

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Владимирский государственный университет
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых»

В. В. МИХАЙЛОВ
М. С. СЕРГЕЕВ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПРИМЕРЕ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

Учебное пособие



Владимир 2012

УДК 624.074.014

ББК 38.54

М69

Рецензенты:

Доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой
промышленного и гражданского строительства Электростальского
политехнического института (филиала) Национального
исследовательского технологического университета «МИСиС»
(ЭПИ МИСиС)
М. Д. Корчак

Доктор технических наук, зав. кафедрой строительных конструкций
Владимирского государственного университета имени
Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых
С. И. Рощина

Печатается по решению редакционно-издательского совета ВлГУ

Михайлов, В. В.

М69 Проектирование стальных конструкций на примере балочной клетки : учеб. пособие / В. В. Михайлов, М. С. Сергеев ; Владимир. гос. ун-т имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых. – Владимир : Изд-во ВлГУ, 2012. – 72 с.
ISBN 978-5-9984-0288-3

Содержит требования и методику проектирования всех элементов и связей балочной клетки, рабочих площадок и перекрытий зданий. Содержатся указания по выбору схемы балочной клетки, наиболее рационального проектирования по критерию металлоемкости, расчёту и конструированию.

Предназначено для бакалавров очной и заочной форм обучения направления 270800.

Рекомендовано для формирования профессиональных компетенций в соответствии с ФГОС 3-го поколения.

Ил. 32. Табл. 18. Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.074.014

ББК 38.54

ISBN 978-5-9984-0288-3

© ВлГУ, 2012

Введение

Учебное пособие расширяет тематику теоретического курса МК, так как в него включены сведения о стальных перфорированных, прокатных и бистальных балках.

Балочные клетки применяют при строительстве как общественных, так и промышленных зданий. Пособие поможет будущим специалистам познакомиться с расчётами, научит выполнять конструирование несущих элементов, узлов конструкций и отдельных элементов, а также дает представление о проектировании всех основных типов балок, узлов их сопряжений, а также колонн. Определенному типу балок посвящена отдельная глава, что помогает полностью раскрыть их особенности.

При выполнении вычислений необходимо правильно использовать единицы измерения и переводить их из одной системы в другую.

В соответствии с нормами расчетные сопротивления, модуль упругости даны в мегапаскалях (МПа) и в килограмм-силе на квадратный сантиметр (кгс/см²). В ходе вычислений мегапаскаля (МПа) следует переводить в килопаскаля (кПа) ($1 \text{ кПа} = 1 \text{ кН/м}^2$) умножением на 10^3 и наоборот.

Материал конструкций для проектирования балочной клетки:

- железобетон, лист стальной, марка стали С255, С275 – для настила;
- сталь марок С255, С275, С255 – для балок настила;
- марка по выбору – для главных балок;
- сталь марок С255, С275 – для колонн;
- бетон класса В12,5; В15 – для фундаментов.

При проектировании площадки, эксплуатируемой на открытом воздухе, следует учитывать требования, изложенные в прил.1. Если в задании нет дополнительных указаний, район строительства принят с $t > -30^\circ$, что по [1] соответствует району П₅. В соответствии с этим принят следующий материал элементов: для настила, прокатных балок и колонн – по группе 3; для составных балок – по группе 2. Коэффициенты условий работы во всех случаях равны $\gamma_c=1$, кроме проверки общей устойчивости балок, когда следует принимать $\gamma_c = 0,95$. Коэффициент надежности принят $\gamma_n = 1$.

1. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ

Система несущих балок образует рабочую площадку или основу перекрытия. Балочная клетка рабочей площадки опирается на колонны (рис. 1.1). В зданиях с несущими кирпичными стенами балки опираются на стены или столбы. Пространственная жесткость рабочей площадки обеспечивается вертикальными связями.

