В.Б.). Рекомендации являются вторым дополненным и переработанным изданием аналогичных Рекомендаций, изданных в 1980 г.

Рекомендации выпускаются для практического использования в объединении Союзметаллостройниипроект с целью достижения обоснованной экономии стали, увеличения равнопрочности при проектировании стальных конструкций, а также с целью всесторонней апробации норм расчета прочности по критериям ограниченных пластических деформаций перед включением в СНиП расширенной их редакции.

Отзывы, предложения и материалы следует направлять по адресу: 117393, Москва, ул.Архитектора Власова, 49, ЦНИИПСК, отдел протяженных инженерных сооружений (ОПРИС).

© Центральный ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательский и проектный институт строительных металлоконструкций имени Н.П.Мельникова, 1985.

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Рекомендации распространяются на расчеты стальных конструкций на прочность по эксплуатационной пригодности (гарантирующие от чрезмерного развития пластических деформаций) при действии статических, подвижных и вибрационных нагрузок, вызывающих в элементах одноосный изгиб, двухосный изгиб и изгиб с осевыми силами; рассматриваются элементы конструкций, выполненные из одной марки стали (моностальные).

Рассматриваемые расчеты прочности ограничивают относительные пластические деформации, а в случаях плоского напряженного состояния - интенсивность пластических деформаций $\mathcal{E}_{ip}$.

В рекомендациях рассмотрены также вопросы обеспечения местной устойчивости стенок и свесов поясов элементов, прочность которых проверяется по критериям ограниченных пластических деформаций.

I.2. Необходимые расчеты на устойчивость, на выносливость и на жесткость, а также расчеты на прочность по несущей способности (по временному сопротивлению и на хрупкое разрушение) выполняются независимо от расчетов на прочность, регламентируемых настоящими Рекомендациями.

I.3. Уравновешенные в каждом поперечном сечении элемента сварочные напряжения и собственные напряжения от неравномерного остывания стали после прокатки в расчетах на прочность по критериям ограниченных пластических деформаций не учитываются в связи с уменьшением их влияния при развитии пластических деформаций по сравнению с упругой стадией работы материала и в связи с тем, что предельное состояние по эксплуатационной пригодности требует меньшей обеспеченности, чем предельное состояние по несущей способности. Геометрические несовершенства (случайные эксцентриситеты, погиби и др.) в расчетах на прочность по критериям ограниченных пластических деформаций также не учитываются.

I.4. Для расчета на прочность по критериям ограниченных пластических деформаций устанавливаются следующие группы конструкций, отличающиеся нормами предельных пластических деформаций (в общем случае - предельных значений интенсивности пластических деформаций) $\mathcal{E}_{ip,lim}$:

I группа, для которой расчеты прочности выполняются в предположении упругой работы стали - подкрановые балки тяжелого режима работы; конструкции (или их части) из стали с пределом текучести выше 580 МПа (5900 кгс/см^2); отдельные поперечные сечения, имеющие неблагоприятные для учета развития пластических деформаций напряженные состояния согласно п.I.6;

2 группа, для которой $\varepsilon_{ip,\ell im} = 0{,}001$ - конструкции, непосредственно воспринимающие подвижные и вибрационные нагрузки: подкрановые балки легкого и среднего режима работы; балки рабочих площадок; элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад; балки под краны гидротехнических сооружений и т.п.;

3 группа, для которой $\varepsilon_{ip,\ell im} = 0{,}002$ - конструкции, работающие под статическими нагрузками: балки покрытий и перекрытий; ригели и колонны рам; ригели и стойки фахверка; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование; ригели и колонны эстакад и т.п. (кроме конструкций, относимых к 4 группе);

4 группа, для которой $\varepsilon_{ip,\ell im} = 0{,}004$ - конструкции, работающие под статическими нагрузками, но не имеющие продольных ребер жесткости, не воспринимающие местных (локальных) нагрузок на стенку и отличающиеся повышенной общей устойчивостью согласно п.5.20[x] СНиП II-23-81 и повышенной устойчивостью стенок и свесов поясов согласно разделу 5 настоящих Рекомендаций и приложению к ним.

В случае, если ограничение ε_{ip} в стенке вышеуказанной величиной $\varepsilon_{ip,\ell im}$ приводит к недонапряжению в поясе, значение $\varepsilon_{ip,\ell im}$ для стенки в месте ее примыкания к поясу увеличивается (не более, чем на 50%), если условия устойчивости стенки этому не препятствуют.

Вышеуказанные величины $\varepsilon_{ip,\ell im}$ в необходимых случаях уменьшаются из условий устойчивости стенок и свесов поясов согласно разделу 5 настоящих рекомендаций.

I.5. Интенсивность пластических деформаций ограничивается в крайних фибрах поперечных сечений и в серединных плоскостях стенок и других некрайних элементов поперечных сечений. Неравномерности деформаций по толщинам стенок и других некрайних элемен-

[x] Коэффициент 0,7 в формуле для δ следует исправить на 0,3.

тов в расчетах прочности по ограниченным пластическим деформациям не учитываются.

I.6. Проверка прочности монастальных элементов конструкций групп 2, 3 и 4 выполняется в предположении упругой работы стали в следующих случаях:

а) если $\sigma_{loc,y} > \sqrt{R_y^2 - 3\tau_{xy}^2}$, где напряжение $\sigma_{loc,y}$ и τ_{xy} определяются по п п. 5.I3, 5.I4, I3.34 СНиП II-23-8I;

R_y – расчетное сопротивление стали стенки;

б) если напряжения в рассматриваемом сечении знакопеременны и в стенке в месте ее соединения с полкой

$$\sqrt{(\sigma_{max} - \sigma_{min})^2 + 3(\tau_{max} - \tau_{min})^2} \geq 1{,}8 R_y \gamma_c \quad , \qquad (I.I)$$

что может привести к знакопеременной циклической текучести. Здесь σ_{max}, σ_{min}, τ_{max} и τ_{min} – соответственно максимальные и минимальные нормальные и касательные напряжения, вычисленные по огибающим эпюрам напряжений в предположении упругой работы стали;

в) если продольная сила $N > 0{,}7 R_y A$, где R_y – расчетное сопротивление стали полок; A – площадь поперечного сечения.

I.7. Подкрановые балки легкого и среднего режимов работы, относящиеся ко 2 группе конструкций, следует рассчитывать на прочность по критерию ограниченных пластических деформаций с учетом коэффициента условий работы $\gamma_c = 0{,}9$, поскольку введение новых коэффициентов надежности по материалу и некоторых других норм согласно СНиП II-23-8I, новых коэффициентов сочетаний согласно СНиП II-6-74, а также коэффициентов надежности по назначению дает значительное облегчение подкрановых балок по сравнению с предыдущей расчетной практикой уже при расчете в предположении упругой работы стали и дальнейшее облегчение подкрановых балок впредь до накопления соответствующего опыта не представляется возможным.

I.8. Зависимость предела текучести от градиента напряжений при расчете прочности по ограниченным пластическим деформациям в запас прочности не учитывается.

I.9. Для элементов, передающих только осевые усилия (центральное растяжение или сжатие) и работающих согласно гипотезе плоских сечений, критерий ограниченных пластических деформаций в расчетах прочности не используется, поскольку развитие пластиче-

ских деформаций в таких элементах предполагается сразу по всей площади сечения и расчет по указанному критерию дает те же результаты, что и проверка напряжений согласно п.5.I СНиП II-23-8I.

2. ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ

2.I. Для конструкций групп I, 2 и 3, критерий прочности которых находится в области малых пластических деформаций ($\mathcal{E}_{ip,\ell im} \leq$ 0,002), допускается определять усилия с использованием принципа независимости действия сил и предполагая работу стали упругой (не учитывая физическую нелинейность). При выполнении проверки прочности поперечных сечений элементов этих конструкций согласно разд.4 вышеуказанные допущения рекомендуются (за исключением неразрезных и защемленных балок, рассмотренных в п.2.5).

2.2. Для конструкций группы 4, для которых критерий прочности находится в области развитых пластических деформаций ($\mathcal{E}_{ip,\ell im} >$ 0,002), не допускается определять усилия с использованием принципа независимости действия сил и (при статической неопределимости) предполагая работу стали упругой. Однако допускается рассчитывать конструкции группы 4 как конструкции группы 3, используя упрощения по п.2.I и проверяя поперечные сечения по критерию прочности $\mathcal{E}_{ip,\ell im} = 0{,}002$.

2.3. Учет геометрической нелинейности при определении усилий для конструкций групп I, 2 и 3 необходим в тех же случаях, в которых он необходим при расчетах в предположении упругой работы стали, а для конструкций группы 4 - в тех же случаях, в которых он необходим при расчетах в предположении образования шарниров текучести.

2.4. При выполнении расчетов на ЭВМ с проверкой прочности поперечных сечений согласно разделу 3 в сложных статически неопределимых конструкциях, состоящих из нескольких различных конструктивных элементов (колонн, ригелей и т.п.), усилия для проверки прочности рекомендуется определять упругопластическим расчетом с учетом физической и геометрической нелинейности в предположении, что все элементы конструкции обладают пределом текучести, равным нормативному сопротивлению R_{yn} . Для простых статически

неопределимых конструкций, состоящих из однотипных конструктивных элементов (неразрезные балки и т.п.), указанный расчет рекомендуется выполнять в предположении, что все элементы конструкции обладают пределом текучести, равным расчетному сопротивлению R_y.

2.5. Для неразрезных и защемленных балок постоянного в пределах каждого пролета двутаврового сечения следует учитывать перераспределение опорных и пролетных моментов в связи с развитием ограниченных пластических деформаций в предельном состоянии.

Расчетные значения изгибающего момента следует определять по формуле

$$M = \alpha M_{max} \quad , \tag{2.1}$$

где M_{max} - наибольший изгибающий момент в пролете или на опоре, определяемый из расчета неразрезной балки в предположении упругой работы материала;

α - коэффициент перераспределения моментов, определяемый по формуле

$$\alpha = 1 - n\left(1 - \frac{M_{ef}}{M_{max}}\right) \quad , \tag{2.2}$$

где n - коэффициент, определяемый в зависимости от вида нагрузки и учитываемой продольной пластической деформации $\varepsilon_{p,max}$ по формулам:

а) при статической нагрузке

$$n = 125\,\varepsilon_{p,max} \; ; \tag{2.3}$$

б) при подвижной нагрузке

$$n = 400\,\varepsilon_{p,max} \; . \tag{2.4}$$

M_{ef} - условный изгибающий момент, равный:

а) в неразрезных балках со свободно опертыми концами - большему из значений:

$$M_{ef} = max\left\{\frac{M_x}{1 + \frac{a}{\ell}}\right\} \; ; \tag{2.5}$$

$$M_{ef} = 0{,}5 M_2 \, , \tag{2.6}$$

где символ max означает, что следует найти максимум всего следующего за ним выражения:

M_1 - изгибающий момент в крайнем пролете, вычисленный как в свободно опертой однопролетной балке;

M_2 - максимальный изгибающий момент в промежуточном пролете, вычисленный как в свободно опертой однопролетной балке;

a - расстояние от сечения, в котором действует момент M_1, до крайней опоры;

ℓ - длина крайнего пролета;

б) в однопролетных и неразрезных балках с защемленными концами $M_{ef} = 0{,}5\ M_3$, где M_3 - наибольший из моментов, вычисленных как в балках с шарнирами на опорах;

в) в балке с одним защемленным и другим свободно опертым концом значения M_{ef} следует определять по формуле (2.5).

Расчетное значение поперечной силы Q следует принимать в месте действия M_{max}. Если M_{max} - момент в пролете, следует проверить опорное сечение балки.

В случае двухосного изгиба перераспределение изгибающих моментов выполняется в двух главных плоскостях по приведенным выше формулам.

Для неразрезных балок постоянного сечения по всей длине расчетное значение момента M находится по формуле (2.1) по одному моменту M_{max} в пределах всей балки, а при различных сечениях в разных пролетах расчетные значения момента M_{max} для формулы (2.1) определяются в пределах каждого участка балки постоянного сечения.

2.6. При подвижных нагрузках величину a в формуле (2.5) следует определять по следующей формуле (рис.2.1)

$$a = \ell\left(\sqrt{2-\psi+\Sigma\varphi_i/K}-1\right), \qquad (2.7)$$

где $\psi\ell$ - расстояние от равнодействующей системы сил до критического груза P_i^K;

$\varphi_i\ell$ - расстояние от сил, находящихся со стороны крайней опоры, до критического груза P_i^K;

K - число сосредоточенных сил в пролете.

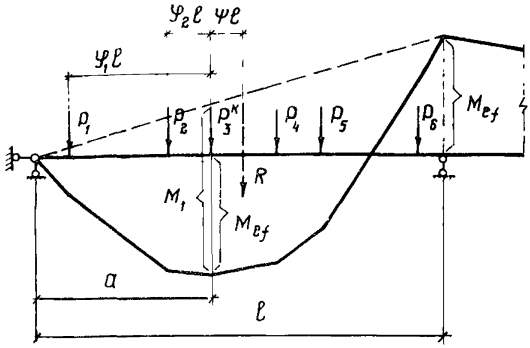


Рис. 2.1. К расчету неразрезных балок при подвижных нагрузках

3. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ В ФОРМЕ НЕПОСРЕДСТВЕННОЙ ПРОВЕРКИ ИНТЕНСИВНОСТИ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

3.1. При достаточном обеспечении электронной вычислительной техникой и отлаженными программами расчеты прочности сечений рекомендуется выполнять в форме непосредственной проверки интенсивности пластических деформаций, используя предельное неравенство

$$\mathcal{E}_{ip} \leq \mathcal{E}_{ip,\ell im} \quad , \tag{3.1}$$

где $\mathcal{E}_{ip}$ – пластическая составляющая интенсивности деформаций, для вычисления которой применяют, как правило, итерационные методы расчета;

$\mathcal{E}_{ip,\ell im}$ – норма предельной пластической деформации согласно п.1.6 с учетом данных разд. 5.

3.2. Для определения пластических деформаций рекомендуется использовать универсальные осредненные диаграммы работы стали по рис. 3.1. Согласно этим диаграммам стадия самоупрочнения не учитывается, предел текучести достигается при напряжениях, равных расчетному сопротивлению применяемой стали R_y согласно СНиП П-23-81, предел пропорциональности – при напряжениях $0,9 R_y$,

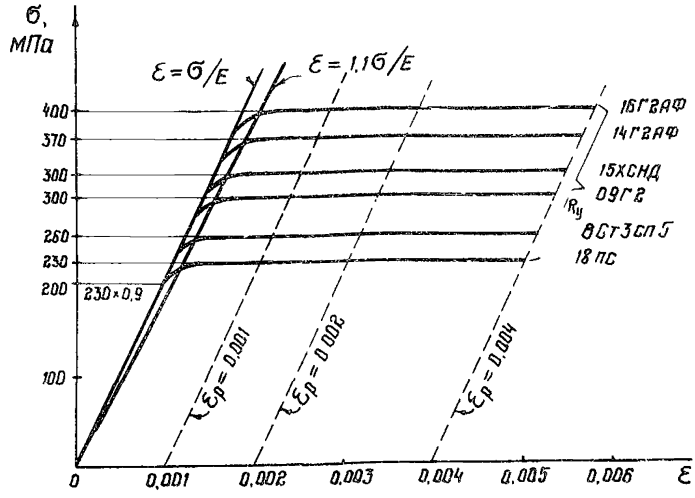


Рис 3.1 Диаграммы работы стали

модуль упругости $E = 2{,}06 \cdot 10^5$ МПа ($2{,}1 \cdot 10^6$ кгс/см^2). Уравнение диаграммы между пределом пропорциональности и пределом текучести принимается по эллипсу, плавно сопряженному с прямыми упругой работы и площадки текучести, начинающейся при $\varepsilon = 1{,}1 R_y / E$.

3.3. В случаях сложного напряженного состояния напряжения и деформации рекомендуется определять с использованием деформационной теории пластичности и энергетического критерия перехода стали в пластическое состояние (энергетической теории прочности).

3.4. Гипотезу плоских сечений рекомендуется использовать при расчетах в упругопластической стадии работы в тех же случаях напряженного состояния и соотношения размеров в сечении, при которых эта гипотеза используется при расчетах в упругой стадии работы.

3.5. Если гипотеза плоских сечений в упругой стадии работы не соблюдается, то при расчете в упругопластической стадии в области малых пластических деформаций допускается принимать формы

эпюр продольных и сдвигающих деформаций подобными формам соответствующих эпюр деформаций в упругой стадии работы.

3.6. Распределение деформаций сдвига по площади сечения допускается при расчетах в упругопластической стадии работы принимать таким же, как при расчетах в упругой стадии.

4. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ В ФОРМЕ ПРОВЕРКИ УСЛОВНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

4.1. Расчеты прочности сечений по критерию ограниченных пластических деформаций допускается выполнять согласно п п. 4.2, 4.3 и 4.5 в форме проверки условных напряжений σ_u по предельному неравенству

$$\sigma_u \leq R_y \gamma_c. \qquad (4.1)$$

Величины σ_u определяют по формулам упругой работы с введением к моментам сопротивления поправочных коэффициентов, приводящих результаты расчета к проверке пластических деформаций, в необходимых случаях с учетом влияния на развитие пластических деформаций касательных напряжений (согласно п. 4.10) или местных напряжений (согласно п. 4.11).

4.2. Расчет на прочность элементов, изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{CW} \leq R_y \gamma_c , \qquad (4.2)$$

где C - коэффициент, определяемый по п. 4.4.

Расчет на прочность балок переменного сечения, относящихся к 4 группе конструкций, допускается выполнять с коэффициентами C, принятыми по 4 группе конструкций только для одного сечения на длине пролета, с наиболее неблагоприятным сочетанием M и Q. Расчет на прочность остальных сечений таких балок следует выполнять с коэффициентами C, принятыми по 3 группе конструкций.

Расчет прочности в сечениях балок при $M = 0$ следует выполнять по формулам:

для двутавровых, коробчатых и швеллерных балок (в плоскостях стенок)

$$\frac{Q}{th} \leq R_s \gamma_c ; \qquad (4.3)$$

для других видов сечений балок

$$\frac{QS}{C_\tau J t} \leq R_s \gamma_c , \qquad (4.4)$$

где C_τ определяется по табл. 4.II.

4.3. Расчет на прочность элементов, изгибаемых в двух главных плоскостях (кроме моносимметричных двутавров, тавров и швеллеров), следует выполнять по формуле

$$\frac{M_x}{C_x J_x} y \pm \frac{M_y}{C_y J_y} x \leq R_y \gamma_c , \qquad (4.5)$$

где x и y - координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей;

C_x и C_y - коэффициенты, определяемые по п. 4.4.

Расчет на прочность изгибаемых в двух главных плоскостях моносимметричных двутавров, тавров и швеллеров следует выполнять по формуле

$$\frac{M_x}{C_{mx} J_x} y \pm \frac{M_y}{C_y J_y} x \leq R_y \gamma_c , \qquad (4.6)$$

где M_x - изгибающий момент в плоскости стенки;

$C_{mx} = 1 + \theta \left(C_x - 1 \right)$;

θ - коэффициент, определяемый по табл. 4.6.

4.4. Коэффициенты C , C_x и C_y определяются по табл. 4.I, 4.2, 4.3, 4.4 и 4.5 в зависимости от типа сечения, группы конструкций, расчетных сопротивлений R_y и отношений площадей элементов сечения A_1 , A_2 и A_3 .

Значения коэффициентов C , C_x и C_y для промежуточных значений A_2/A_1 и A_3/A_1 определяются линейной интерполяцией, для R_y рекомендуется принимать ближайшие табличные значения.

Таблица 4.I

Схемы сечений и номера таблиц коэффициентов

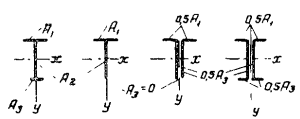
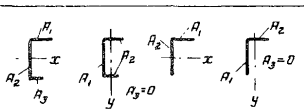
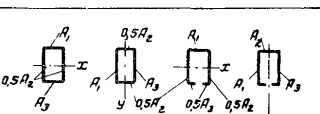
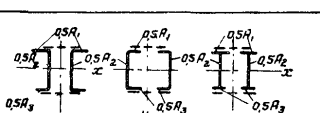
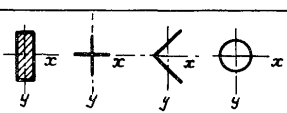
Схема сечения ($A_1 \geqslant A_3$)	C		η_x	η_y
	C_x	C_y		
	Табл. 4.2 ÷ 4.4	Табл. 4.5	Табл. 4.8; 4.9	Табл. 4.7
		Табл. 4.2÷ 4.4	Табл. 4.8; 4.9	
				
		I,0	Табл. 4.8; 4.9	I,0
	Табл. 4.5		Табл. 4.7	

Таблица 4.2

Коэффициенты C_x и C_y для $\varepsilon_{ip,lim} = 0{,}001$

R_y МПа (кгс/см2)	$\frac{A_2}{A_1}$	A_3/A_1					
		0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
230 (2350)	0,5	1,41	1,23	1,12	1,09	1,08	1,03
	1	1,43	1,27	1,15	1,12	1,11	1,05
	2	1,46	1,34	1,28	1,21	1,15	1,09
	3	1,47	1,36	1,29	1,22	1,17	1,12
	4	1,45	1,34	1,29	1,23	1,19	1,14
	5	1,42	1,34	1,30	1,25	1,20	1,16
260 (2650)	0,5	1,38	1,23	1,13	1,09	1,07	1,02
	1	1,41	1,27	1,19	1,15	1,11	1,05
	2	1,43	1,33	1,27	1,21	1,14	1,08
	3	1,44	1,33	1,26	1,21	1,16	1,11
	4	1,42	1,33	1,26	1,22	1,18	1,13
	5	1,39	1,33	1,28	1,23	1,19	1,15
300 (3050)	0,5	1,36	1,22	1,12	1,09	1,07	1,02
	1	1,38	1,25	1,18	1,13	1,11	1,04
	2	1,39	1,32	1,26	1,20	1,13	1,08
	3	1,41	1,33	1,26	1,20	1,15	1,10
	4	1,40	1,31	1,26	1,21	1,17	1,13
	5	1,37	1,31	1,26	1,21	1,17	1,15
330 (3350)	0,5	1,34	1,20	1,11	1,07	1,06	1,02
	1	1,36	1,25	1,17	1,13	1,10	1,04
	2	1,37	1,30	1,24	1,19	1,13	1,08
	3	1,39	1,32	1,25	1,19	1,14	1,10
	4	1,38	1,32	1,26	1,20	1,16	1,12
	5	1,35	1,30	1,25	1,21	1,17	1,14
370 (3750)	0,5	1,32	1,19	1,10	1,07	1,06	1,02
	1	1,34	1,24	1,17	1,12	1,10	1,04
	2	1,36	1,28	1,22	1,17	1,12	1,07
	3	1,38	1,30	1,23	1,18	1,14	1,10
	4	1,36	1,30	1,24	1,19	1,15	1,11
	5	1,33	1,28	1,25	1,20	1,16	1,13
400 (4100)	0,5	1,30	1,17	1,09	1,06	1,05	1,02
	1	1,31	1,18	1,11	1,10	1,09	1,04
	2	1,32	1,26	1,20	1,16	1,12	1,07
	3	1,33	1,27	1,22	1,18	1,13	1,09
	4	1,34	1,28	1,23	1,19	1,15	1,11
	5	1,33	1,28	1,24	1,20	1,16	1,12

Таблица 4.3

Коэффициенты C_x и C_y для $\varepsilon_{ip,lim}$ =0,002

R_y МПа (кгс/см2)	A_2/A_1	A_3/A_1					
		0	0,2	0,4	0,6	0,8	I,0
230 (2350)	0,5	I,52	I,28	I,I8	I,I4	I,II	I,03
	I	I,57	I,43	I,30	I,2I	I,I4	I,06
	2	I,63	I,44	I,33	I,25	I,I7	I,I0
	3	I,58	I,44	I,34	I,26	I,20	I,I4
	4	I,54	I,42	I,34	I,27	I,22	I,I7
	5	I,50	I,42	I,35	I,29	I,24	I,I9
260 (2650)	0,5	I,50	I,27	I,I7	I,I3	I,II	I,03
	I	I,55	I,42	I,29	I,20	I,I3	I,06
	2	I,60	I,47	I,32	I,24	I,I7	I,I0
	3	I,56	I,44	I,34	I,25	I,20	I,I3
	4	I,52	I,4I	I,34	I,27	I,22	I,I6
	5	I,49	I,40	I,34	I,28	I,23	I,I8
300 (3050)	0,5	I,48	I,26	I,I6	I,I2	I,I0	I,03
	I	I,52	I,37	I,27	I,I9	I,I3	I,05
	2	I,57	I,4I	I,3I	I,24	I,I7	I,I0
	3	I,55	I,42	I,32	I,25	I,I9	I,I3
	4	I,50	I,40	I,33	I,26	I,2I	I,I6
	5	I,47	I,39	I,33	I,27	I,23	I,I8
330 (3350)	0,5	I,46	I,25	I,I6	I,I2	I,I0	I,03
	I	I,50	I,36	I,26	I,I9	I,I3	I,05
	2	I,54	I,40	I,30	I,22	I,I6	I,09
	3	I,53	I,40	I,3I	I,24	I,I9	I,I3
	4	I,49	I,40	I,32	I,26	I,20	I,I5
	5	I,46	I,38	I,33	I,27	I,22	I,I7
370 (3750)	0,5	I,45	I,24	I,I5	I,II	I,09	I,03
	I	I,49	I,35	I,25	I,I8	I,I2	I,05
	2	I,52	I,38	I,29	I,22	I,I6	I,09
	3	I,52	I,39	I,30	I,24	I,I8	I,I2
	4	I,48	I,39	I,3I	I,25	I,20	I,I5
	5	I,45	I,38	I,32	I,26	I,2I	I,I7
400 (4I00)	0,5	I,43	I,23	I,I4	I,II	I,09	I,03
	I	I,46	I,33	I,24	I,I7	I,I2	I,05
	2	I,49	I,37	I,28	I,2I	I,I5	I,08
	3	I,5I	I,38	I,30	I,23	I,I8	I,I2
	4	I,46	I,37	I,30	I,24	I,I9	I,I4
	5	I,44	I,37	I,3I	I,26	I,2I	I,I6

Таблица 4.4

Коэффициенты C_x и C_y для $\varepsilon_{ip,lim}=0,004$

R_y МПа (кгс/см2)	A_2/A_1	A_3/A_1					
		0	0,2	0,4	0,6	0,8	I,0
230 (2350)	0,5	I,60	I,32	I,2I	I,I6	I,I2	I,03
	I	I,68	I,45	I,33	I,24	I,I5	I,06
	2	I,70	I,50	I,37	I,27	I,I9	I,II
	3	I,62	I,47	I,37	I,29	I,22	I,I5
	4	I,58	I,47	I,38	I,30	I,24	I,I9
	5	I,55	I,45	I,38	I,3I	I,26	I,2I
260 (2650)	0,5	I,59	I,32	I,2I	I,I6	I,II	I,03
	I	I,66	I,45	I,33	I,23	I,I4	I,06
	2	I,70	I,50	I,37	I,26	I,I8	I,II
	3	I,62	I,47	I,37	I,28	I,2I	I,I5
	4	I,57	I,45	I,36	I,30	I,24	I,I8
	5	I,54	I,44	I,37	I,3I	I,26	I,20
300 (3050)	0,5	I,57	I,3I	I,20	I,I5	I,II	I,03
	I	I,64	I,45	I,33	I,23	I,I4	I,06
	2	I,69	I,49	I,36	I,25	I,I8	I,II
	3	I,6I	I,46	I,36	I,28	I,2I	I,I5
	4	I,56	I,45	I,37	I,30	I,24	I,I8
	5	I,53	I,44	I,37	I,30	I,25	I,20
330 (3350)	0,5	I,56	I,30	I,20	I,I5	I,II	I,03
	I	I,63	I,45	I,33	I,23	I,I4	I,06
	2	I,68	I,48	I,35	I,25	I,I8	I,II
	3	I,60	I,46	I,36	I,27	I,2I	I,I5
	4	I,56	I,44	I,36	I,30	I,24	I,I8
	5	I,53	I,44	I,37	I,30	I,25	I,20
370 (3750)	0,5	I,55	I,30	I,20	I,I5	I,II	I,03
	I	I,6I	I,45	I,33	I,23	I,I4	I,06
	2	I,67	I,48	I,35	I,25	I,I8	I,II
	3	I,59	I,45	I,35	I,27	I,2I	I,I4
	4	I,55	I,44	I,35	I,29	I,23	I,I7
	5	I,52	I,43	I,36	I,30	I,25	I,20
400 (4I00)	0,5	I,54	I,30	I,20	I,I5	I,II	I,03
	I	I,59	I,44	I,32	I,22	I,I4	I,06
	2	I,66	I,48	I,35	I,25	I,I7	I,I0
	3	I,59	I,44	I,35	I,27	I,2I	I,I4
	4	I,54	I,43	I,35	I,28	I,23	I,I7
	5	I,5I	I,42	I,35	I,29	I,25	I,I9

Таблица 4.5

Коэффициенты C, C_x и C_y

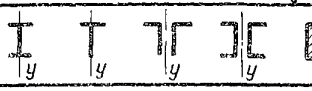
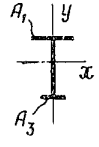
Схема сечения							
$\bar{e}_{ip}$, l_{im}	R_y МПа (кгс/см2)						Все R_y
	230 (2350)	260 (2650)	300 (3050)	330 (3350)	370 (3750)	400 (4100)	
0,001	1,36	1,34	1,33	1,31	1,30	1,28	1,19
0,002	1,43	1,42	1,41	1,40	1,39	1,38	1,23
0,004	1,47	1,47	1,47	1,46	1,45	1,44	1,26

Таблица 4.6

Коэффициент θ

Сечение	$\frac{A_3}{A_1}$	$M_y / C_y W_y R_y$							
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
	1,0	1,0	1,67	2,59	3,05	3,60	4,33	4,53	5,54
	0,8	1,0	1,35	1,80	1,89	2,02	2,77	3,15	3,36
	0,6	1,0	1,21	1,42	1,54	1,61	1,70	2,24	2,13
	0,4	1,0	1,13	1,28	1,38	1,31	1,18	1,51	1,98
	0,2	1,0	1,05	1,09	1,08	1,01	0,86	0,77	1,39
	0	1,0	1,00	1,00	1,00	0,99	0,89	0,68	0,74
	-	1,0	2,51	3,22	4,05	5,13	7,50	11,6	12,9

При наличии зоны чистого изгиба с расчетными изгибающими моментами коэффициенты C , C_x и C_y следует определять по формуле

$$C_{x(y)} = 1 + \left(C'_{x(y)} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\sqrt{v/\ell}\right),$$

где ℓ и v – величина пролета и длина зоны чистого изгиба;

$C'_{x(y)}$ – коэффициенты C , C_x и C_y , найденные по табл.4.2-4.5.

В случаях, когда согласно п.I.4 и разделу 5 предельные величины интенсивности пластических деформаций ε_{ip} , ε_{lim} принимаются меньшими данных в п.I.4 обычных их значений, отвечающих группам конструкций, значения коэффициентов C , C_x и C_y также уменьшаются. Для значений ε_{ip} , ε_{lim} в интервале 0,I–0,4% коэффициенты C , C_x и C_y допускается определять линейным интерполированием по ε_{ip} , ε_{lim} между таблицами 4.2, 4.3, 4.4 и в пределах табл. 4.5 либо принимать ближайшее меньшее табличное значение.

Для значений ε_{ip} , ε_{lim} в интервале 0,0–0,I% коэффициенты C , C_x и C_y определяются по формуле

$$C_{x(y)} = 1 + \left(C'_{x(y)} - 1\right)\sqrt{\frac{\varepsilon_{ip,\,\varepsilon_{lim}}}{0{,}001}}, \qquad (4.7)$$

где $C'_{x(y)}$ – коэффициенты C , C_x или C_y , найденные по табл.4.2 или 4.5;

$\varepsilon_{ip,\varepsilon_{lim}}$ – уменьшенное значение предельной интенсивности пластических деформаций.

В необходимых случаях при определении коэффициентов C , C_x и C_y учитывается влияние касательных или местных напряжений согласно п п. 4.I0 и 4.II.

4.5. Расчет на прочность внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно растянутых и растянуто-изгибаемых элементов следует выполнять по формулам:

$$\frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{C_{MNx} J_x} y \pm \frac{M_y}{C_{Ny} J_y} x \leqslant R_y \gamma_c; \quad \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{C_{Nx} J_x} y \leqslant R_y \gamma_c, \qquad (4.8)$$

где A – полная площадь сечения;

$C_{Nx} = 1 + \zeta_x \left(C_x - 1\right);$

$C_{MNx} = 1 + 8\zeta_x \left(C_x - 1\right);$

$C_{Ny} = 1 + \zeta_y \left(C_y - 1\right);$

β – коэффициент, определяемый по табл. 4.6;

c_x и c_y – коэффициенты, определяемые по п. 4.4;

ζ_x и ζ_y – корректирующие коэффициенты, определяемые по табл. 4.I, 4.7, 4.8, 4.9 или по графикам рис.4.I;

x и y – координаты рассматриваемой точки сечения относительно главных осей.

4.6. При расчете сечений подкрановых балок условно принимается, что воздействие поперечных тормозных нагрузок воспринимается только верхним поясом подкрановой балки, либо тормозной балкой, в состав которой входит верхний пояс.

4.7. Для подкрановых балок асимметричного двутаврового сечения с развитым верхним поясом или двутаврового сечения при наличии тормозной балки расчет прочности выполняется по формуле

$$\frac{M_x}{c_x J_x} y + \frac{M_y}{c_y J_{yf}} x \leqslant R_y \gamma_c \quad , \tag{4.9}$$

где J_{yf} – момент инерции верхнего пояса асимметричного сечения, либо момент инерции тормозной балки вместе с верхним поясом;

γ_c = 0,9 согласно п.I.7.

4.8. При использовании сквозной тормозной фермы расчет прочности подкрановой балки выполняется по формуле

$$\frac{N_\beta}{A_{tf}} + \frac{M_x}{c_x J_x} y + \frac{M_{y,loc}}{c_y J_{yf}} x \leqslant R_y \gamma_c \, , \tag{4.10}$$

где N_β – расчетное продольное усилие от поперечных тормозных сил или продольных нагрузок;

$M_{y,loc}$ – расчетный местный изгибающий момент в панели верхнего пояса от горизонтальных поперечных нагрузок;

A_{tf} – площадь верхнего пояса;

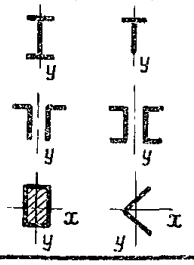
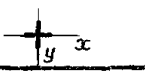
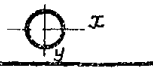
J_{yf} – момент инерции верхнего пояса.

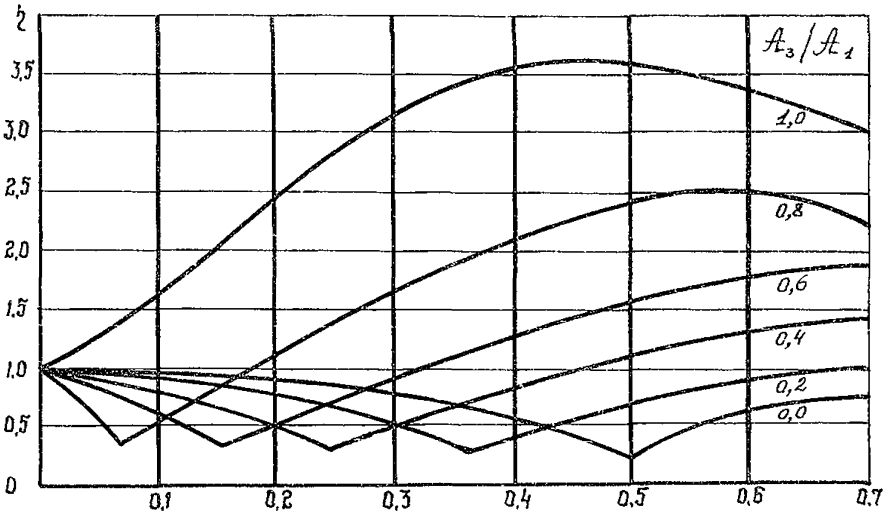
4.9. Асимметричное основное сечение подкрановой балки (без учета тормозного устройства) дополнительно проверяется по формуле

$$\frac{M_x}{c_x W_{x,min}} \leqslant R_y \gamma_c \, , \tag{4.11}$$

Таблица 4.7

Коэффициенты η_x и η_y

Схема сечения	$N/R_y A$							
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
	1	1,26	1,51	1,71	1,90	2,11	2,16	2,18
	1	1,39	1,81	2,17	2,55	2,95	3,29	3,98
	1	1,28	1,53	1,80	2,05	2,27	2,41	2,50



по оси абцисс отложено $\begin{cases} \text{для } A_3/A_1 = 0 \div 0{,}8\text{: } N/R_y(2A_1+A_3) \\ \text{для } A_3/A_1 = 1{,}0\text{: } N/R_y A \end{cases}$

Рис.4.1. Графики коэффициентов η при одном знаке напряжений от N и M в элементе A_1

Таблица 4.8

Коэффициенты η_x и η_y для асимметричных сечений при одном знаке напряжений от усилий M_x и N или M_y и N в элементе A_1

$\frac{N}{R_y(2A_1+A_3)}$	A_3/A_1					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	0,9
0	I,0	I,0	I,0	I,0	I,0	I,0
0,02	0,99	0,99	0,97	0,95	0,85	0,80
0,04	0,98	0,98	0,92	0,88	0,69	0,68
0,06	0,97	0,96	0,88	0,8I	0,53	0,82
0,08	0,96	0,94	0,84	0,73	0,36	0,93
0,I0	0,94	0,92	0,80	0,64	0,5I	I,06
0,I2	0,93	0,90	0,75	0,55	0,65	I,I7
0,I4	0,9I	0,88	0,70	0,45	0,78	I,30
0,I6	0,90	0,86	0,64	0,35	0,90	I,43
0,I8	0,89	0,83	0,58	0,46	I,0I	I,56
0,20	0,87	0,80	0,52	0,56	I,I2	I,7I
0,22	0,84	0,76	0,45	0,63	I,I9	I,82
0,24	0,82	0,72	0,34	0,7I	I,30	I,95
0,26	0,80	0,68	0,33	0,79	I,4I	2,06
0,28	0,78	0,64	0,44	0,87	I,5I	2,I6
0,30	0,75	0,57	0,53	0,95	I,60	2,30
0,32	0,72	0,52	0,59	I,02	I,7I	2,4I
0,34	0,69	0,45	0,63	I,09	I,80	2,5I
0,36	0,65	0,32	0,72	I,I7	I,9I	2,60
0,38	0,6I	0,3I	0,79	I,23	2,00	2,68
0,40	0,58	0,49	0,84	I,30	2,08	2,77
0,45	0,45	0,6I	0,98	I,45	2,29	2,92
0,50	0,28	0,72	I,I2	I,58	2,47	3,00
0,55	0,52	0,82	I,22	I,69	2,52	3,02
0,60	0,68	0,9I	I,30	I,76	2,50	2,96
0,65	0,76	0,99	I,38	I,84	2,46	2,84
$\geqslant$ 0,70	0,82	I,05	I,42	I,90	2,38	2,72

Примечание: при A_3/A_1 в интервале между 0,9 и I,0 интерполяцию следует производить между крайними правыми столбцами в табл. 4.8 и 4.9.

Таблица 4.9

Коэффициенты φ_x и φ_y для симметричных сечений ($A_э/A_1=1$), а также для асимметричных сечений при разных знаках напряжений от усилий M_x и N или M_y и N в элементе сечения A_1

$\frac{N}{R_y A}$	$A_э / A_1$					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,02	1,0	1,0	1,01	1,03	1,08	1,11
0,04	1,0	1,0	1,03	1,08	1,16	1,23
0,06	1,0	1,0	1,04	1,11	1,23	1,36
0,08	1,0	1,0	1,06	1,15	1,31	1,49
0,10	1,0	1,0	1,08	1,19	1,39	1,63
0,12	1,0	1,01	1,09	1,23	1,45	1,79
0,14	1,0	1,01	1,11	1,26	1,52	1,95
0,16	1,0	1,02	1,12	1,29	1,58	2,13
0,18	1,0	1,02	1,13	1,32	1,65	2,30
0,20	1,0	1,03	1,14	1,35	1,70	2,47
0,22	1,0	1,03	1,15	1,37	1,76	2,63
0,24	1,0	1,04	1,16	1,39	1,81	2,78
0,26	0,99	1,04	1,17	1,41	1,85	2,93
0,28	0,99	1,05	1,18	1,43	1,89	3,07
0,30	0,99	1,05	1,19	1,44	1,93	3,20
0,32	0,98	1,05	1,19	1,45	1,95	3,28
0,34	0,98	1,06	1,20	1,46	1,97	3,35
0,36	0,97	1,06	1,20	1,46	1,98	3,41
0,38	0,97	1,06	1,21	1,47	1,99	3,46
0,40	0,96	1,07	1,21	1,47	2,00	3,49
0,45	0,95	1,06	1,20	1,46	2,02	3,56
0,50	0,92	1,05	1,18	1,45	2,01	3,57
0,55	0,88	1,02	1,16	1,42	1,99	3,53
0,60	0,83	0,99	1,13	1,39	1,97	3,43
0,65	0,75	0,90	1,09	1,35	1,91	3,29
0,70	0,63	0,75	1,04	1,30	1,84	3,05

4.10. Учет влияния касательных напряжений $\tau > 0{,}5R_s$ на развитие пластических деформаций в поперечном сечении, прочность которого проверяется по предельным пластическим деформациям согласно п п. 4.2, 4.4, 4.5, 4.7, 4.8, 4.9, выполняется заменой коэффициентов C или C_x ; C_y (соответствующего направлению учитываемого касательного напряжения) коэффициентами $K_\tau C$ или $K_\tau C_x$, $K_\tau C_y$.

При этом величина K_τ определяется по табл.4.10 линейной интерполяцией по τ .

Таблица 4.10

Коэффициенты K_τ

τ	От 0 до $0{,}5R_s$	R_s	$C_\tau R_s$
K_τ	I	α/C	0

Здесь τ - наибольшее касательное напряжение, вычисленное в предположении упругой работы стали;

α = 0,9 при изгибе двутаврового, швеллерного или коробчатого сечения в плоскости стенки (стенок);

α = I,0 при изгибе двутаврового, швеллерного или коробчатого сечения в плоскости поясов, а также для прямоугольного, таврового и крестового сечения;

R_s - расчетное сопротивление стали сдвигу;

C_τ - определяется по табл. 4.II.

4.II. При действии в рассматриваемом сечении местного напряжения σ_{loc}, коэффициенты C умножаются на коэффициент

$$K_{loc} = 1 \pm 0{,}2\left(\alpha - 0{,}8\right)\frac{\sigma_{loc}}{R_y}, \qquad (4.12)$$

где $\alpha = \frac{y_t}{y_b}$ — коэффициент асимметрии сечения;

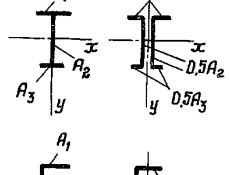
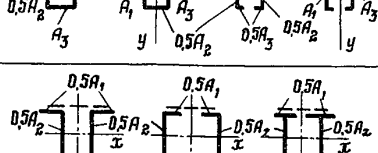
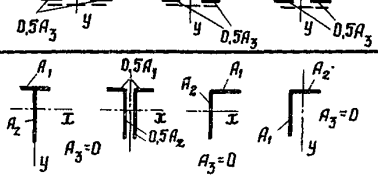
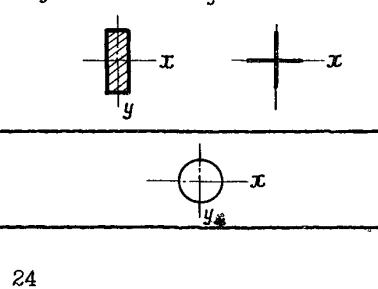
y_t — расстояние от центра тяжести сечения до его верхнего края (в месте действия σ_{loc});

y_b — расстояние от центра тяжести сечения до его противоположного края;

σ_{loc} — местное напряжение, определяемое по пп.5.I3 или I3.34 СНиП П-23-8I:

R_y - расчетное сопротивление растяжению, сжатию и изгибу стали стенки.

Коэффициенты C_τ Таблица 4.II

Схема сечения ($A_1 \geq A_3$)	Коэффициенты	$\varepsilon_{ip,lim}$ = 0	0,0005	0,001	0,002	0,003	0,004
	$C_{\tau x}$	I,0	I+(0,03+I0 $\varepsilon_{ip,lim}$) $\frac{A_2}{A_3}$, но не более I,2				
	$C_{\tau y}$	I,0	I,I6	I,28	I,34	I,39	I,42
	$C_{\tau x}$ и $C_{\tau y}$	I,0	I+(0,03+I0 $\varepsilon_{ip,lim}$) $\frac{A_2}{A_3}$, но не более I,2				
	$C_{\tau x}$						
	$C_{\tau y}$	I,0					
	$C_{\tau x}$ и $C_{\tau y}$	I,0	I,I6	I,28	I,34	I,39	I,42
	$C_{\tau x}$ и $C_{\tau y}$	I,0	I,I0	I,I7	I,22	I,26	I,29

Знак плюс в формуле для определения $K_{\ell oc}$ принимается при сжимающих продольных напряжениях σ_x в месте действия $\sigma_{\ell oc}$, а знак минус - при растягивающих напряжениях σ_x в месте действия $\sigma_{\ell oc}$.

Коэффициент $K_{\ell oc} > 1$ в расчете принимается равным единице.

4.12. Для встречающихся при проектировании, в частности при подборе сечений, случаев необходимости иметь информацию о действительных (не условных) напряжениях σ_n и деформациях ε_n в различных фибрах сечений в предельных состояниях по прочности и близких к ним состояниях, рекомендуется следующая приближенная методика. Методика распространяется на сечения, подбираемые по формулам (4.2), (4.5), (4.6) и (4.8) при $K_\tau = 1$ и $K_{\ell oc} = 1$:

а) по точке с наибольшим условным напряжением σ_u (наибольшей продольной деформацией) определяется степень использования сечения согласно (4.1)

$$\chi = \frac{\sigma_u}{\gamma_c R_y};$$

б) по величине χC или по совокупности величин χC_x и χC_y определяется по табл. 4.2-4.5 (с применением линейной интерполяции) продольная пластическая деформация $\varepsilon_{p,max}$ в этой точке,

если $\chi = 1$, то $\varepsilon_{p,max} = \varepsilon_{i,p,\ell im}$;

если $\chi < 1$, то $\varepsilon_{p,max} < \varepsilon_{i,p,\ell im}$;

если $\chi C \leqslant 1$, или $\chi C_x \leqslant 1$ и $\chi C_y \leqslant 1$, то сечение работает упруго, и $\varepsilon_{p,max} = 0$;

если только $\chi C_x \leqslant 1$ или только $\chi C_y \leqslant 1$, то величину $\varepsilon_{p,max} < \varepsilon_{i,p,\ell im}$ допускается приближенно определять по той величине χC_x или χC_y, которая больше 1; при применении формулы (4.8) вместо χC_x и χC_y используют χC_{nx} и χC_{ny}.

в) определяют полную продольную деформацию ε_n в любой интересующей проектировщика точке " n " сечения

$$\varepsilon_n = \frac{\sigma'_n}{\sigma'_{max}} \left(\frac{R_y}{E} + \varepsilon_{p,max} \right), \qquad (4.13)$$

где σ'_{max} и σ'_n - напряжения соответственно в точке с наибольшей продольной деформацией и в точке " n " в предположении неограниченно упругой работы стали.

г) определяют действительное напряжение σ_n в точке " n " сечения:

$$\sigma_n = \varepsilon_n E \quad \text{при} \quad \varepsilon_n \leq \frac{R_y}{E};$$

$$\sigma_n = R_y \quad \text{при} \quad \varepsilon_n > \frac{R_y}{E}.$$

4.I3. При необходимости иметь информацию о величине полных и остаточных прогибов в предельном состоянии изгибаемых относительно оси x элементов, рассчитанных по критерию ограниченных пластических деформаций, можно воспользоваться величинами приведенных в табл. 4.I2 относительных остаточных прогибов $\bar{f}_r$, равных отношению величины остаточных прогибов к упругой составляющей полных прогибов от расчетных нагрузок рассматриваемого предельного состояния.

Полные относительные прогибы $\bar{f}_{max}$, равные отношению полных прогибов при развитии предельных пластических деформаций к упругой составляющей полных прогибов

$$\bar{f}_{max} = \bar{f}_r + 1.$$

Таблица 4.I2

Таблица приведенных остаточных прогибов $\bar{f}_r$

№ пп.	Схемы нагрузки и элемента	$\varepsilon_{ip.lim}$		
		0,00I	0,002	0,004
I.		0,I	0,2	0,4
2.		0,3-0,2	0,6-0,4	I,2-0,6
3.		0,2-0,I5	0,4-0,3	0,8-0,6
4.		0,25-0,2	0,5-0,4	I,0-0,8
5.	Подвижная	0,6-0,4	-	-

Первые значения $\bar{f}_n$ в таблице соответствуют симметричным сечениям с отношением $A_2/A_1 = 2$, вторые - асимметричным сечениям с отношениями $A_2/A_1 = 2$; $A_3/A_1 = 0{,}2$.

5. ОБЕСПЕЧЕНИЕ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ

5.I. Для обеспечения устойчивости сжатого пояса поперечного сечения изгибаемого, внецентренно сжатого, сжато-изогнутого или растянуто-изогнутого элемента, лимитируемого расчетом на прочность по эксплуатационной пригодности (а не расчетом на общую устойчивость, выносливость, хрупкую прочность, жесткость и др.), отношение расчетной ширины свеса сжатого пояса (или его полки) b_{ef} к толщине пояса t должно удовлетворять приведенным ниже условиям.

При относительно высоких и тонких стенках, при $\frac{h_{ef}}{t_\omega} > 2{,}7\sqrt{\frac{E}{R_y}}$, $\frac{b_{ef}}{t}$ ограничивается как большее из следующих двух значений:

а) $$\frac{b_{ef}}{t} = \psi\sqrt{\frac{E}{R_y}}\ ; \qquad (5.I)$$

б) $$\frac{b_{ef}}{t} = K_h\frac{h_{ef}}{t_\omega}\ ,$$ но не более $0{,}5\sqrt{\frac{E}{R_y}}$. (5.2)

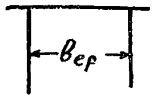
При относительно низких и толстых стенках, при

$$\frac{h_{ef}}{t_\omega} \le 2{,}7\sqrt{\frac{E}{R_y}}\ ; \quad \frac{b_{ef}}{t} \le \psi\sqrt{\frac{E}{R_y}}\ . \qquad (5.3)$$

Здесь ψ - коэффициент по табл. 5.I;
K_h - коэффициент по столбцу 8 табл. 5.I;
h_{ef} - расчетная высота стенки;
t_ω - толщина стенки.

Таблица 5.I

Коэффициенты ψ и K_h

Схема пояса / $\varepsilon_{max}\frac{E}{R_y}$	ψ						K_h
	I	I,5	2	3	4	5	
	0,50	0,44	0,40	0,36	0,33	0,30	0,II
	0,75	0,66	0,60	0,54	0,50	0,45	0,I6
	I,45	I,25	I,I5	I,00	0,95	0,90	-

Здесь ε_{max} - наибольшая полная продольная относительная деформация стали сжатого пояса, вычисляемая по формуле

$$\varepsilon_{max} = \frac{R_y}{E} + \varepsilon_{p,max}, \qquad (5.4)$$

где $\varepsilon_{p,max} \leq \varepsilon_{ip,\ell im}$ - пластическая составляющая этой деформации, отвечающая нагрузкам, учитываемым в расчетах на прочность, и определяемая с учетом степени использования сечения χ согласно п. 4.I2.

При принятом отношении b_{ef}/t требуемая из условий местной устойчивости сжатого пояса величина $\varepsilon_{p,max} = \frac{R_y}{E}\left(\varepsilon_{max}\frac{E}{R_y} - 1\right)$ определяется из табл. 5.I по коэффициенту $\psi = \frac{b_{ef}}{t}\sqrt{\frac{R_y}{E}\varepsilon_{p,max}}$. Если требуемая из условий устойчивости пояса величина $\varepsilon_{p,max}$ получается меньше $\varepsilon_{ip,\ell im}$, определенной по п. I.4, ее следует рассматривать как индивидуальную для рассматриваемого сечения, сниженную из условий устойчивости норму предельной пластической деформации, используемую вместо $\varepsilon_{ip,\ell im}$ по п. I.4. Соответствующие $\varepsilon_{p,max}$ коэффициенты C ; C_x ; C_y определяют согласно п. 4.4.

Если условия устойчивости сжатого пояса при принятом отношении b_{ef}/t не удовлетворяются, следует увеличить t и уменьшить b_{ef}, сохранив, по-возможности, площадь пояса.

Если напряжение σ_x в сжатом поясе, вычисленное в предположении упругой работы, равно R_y, отношение b_{ef}/t принимается по табл. 5.I для $\varepsilon_{max} \cdot \frac{E}{R_y} = I$. В случаях недоиспользования напряжений могут применяться большие b_{ef}/t, обоснованные соответствующими расчетами, в частности, по п. 7.27 СНиП II-23-8I.

Размеры окаймляющего ребра должны соответствовать п. 7.25 СНиП II-23-8I.

5.2. Конструктивные мероприятия по обеспечению устойчивости стенок изгибаемых элементов (балок), рассчитываемых на прочность по критериям ограниченных пластических деформаций, должны соответствовать п п. 7.I, 7.3, 7.I0-7.I3 СНиП II-23-8I.

5.3. Расчеты по проверке устойчивости стенок изгибаемых элементов (балок), рассчитываемых на прочность по критериям ограниченных пластических деформаций, допускается выполнять согласно приложению к настоящим Рекомендациям. Допускается выполнять эти расчеты и другими опубликованными и соответственно апробированными методами, учитывающими влияние пластических деформаций на устойчивость стенки.

5.4. Устойчивость стенок внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов, прочность которых проверяется по критериям ограниченных пластических деформаций, следует обеспечивать согласно п п. 7.I5-7.2I СНиП II-23-8I.

6. УЧЕТ ОСЛАБЛЕНИЙ СЕЧЕНИЙ БОЛТОВЫМИ ОТВЕРСТИЯМИ

6.I. Расчет на прочность соединяемых элементов, ослабленных отверстиями под высокопрочные болты, следует при фрикционном соединении выполнять с учетом того, что половина сдвигающего усилия, приходящегося на каждый болт, в рассматриваемом сечении уже передана силами трения.

6.2. Расчеты прочности (по критерию ограниченных пластических деформаций) поперечных сечений элементов, равномерно ослабленных отверстиями для болтов, выполняют по следующим значениям

геометрических характеристик A , J , W :

в болтовых соединениях (на болтах, работающих на срез и смятие, в том числе высокопрочных, и в соединениях на несущих высокопрочных болтах) независимо от характера нагрузок - по геометрическим характеристикам "нетто";

во фрикционных соединениях на высокопрочных болтах при подвижных (или динамических вибрационных или ударных) нагрузках - по геометрическим характеристикам "нетто";

во фрикционных соединениях на высокопрочных болтах при статических нагрузках;

- при суммарной площади ослаблений не более 15% от площади "брутто" - по геометрическим характеристикам "брутто";
- при суммарной площади ослаблений более 15% от площади "брутто" - по геометрическим характеристикам "нетто", увеличенным на 18%.

6.3. При неравномерном ослаблении сечения для расчета по условным напряжениям геометрические характеристики A , J , W сечения в целом принимаются "брутто", а учет ослаблений осуществляется раздельно для каждой части сечения согласно указаниям п. 6.2. При этом усилия (или напряжения, условные напряжения), возникающие в рассматриваемой части сечения, умножаются на коэффициент ослабления

$$K_{oi} = A_i / A_i' ,$$

где A_i - площадь "брутто" части сечения;

A_i' - расчетная площадь этой части сечения согласно п. 6.2.

7. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

7.1. Двухосный изгиб прокатных прогонов

7.1.1. Расчетные изгибающие моменты M_x = 35,7 кН·м, M_y = = 3,57 кН·м. Материал - сталь ВСт3кп2-1, R_y = 230 МПа. Нагрузка статическая. Сечения принимаем из швеллера по ГОСТу 8240-72.

а) Расчет по "Рекомендациям".

В связи с обеспеченностью устойчивости полок и стенки швеллера относим прогон к 4 группе конструкций и проверяем его прочность при $\varepsilon_{ip}, \varepsilon_{im}$ = 0,4%. Принимаем швеллер № 22 (рис.7.1). Отноше-

ния площадей элементов сечения по табл. 4.I: относительно оси $x - A_3/A_1 = I,0$; $A_2/A_1 = (h-2t)d/(\beta t) = (22-2\cdot0,95)\cdot0,54/(8,2\cdot0,95) = I,39$; относительно оси y $-A_3/A_1 = 0$; $A_2/A_1 = 2t(\beta-d)/(hd) = 2\cdot0,95\cdot(8,2-0,54)/(22\cdot0,54) = I,225$. По табл.4.4 $C_x = I,080$,

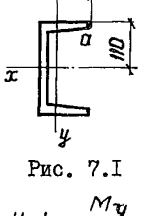


Рис. 7.I

$C_y = I,685$; по табл.4.6 при $M_y/C_y W_y R_y = 357/I,685\cdot25,I\cdot23 = 0,367$ коэффициент $B = 4,752$. По формуле 4.6 для точки A швеллера при $C_{mx} = I+B(C_y - I) = I+4,752\cdot(I,080-I) = I,38$.

$$\frac{M_x}{C_{mx} J_x} y + \frac{M_y}{C_y J_y} x = \frac{3570\cdot II}{I,38\cdot2II0} + \frac{357\cdot5,99}{I,685\cdot I5I} = 2I,9 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

б) Расчет по СНиП II-23-8I.

Принимаем швеллер № 22а, по табл.66 при отношении площадей элементов сечения $A_f/A_w = \beta t/(h-2t)d = 8,7\cdot I,02/(22-2\cdot I,02)\cdot0,54 = 0,823$; коэффициенты $C_x = I,086$; $C_y = I,60$. По формуле (40)

$$\frac{M_x}{C_x W_{xn,min}} + \frac{M_y}{C_y W_{yn,min}} = \frac{3570}{I,086\cdot2I2} + \frac{357}{I,6\cdot30} = 22,94 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

в) Экономия стали по площади сечения 7,3%.

7.I.2. Расчетные изгибающие моменты $M_x = 39,0$ кН·м; $M_y = 3,9$ кН·м. Материал сталь I8кп, расчетное сопротивление $R_y = 230$ МПа. Нагрузка статическая. Сечения принимаем из двутавров по ГОСТ 8239-72^X.

а) Расчет по "Рекомендациям".

В связи с обеспеченностью устойчивости полок и стенки двутавра относим прогон к 4 группе конструкций и рассчитываем его прочность при $\varepsilon_{ip,lim} = 0,4\%$. Принимаем двутавр № 22 (рис. 7.2). Отно-

шения площадей элементов сечения по табл. 4.1: $A_3/A_1 = 1,0$; $A_2/A_1 = (h-2t)\alpha/(6t) = (22-2\cdot0,87)\cdot0,54/(11\cdot0,87) = 1,143$. По табл. 4.4 коэффициент $C_x = 1,067$, по табл. 4.5 коэффициент $C_y = 1,47$, по табл. 4.6, при $M_y/C_y W_y R_y = 397/1,47\cdot28,6\cdot23 = 0,409$ коэффициент $\theta = 3,63$. Для формулы (4.6) коэффициент $C_{mx} = 1+\theta(C_x-1) = 1+3,63\cdot(1,067-1) = 1,243$. По формуле (4.6) для точки α двутавра

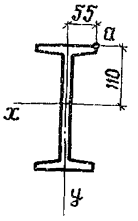


Рис. 7.2

$$\frac{M_x}{C_{mx} J_x} y + \frac{M_y}{C_y J_y} x = \frac{3900\cdot11}{1,243\cdot2550} + \frac{390\cdot5,5}{1,476\cdot157} = 22,8 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

б) Расчет по СНиП II-23-81.

Принимаем двутавр № 22а, по табл. 66 при отношении площадей элементов сечения $A_f/A_w = bt/(h-2t)d = 12,0\cdot0,89/(22-2\cdot0,89)\cdot0,54 = 0,978$ коэффициенты $C_x = 1,072$; $C_y = 1,47$. По формуле (40)

$$\frac{M_x}{C_x W_{xn,min}} + \frac{M_y}{C_y W_{yn,min}} = \frac{3900}{1,072\cdot254} + \frac{390}{1,47\cdot34,3} = 22,06 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

в) Экономия металла при расчете по "Рекомендациям" по площади сечения 7,2%.

7.2. Одноосный изгиб сварных балок

Расчетные усилия: изгибающий момент $M = 468,3$ кН·м, нагрузка статическая, конструкция относится к 3 группе. Материал сталь ВСт3пс6-1, расчетное сопротивление для листа толщиной 4–20 мм $R_y = 230$ МПа. Сечения принимаются из сортамента сварных двутавров по МРТУ 7-14-66.

а) Расчет по "Рекомендациям".

Принимаем двутавр ДЗп (рис. 7.3). Проверяем устойчивость пояса при

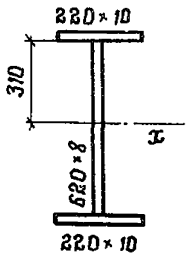


Рис.7.3

$\varepsilon_{ip} \cdot \varepsilon_{lim} = 0{,}2\%$. По п. 5.I полная деформация $\varepsilon_{max} = 23/20600 + 0{,}002 = 0{,}00312$; $\varepsilon_{max} E/R_y = 0{,}00312 \cdot 20600/23 = 2{,}79$. По формуле (5.I) с использованием табл. 5.I $b_{ef}/t = 0{,}5(22-0{,}8)/1{,}0 = 10{,}6 < 0{,}3684 \sqrt{20600/23} = 11{,}03$. Устойчивость пояса обеспечена. Проверяем устойчивость стенки. Так как $\sigma_{loc} = 0$, то устойчивость стенки проверяем по п. 7.5 СНиП П-23-8I:

$$M \leq R_y \gamma_c h_{ef}^2 t \left(A_1/A_2 + \alpha\right);$$

$$46830 < 23 \cdot 1 \cdot 62^2 \cdot 0{,}8(0{,}444+0{,}239) = 48308,$$

где $\alpha = 0{,}24-8{,}5 \cdot 10^{-3}(2{,}59-2{,}2)^2 = 0{,}239$;

$$\bar{\lambda}_w = \frac{62}{0{,}8} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 2{,}59.$$

Устойчивость стенки обеспечена.

Проверяем прочность сечения. Отношения площадей элементов сечения по табл.4.I: $A_3/A_1 = 1{,}0$; $A_2/A_1 = 49{,}6/22 = 2{,}25$.

По табл. 4.3 $C = 1{,}108$. По формуле (4.2)

$$\frac{M}{CW} = \frac{46830}{1{,}108 \cdot 1860} = 22{,}72 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

б) Расчет по СНиП П-23-8I.

Рассмотрим возможность учета пластических деформаций в принятом двутавре ДЗп. По табл. 30 с учетом пластических деформаций $h_{ef}/t_w = 62/0{,}8 = 77{,}5 < 2{,}7 \sqrt{E/R_y} = 2{,}7 \sqrt{20600/23} = 80{,}8$, поэтому наибольшее отношение $b_{ef}/t = 0{,}3 \sqrt{E/R_y} = 0{,}3 \sqrt{20600/23} = 8{,}98 < 10{,}6$. Учет пластических деформаций согласно п. 5.I8 не разрешается. Расчет необходимо выполнять в

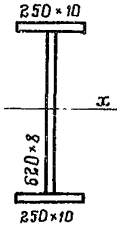


Рис. 7.4

пределах упругой работы материала. Принимаем ближайший больший профиль Д4п (рис. 7.4). По формуле (28)

$$\frac{M}{W_{n,min}} = \frac{46830}{2045} = 22,9 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

в) Экономия материала при расчете по "Рекомендациям" по площади сечения 6,4%.

7.3. Сжато-изогнутые сварные колонны.

7.3.I. Расчетные усилия: изгибающий момент M = I625,3 кН·м, продольная сила N = II50 кН. Материал сталь ВСт3сп5-I, расчетное сопротивление при толщине листа 2I-30 мм R_y = 230 МПа. Нагрузка статическая. Сечение - сварной симметричный двутавр.

а) Расчет по "Рекомендациям".

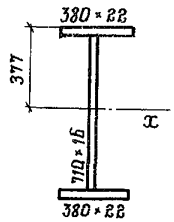


Рис. 7.5

Принимаем сечение, показанное на рис. 7.5. В связи с обеспеченностью устойчивости стенки и поясов согласно СНиП II-23-8I при учете развития пластических деформаций относим конструкцию к 4 группе и проверяем прочность при $\varepsilon_{ip,\,lim} = 0,4\%$. При отношении площадей элементов сечения согласно табл. 4.I A_2/A_1 = II3,6/83,6 = = I,359 и A_3/A_1 = I,0 по табл.4.4 коэффициент C_x = I,084. При N/AR_y = = II50/(280,8·23) = 0,I78 по табл. 4.9 коэффициент ρ_x = 2,28.

По п. 4.5 $C_{Nx} = 1+\rho_x(C_x-1)$ = I+2,28(I,084-I) = I,I9I. По формуле (4.7)

$$\frac{N}{A} + \frac{M_x}{C_{Nx}\,J_x}\,y = \frac{II50}{280,8} + \frac{I62530\cdot 37,7}{I,I9I\cdot 276900} = 22,67 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапряжение I,4%.

б) Расчет по СНиП II-23-8I.

Принимаем предыдущее сечение (рис. 7.5). При A_f/A_w = = 83,6/II3,6 = 0,736 по табл. 66 коэффициенты C_x = I,096; n = = I,5. По формуле (49)

$$\left(\frac{N}{A_n R_y}\right)^{1,5} + \frac{M_x}{C_x W_{xn,min} R_y} = \left(\frac{1150}{280,8 \cdot 23}\right)^{1,5} + \frac{162530}{1,096 \cdot 7344 \cdot 23} = 0,95 < 1,0.$$

Недонапряжение 5%.

в) Расчет по "Рекомендациям" и СНиП П-23-81 показал практически одинаковые результаты.

7.3.2. При тех же исходных данных, что и в п. 7.3.1, рассчитаем асимметричное двутавровое сечение с развитым сжатым поясом, напряжения в котором от M_x и N имеют один знак.

а) Расчет по "Рекомендациям".

Принимаем сечение, показанное на рис. 7.6. При отношении площадей элементов сечения A_2/A_1 = 113,6/100 = 1,136 и A_3/A_1 = 48,4/100 = 0,484 по табл. 4.4 коэффициент C_x = 1,308. При $N/(2A_1+A_3)R_y$ = 1150/(2·100+48,4)·23 = 0,201 по табл. 4.8 β_x = 0,54. По п. 4.7 C_{Nx} = = 1+ β_x (C_x —1) = 1+0,54(1,308-1) = 1,167. По формуле (4.8) условные напряжения в точках α и β большего и меньшего поясов

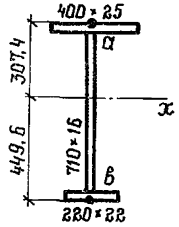


Рис. 7.6

$$\sigma_{u\beta} = -\frac{N}{A} + \frac{M_x}{C_{Nx} J_x} y = -\frac{1150}{262} + \frac{162530 \cdot 44,96}{1,167 \cdot 233750} = 22,34 < 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{u\alpha} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{C_{Nx} J_x} y = \frac{1150}{262} + \frac{162530 \cdot 30,74}{1,167 \cdot 233750} = 22,7 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

б) Расчет по СНиП П-23-81.

Принимаем сечение, показанное на рис. 7.7. При отношении площадей элементов сечения A_f/A_w = 107,5/113,6 = 0,946 по табл. 66 коэффициенты C_x = 1,293; n = 2. По формуле (49)

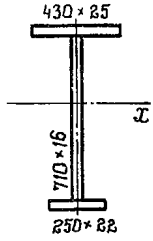


Рис. 7.7

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y}\right)^2 + \frac{M_x}{C_x W_{xn,min} R_y} =$$

$$\left(\frac{1150}{276,1 \cdot 23}\right)^2 + \frac{162530}{1,293 \cdot 5648 \cdot 23} = 1,0.$$

в) По сравнению с симметричными сечениями принятие асимметричных сечений дает экономию стали по площади сечения при расчете по "Рекомендациям" на 7,2% и при расчете по СНиП П-23-81 на 1,7%. Для асимметричных сечений расчет по "Рекомендациям" по сравнению со СНиП П-23-81 дает экономию 5,1%.

7.4. Балки разгрузочных эстакад

7.4.1. Расчетные усилия: вертикальный изгибающий момент M_x= 1688 кН·м, местный изгибающий момент $M_{y,\ell_{oc}}$ = 8,9 кН·м, поперечная сила Q = 230 кН, продольное усилие N_δ = 77,3 кН, максимальное давление на колесо F = 380 кН. Схема балки однопролетная шарнирно-опертая со сварным асимметричным основным сечением и тормозной фермой. Нагрузка подвижная, рельс железнодорожный типа Р50. Материал сталь ВСт3Гпс5-1, расчетные сопротивления для толщин листового проката: 11-20 мм R_y = 230 МПа, 4-10 мм R_y = = 240 МПа.

а) Расчет по "Рекомендациям".

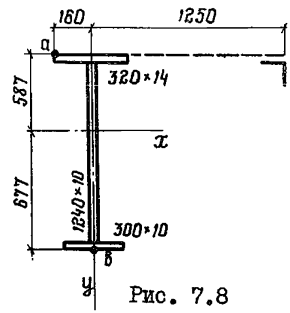


Рис. 7.8

Принимаем сечение, показанное на рис. 7.8. Касательные напряжения $\tau_{xy}=QS/Jt$ = 230·4240/447807=2,18 < $0,5R_s$ = 6,96 кН/см^2 согласно п. 4.10 в расчете не учитываются. Местное напряжение по формуле 145 СНиП П-23-81 $\sigma_{\ell_{oc},y}$ = $= \gamma_f F/(t\,\ell_{ef})$ = 1·380/(1·41,1) = = 9,25 кН/см^2; $\ell_{ef} = c\sqrt[3]{J_{1f}/t}$ = 3,25· · $\sqrt[3]{2025/1}$ = 41,1 см; $J_{1f} = J_p + J$ = = 2018+7,3 = 2025,3 см^4. По формуле (4.12) $K_{\ell_{oc}}$ = 1 $\pm$0,2(α -0,8)· $\sigma_{\ell_{oc},y}/R_y$ = = 1+0,2(58,7/67,7-0,8)·0,25/24=1,005 > 1; коэффициент $K_{\ell_{oc}}$ в расчете не учитывается. В связи с подвижным характером нагрузки конструкцию относим к 2 группе и проверяем прочность при $\varepsilon_{i,p,\ell_{im}}$ = 0,1%. Находим условные напряжения в точках a и b сечения по формулам (4.10) и (4.11).

$$\sigma_{ип}=\frac{N_в}{A_{tf}}+\frac{M_x}{C_x J_x}y+\frac{M_y \ell_{ос}}{C_y J_{yf}}x=\frac{77,3}{44,8}+\frac{166800\cdot 58,7}{1,19\cdot 447807}+$$

$$+\frac{890\cdot 16,0}{1,356\cdot 3823}=22,85<23\ кН/см^2;$$

$$\sigma_{ив}=\frac{M_x}{C_x W_{x,min}}=\frac{166800}{1,19\cdot 6615}=21,19<24\ кН/см^2.$$

Коэффициенты C_x и C_y определены по табл. 4.2 и 4.5 при соотношении площадей элементов сечения $A_3/A_1=30/44,8=0,67$; $A_2/A_1=124/44,8=2,768$.

Проверка устойчивости стенки.

Так как условия (28), (29), (32) СНиП II-23-81 выполнены, проверим условие (33), считая, что продольная сила воспринимается сжатым поясом.

$$\sigma=\frac{M_x}{J_x}y_c=\frac{166800\cdot 58,7}{447807}=21,86\ кН/см^2,$$

$$\sqrt{\sigma^2-\sigma\cdot\sigma_{\ell ос}+\sigma_{\ell ос}^2+3\tau^2}=\sqrt{21,86^2-9,25\cdot 21,86+9,25^2+3\cdot 1,85^2}=$$

$$=19,27<1,15R_y.$$

Следовательно, устойчивость стенки проверяем по п. 7.6 с учетом п. 7.9 СНиП II-23-81.

$$h_{ef}=2\cdot 58,7=117,4\ см;$$

$$\bar{\lambda}_w=\frac{117,4}{1}\sqrt{\frac{240}{206000}}=4,01.$$

Вычисляем при $a/h_{ef}=1$

$$\sigma_{cr}=\frac{C_2 R_y}{\lambda_a^2}=\frac{39,2\ 24}{16,08}=58,5\ кН/см^2,$$

где $C_2=39,2$ по табл.25, так как $\sigma_{\ell ос}/\sigma=0,423$;

$$\sigma_{\ell ос,cr}=\frac{C_1 R_y}{\lambda_a^2}=\frac{18\cdot 24}{16,08}=26,86\ кН/см^2;$$

$$\delta=\beta\frac{b_{ef}}{h_{ef}}\left(\frac{t_f}{t}\right)^2=2\frac{32}{124}\cdot\left(\frac{1,4}{1}\right)^2=1,01;\quad C_1=18,0;$$

$$\tau_{cr}=10,3\left(1+\frac{0,76}{1^2}\right)\frac{R_s}{\lambda_w^2}=10,3(1+0,76)\frac{13,92}{16,08}=15,77\ кН/см^2.$$

Проверяем условие 79

$$\sqrt{\left(\frac{21,86}{58,05}+\frac{9,25}{26,86}\right)^2+\left(\frac{1,85}{15,77}\right)^2}=0,727<\gamma_c=1,$$

т.е. устойчивость стенки обеспечена.

Проверяем устойчивость сжатого пояса на действие максимальной деформации, допустимой для 2 группы

$$\varepsilon_{max}=\frac{R_y}{E}+\varepsilon_{ip.lim}=\frac{23}{20600}+0,001=0,0021;$$

$$\varepsilon_{max}\,E/R_y=1,88;\ \text{по табл. 5.1}\ \ \psi=0,41.$$

Вычисляем значение

$$\frac{b_{ef}}{t}=\psi\sqrt{E/R_y}=0,41\sqrt{\frac{20600}{23}}=12,27;$$

$$\frac{b_{ef}}{t}=K_h\frac{h_{ef}}{t_w}=0,11\frac{117,4}{1}=12,9.$$

Действительное значение

$$\frac{b_{ef}}{t_f}=\frac{32-1}{2\cdot 1.4}=11.07<12.9,$$

т.е. пояс устойчив.

б) Расчет по СНиП П-23-81.

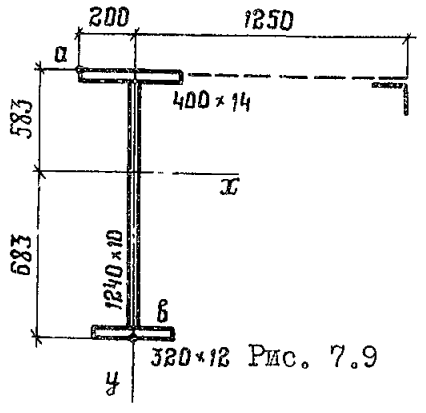


Рис. 7.9

В связи с подвижной нагрузкой расчет ведем без учета развития пластических деформаций. Принимаем сечение, показанное на рис. 7.9. Расчет выполняем по формуле (50), принимая, что продольная сила $N_б$ и местный изгибающий момент $M_{y.loc}$ воспринимаются только верхним поясом основной балки. Напряжения в точках $а$ и $б$ равны

$$\sigma_а=\frac{N_б}{A_{tf}}+\frac{M_x}{J_x}y+\frac{M_{y.loc}}{J_{yf}}x=$$

$$=\frac{77,3}{56,0}+\frac{166800}{8986}+\frac{890}{373}=22,38<23\ кН/см^2;$$

$$\sigma_b = \frac{166800}{7671} = 22{,}0 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

в) Экономия стали при расчете по "Рекомендациям" по площади сечения основной балки 9,8%.

7.4.2. Определим перераспределение изгибающих моментов в крайнем пролете неразрезной балки с пролетами ℓ = 12 м. Невыгоднейшее положение нагрузки из сосредоточенных подвижных грузов с вертикальной составляющей F = 78 кН показано на рис. 7.10. Расстояние максимального момента M_{max} = 44960 кН·см от левой опоры по формуле (2.7)

$$a = \ell\left(\sqrt{2 - \psi + \Sigma\varphi_i/k} - 1\right) = 1200\ \left(\sqrt{2{-}56/1200{+}(350/1200)/4} - 1\right) =$$

= 508,2 см.

По формуле (2.5)

$$M_{ef} = \frac{M_x}{1 + a/\ell} = \frac{56587}{1{+}508{,}2/1200} = 39750 \text{ кН·см}.$$

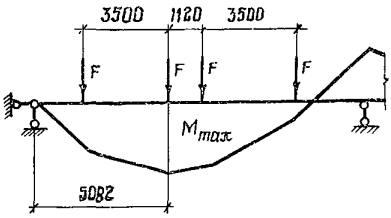


Рис. 7.10

По формуле (2.4) коэффициент Π = 400·0,001 = 0,4; по формуле (2.2) α = 1 - Π (1 - M_{ef} / M_{max}) = 1-0,4(1-39750/44960) = 0,954. Расчетное значение изгибающего момента по формуле (2.1) M = $= \alpha M_{max}$ = 0,954 · 44960 = = 42890 кН·см. Уменьшение расчетного изгибающего момента за счет перераспределения по сравнению с моментом, полученным в пределах упругой работы материала, составляет 4,6%.

7.5. Подкрановые балки

Расчетные усилия: изгибающие моменты - вертикальный M_x = = 1720 кН·м, горизонтальный M_y = 58 кН·м, поперечная сила Q = = 203,2 кН. Расчетное давление колеса крана F = 306,7 кН. Режим работы средний. Тип кранового рельса КР70. Материал сталь ВСт3Гпс5-1, расчетные сопротивления для толщин листового проката 11-20 мм - 230 МПа, 4-10 мм - 240 МПа. При наличии проходов вдоль

крановых путей принимаем сечение с тормозной балкой. Коэффициент условий работы при учете пластических деформаций $\gamma_c = 0{,}9$.

7.5.I. Симметричное сечение основной балки (рис.7.II).

а) Расчет по "Рекомендациям".

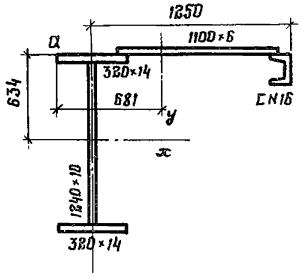


Рис. 7.II

По формулам п.I3.34 СНиП II-23-8I

$$\sigma_{loc,y} = \gamma_f F/(t\ell_{ef}) =$$

$$= 1{,}0\cdot 306{,}7/(1{,}0\cdot 33{,}44) = 9{,}17 \text{ кН/см}^2.$$

По формуле (4.I2)

$$K_{loc} = 1 \pm 0{,}2(\alpha - 0{,}8)\sigma_{loc,y}/R_y =$$

$$= 1+0{,}2(1-0{,}8)\cdot 9{,}17/24 = 1{,}015 > 1;$$

в расчете коэффициент K_{loc} не учитывается. Касательное напряжение

$$\tau_{xy} = QS/(Jt) = 203{,}2\cdot 4731/(511130\cdot 1{,}0) =$$

$$= 1{,}88 < 0{,}5\, R_s = 6{,}96 \text{ кН/см}^2$$

в расчете не учитывается.

Соотношения площадей элементов сечения основной балки по табл. 4.I: $A_3/A_1 = 1{,}0$; $A_2/A_1 = 124/44{,}8 = 2{,}77$; для тормозной балки, состоящей из верхнего пояса основной балки - A_1, тормозного листа - A_2 и швеллера A_3 $A_2/A_1 = 66/44{,}8 = 1{,}473$; $A_3/A_1 = 18{,}1/44{,}8 = 0{,}404$. По табл. 4.2 коэффициенты $C_x = 1{,}113$; $C_y = 1{,}211$. По формуле (4.9) условное напряжение в точке a

$$\sigma_{ua} = \frac{M_x}{C_x J_x} y + \frac{M_y}{C_y J_y} x = \frac{172000\cdot 63{,}4}{1{,}113\cdot 511130} + \frac{5800\cdot 68{,}1}{1{,}211\cdot 300910} =$$

$$= 20{,}25 < R_y \gamma_c = 23\cdot 0{,}9 = 20{,}7 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости стенки.

Проверяем условия (28) и (33) для границы сжатой зоны стенки

$$\sigma = \frac{M_x}{J_x} y_{max} = \frac{174000\cdot 62}{511130} = 21{,}11 < \gamma_c R_y = 0{,}9\cdot 24 = 21{,}6 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = Q/ht = 203{,}2/124\cdot 1 = 1{,}64 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sqrt{\sigma^2 - \sigma\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau^2} = \sqrt{21{,}11^2 - 21{,}11 \cdot 9{,}17 + 9{,}17^2 + 3 \cdot 1{,}64^2} = 18{,}55 <$$

$$< 1{,}15 R_y \gamma_c = 27{,}6 \ кН/см^2 .$$

Проверяем устойчивость стенки по п. 7.6

$$\bar{\lambda}_w = \frac{1{,}24}{1}\sqrt{240/206000} = 4{,}23 .$$

Вычисляем τ_{cr} ; σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ при $a/h_{ef} = \frac{150}{124} = 1{,}21$;

$$\tau_{cr} = 10{,}3\left(1 + \frac{0{,}76}{1{,}21^2}\right) \cdot \frac{13{,}92}{4{,}23^2} = 12{,}17 \ кН/см^2 ;$$

$\sigma_{loc}/\sigma = \frac{9{,}17}{21{,}11} = 0{,}434$ - больше значений, указанны в табл. 24. Тогда по табл.25 получаем

$$C_2 = 45{,}2 ; \quad \sigma_{cr} = \frac{C_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{45{,}2 \cdot 24}{4{,}23^2} = 60{,}62 \ кН/см^2 ;$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2} = \frac{22{,}1 \cdot 24}{5{,}12^2} = 20{,}23 \ кН/см^2 ;$$

$$\bar{\lambda}_a = \frac{150}{1}\sqrt{240/206000} = 5{,}12 ;$$

$$\delta = \beta \frac{b_{ef}}{h_{ef}}\left(\frac{t_f}{t}\right)^2 = 2 \frac{32}{124}\left(\frac{1{,}4}{1}\right)^2 = 1{,}01 \ ; \quad C_1 = 22{,}1 .$$

Подставляя в формулу (79) получаем

$$\sqrt{\left(\frac{21{,}1}{60{,}62} + \frac{9{,}17}{20{,}23}\right)^2 + \left(\frac{1{,}64}{12{,}17}\right)^2} = 0{,}812 < \gamma_c = 0{,}9 .$$

Проверка устойчивости сжатого пояса выполнена в примере 7.4.1, так как конструкции относятся к одной группе и имеют одинаковые размеры стенки и сжатого пояса.

б) Расчет по СНиП II-23-81.

По формуле (38) напряжение в точке a сечения (рис.7.11)

$$\sigma_a = \frac{M_x}{J_{xn}} y \pm \frac{M_y}{J_{yn}} x = \frac{172000 \cdot 63{,}4}{511130} + \frac{5800 \cdot 68{,}1}{300910} = 22{,}65 < 23 \ кН/см^2 .$$

в) Расчет подкрановой балки с симметричным основным сечением по СНиП II-23-81 в пределах упругой работы материала и по "Рекомен-

дациям" с учетом развития пластических деформаций при коэффициенте условий работы $\gamma_c = 0,9$ дает практически одинаковые результаты.

7.5.2. Асимметричное сечение основной балки.

а) Расчет по "Рекомендациям".

Принимаем сечение, показанное на рис. 7.I2. Коэффициенты K_{loc} и C_τ в расчете не учитываются по причинам, указанным в предыдущем примере.

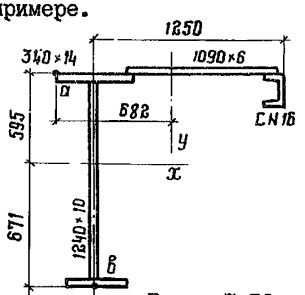


Рис. 7.I2

Соотношения площадей элементов сечения по табл. 4.I для основной балки A_2/A_1 = I24/47,6=2,6I; A_3/A_1 = = 34,8/47,6 = 0,73I, для тормозной балки A_2/A_1 = 65,4/47,6 = I,374; A_3/A_1 = I8,I/47,6 = 0,380. По табл. 4.2 коэффициенты C_x = I,I77, C_y = I,208. По формуле (4.9) условное напряжение в точке a сечения

$$\sigma_{ua} = \frac{M_x}{C_x J_x} y + \frac{M_y}{C_y J_{yf}} x = \frac{I72000 \cdot 59,5}{I,I77 \cdot 477954} + \frac{5800 \cdot 68,2}{I,208 \cdot 308268} =$$

$$= I9,I < R_y \gamma_c = 23 \cdot 0,9 = 20,7 \text{ кН/см}^2.$$

По формуле (4.II) условное напряжение в точке $б$

$$\sigma_{uб} = \frac{M_x}{C_x W_{x,min}} = \frac{I72000}{I,I77 \cdot 7I23} = 20,52 < 20,7 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем условия (28) и (33) для границы сжатой зоны стенки при действии силовых факторов, указанных в примере 7.5.I.

$$\sigma = \frac{M_x}{J_x} y = \frac{I72000 \cdot 58,4}{477954} = 2I,02 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,9 = 2I,6 \text{ кН/см}^2.$$

При шаге ребер I,5 м проверка устойчивости стенки аналогична расчету, приведенному в примере 7.5.I. Учитывая, что в данном случае h_{ef} = 2·58,4 = II6,8 < I24 устойчивость стенки будет также обеспечена.

Устойчивость пояса проверяется так же, как в примере 7.4.I, и тоже будет обеспечена.

б) Расчет по СНиП II-23-81.

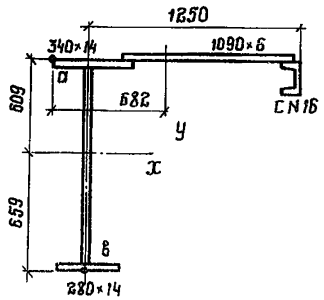


Рис. 7.13

Принимаем сечение балки, показанное на рис. 7.13. Напряжения в точках $а$ и $б$ сечения находим по формулам (38) и (28)

$$\sigma_а = \frac{M_x}{J_{xn}} y \pm \frac{M_y}{J_{yn}} x =$$

$$= \frac{172000 \cdot 60,9}{498805} + \frac{5800 \cdot 68,2}{308268} =$$

$$= 22,28 < 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_б = \frac{M_x}{W_{n,min}} = \frac{172000}{7569} =$$

$$= 22,72 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

в) Расчет асимметричной подкрановой балки по "Рекомендациям" с учетом развития пластических деформаций при $\gamma_c = 0,9$ дает по сравнению с расчетом по СНиП II-23-81 экономию стали по площади сечения основной балки 2,1%.

7.6. Одноосный изгиб сварного двутавра при пластических деформациях, меньших предельных

Расчетный изгибающий момент $M = 685,3$ кН·м. Материал сталь 10ХСНД, расчетное сопротивление для листов толщиной 4-32 мм - $R_y = 355$ МПа. Нагрузка статическая.

а) Расчет по "Рекомендациям".

Принимаем сечение, показанное на рис. 7.3. Для 3 группы конструкций по п. 5.1 полная деформация

$$\varepsilon_{max} = R_y/E + \varepsilon_{ip,lim} = 35,5/20600 + 0,002 = 0,00372;$$

$$\varepsilon_{max} \cdot E/R_y = 0,00372 \cdot 20600/35,5 = 2,16.$$

По табл. 5.1 коэффициент $\psi = 0,3936$. По формуле (5.1) $b_{ef}/t = 10,6 > 0,3936\sqrt{20600/35,5} = 9,48$, т.е. отношение свеса верхнего пояса к его толщине превышает наибольшее отношение при обеспечении устойчивости. Учет $\varepsilon_{ip,lim} = 0,2\%$ невозможен. Определим величину пластической деформации ε_{ip}, которую можно учесть, исходя из обеспечения устойчивости пояса. Из формулы (5.1)

$$\psi = (b_{ef}/t)\sqrt{E/R_y} = 10,6/\sqrt{20600/35,5} = 0,44.$$

В соответствии с табл. 5.I при ψ = 0,44 величина $\varepsilon_{max} \cdot E/R_y$ = = I,5, откуда ε_{max} = I,5·35,5/20600 = 0,00258. $\varepsilon_{ip} = \varepsilon_{max} - R_y/E$ = = 0,00258-35,5/20600 = 0,000857 = 0,0857%.

По формуле (4.7)

$$C = I+(I,08-I)\sqrt{0,000875/0,00I} = I,074.$$

Здесь коэффициент C' = I,08 определен по табл. 4.2 при отношении площадей элементов сечения A_3/A_1 = I,0; A_2/A_1 = 2,25.

По формуле (4.2)

$$\frac{M}{CW} = \frac{68530}{I,074 \cdot I860} = 34,3 < 35,5 \text{ кН/см}^2.$$

б) Расчет по СНиП П-23-8I.

Принимаем сечение, показанное на рис. 7.4. Согласно табл.30 учет развития пластических деформаций в нем не разрешается.

Расчет ведем по формуле (28)

$$\frac{M}{W_{n,min}} = \frac{68530}{2045} = 33,8 < 35,5 \text{ кН/см}^2.$$

в) Экономия стали по площади сечения 6,4%.

8. ГЛАВНЫЕ ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ

Использование Рекомендаций в дополнение к СНиП П-23-8I расширяет область учета развития пластических деформаций, обеспечивает экономию стали и уточняет результаты для ряда случаев расчета за пределом упругости.

Расширение области учета пластических деформаций происходит, во-первых, за счет конструкций 2 группы, которые по СНиП П-23-8I рассчитываются в пределах упругости из-за подвижного или вибрационного характера нагрузки, и, во-вторых, за счет конструкций 3 группы, когда при статической нагрузке конструкции не могут быть отнесены к 4 группе из-за необеспеченности устойчивости полок или стенок, больших поперечных сил, наличия местных напряжений и т.п.

Уточненные результаты расчета получаются для конструкций 4 группы при учете пластических деформаций по Рекомендациям за счет более точной аппроксимации кривых взаимодействия при сложном сопротивлении.

Следует отметить эффективность расчета по Рекомендациям при проектировании строительных металлоконструкций в следующих основных случаях (экономия стали указана по сравнению с расчетом по СНиП П-23-81, в том числе с учетом пластических деформаций).

I. При одноосном изгибе сварных сечений, которые относятся к 3 группе конструкций из-за необеспеченности за пределом упругости по СНиП П-23-81 устойчивости полок при малых гибкостях стенок или устойчивости стенок при их больших гибкостях. Как показывают примеры расчета сварных двутавров сортамента Днепропетровского завода экономия стали при этом составляет около 6%.

2. При двухосном изгибе прокатных профилей, относящихся к 4 группе конструкций, когда пластические деформации учитываются по обеим методикам, экономия стали получается за счет уточнения аппроксимации кривых взаимодействия и достигает 7%. При двухосном изгибе сварных двутавров, относящихся к 3 группе конструкций, эффекты учета пластических деформаций и уточнения аппроксимации кривых взаимодействия суммируются и экономия стали может превышать I0%.

3. При изгибе с продольной силой симметричных двутавров, относящихся к 4 группе конструкций, результаты расчета по Рекомендациям и СНиП П-23-81 практически одинаковы. При этом виде воздействий следует переходить на асимметричные сечения, что при использовании Рекомендаций приводит к экономии стали около 5% за счет уточнения аппроксимации кривых взаимодействия.

4. В конструкциях, относящихся по виду нагрузки ко 2 группе, экономия стали за счет учета пластических деформаций достигает 9%. При этом учет перераспределения моментов может снижать расчетные усилия до 5%.

5. В подкрановых балках введение коэффициента условий работы 0,9 при симметричных сечениях основных балок дает формально практически одинаковые результаты при учете пластических деформаций по Рекомендациям и расчете в пределах упругости по СНиП П-23-81. При асимметричных сечениях основных подкрановых балок согласно Рекомендациям может быть получена экономия стали около 2%. Однако новые коэффициенты, применяемые для расчета подкрановых балок и дающие их значительное облегчение (см. п.I.7), взаимно недостаточно увязаны, и применение этой системы коэффициентов оправдано только благодаря резервам прочности, имеющимся в развитии пласти-

ческих деформаций. Таким образом, экономия стали, получаемая сейчас для подкрановых балок по сравнению с предыдущей расчетной практикой, происходит в действительности в большой степени за счет объективно существующего критерия ограниченных пластических деформаций, раскрытого в Рекомендациях.

6. В случаях, когда полные предельные пластические деформации не могут быть учтены, главным образом из-за необеспеченности устойчивости полок, учет пластических деформаций, меньших предельных, может привести к экономии стали до 6%.

ПРИЛОЖЕНИЕ

СПОСОБЫ ПРОВЕРКИ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕНОК БАЛОК

I. Проверку устойчивости стенок балок симметричного сечения, относящихся ко 2, 3 и 4 группам конструкций по п.I.4, не имеющих продольных и поперечных ребер жесткости (либо имеющих только поперечные ребра жесткости, размещенные на конструктивно-предельных расстояниях согласно п. 7.I0 СНиП II-23-8I) и удовлетворяющих ограничениям по п. 7.5 СНиП II-23-8I, допускается выполнять согласно п. 7.5 СНиП II-23-8I по формуле (78).

2. Проверку устойчивости стенок балок асимметричного сечения, удовлетворяющих перечисленным в п.I (и п. 7.5 СНиП II-23-8I)ограничениям и имеющих более развитый сжатый пояс, допускается выполнять по формуле

$$M \leqslant \sigma_1 A_1 h_1 + \sigma_3 A_3 (h_\omega - h_1) + 4 R_y h_1^2 t_\omega \alpha + \frac{R_y t_\omega h_\omega}{2} \left(h_\omega - 2 h_1\right) \sqrt{1 - \frac{3\tau^2}{R_y^2}} ,$$

где

A_1 и A_3 – площади сечения соответственно сжатого (развитого) и растянутого пояса;

h_ω и t_ω – высота и толщина стенки;

σ_1 и σ_3 – напряжения соответственно в сжатом и растянутом поясах, вычисленные в предположении упругой работы стали; если $\sigma_1 \geqslant R_{y1}$ или $\sigma_3 \geqslant R_{y3}$, то в формуле σ_1 или σ_3 заменяется соответственно на R_{y1} или R_{y3} ;

R_y ; R_{y1} ; R_{y3} – соответственно расчетные сопротивления стали стенки, сжатого и растянутого поясов;

h_1 – расстояние от сжатой кромки стенки до центра тяжести сечения;

α – параметр, вычисляемый по п. 7.5 СНиП II-23-8I;

τ – касательное напряжение по формуле (73) СНиП II-23-8I.

3. Если компоненты напряжений, вычисленных для сжатой зоны расчетного отсека стенки, удовлетворяют требованиям пп.5.I2-5.I4 СНиП II-23-8I, то проверка устойчивости стенки выполняется по фор-

мулам соответствующего раздела СНиП II-23-81 в предположении упругой работы материала.

4. Для стенок балок, не удовлетворяющих условиям пп. 1,2,3 настоящего приложения, допускается выполнять расчет на устойчивость по формулам (74), (79), (82), (87) СНиП II-23-81, в которых правая часть равна произведению $\gamma_c \xi$, причем ξ определяется по формуле

$$\xi = \frac{K_1^2 + 27\beta}{K_1^2 + 27} K_2 ,$$

где

$$\beta = 1{,}15 + 0{,}1\left(2{,}5 - a/h_{ef}\right);$$

$$K_1 = \sigma/\tau \quad (\text{при } \tau = 0 ,\ \xi = K_2);$$

$$K_2 = \frac{1}{1 + \varepsilon_{px} E/R_y} .$$

Здесь ε_{px} - продольная пластическая деформация у расчетной границы сжатой зоны стенки от момента, вычисляемого согласно п.7.2 СНиП II-23-81. Значение ε_{px} определяется по п. 4.12 настоящих рекомендаций (с выявлением степени использования сечения в отношении продольных пластических деформаций) без учета влияния касательных и местных напряжений.

О Г Л А В Л Е Н И Е

		Стр.
I.	Общие положения	3
2.	Особенности определения усилий	6
3.	Расчеты прочности сечений в форме непосредственной проверки интенсивности пластических деформаций	9
4.	Расчеты прочности сечений в форме проверки условных напряжений	II
5.	Обеспечение местной устойчивости	27
6.	Учет ослаблений сечений болтовыми отверстиями	29
7.	Примеры расчета	30
8.	Главные области применения	44
	Приложение: Способы проверки устойчивости стенок балок	47

Ответственный за выпуск Стрелецкий Н.Н.
Редактор Костюнина И.А.
Технический редактор Пыжова Л.А.

Л - 42765. Подп. в печать 08.05.85 г. Формат 60x84/I6
Объем 3,0 п.л. Тираж I000 экз.
Заказ 112 Цена 50 коп.

II7393, Москва, В-393, ул.Архитектора Власова, 49
ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова

Рот. ВНИПИэнергопром Зак.№ 399
1 ир. 15 Дата 7-03-86г.
Перепечатка

gost.e-ecolog.ru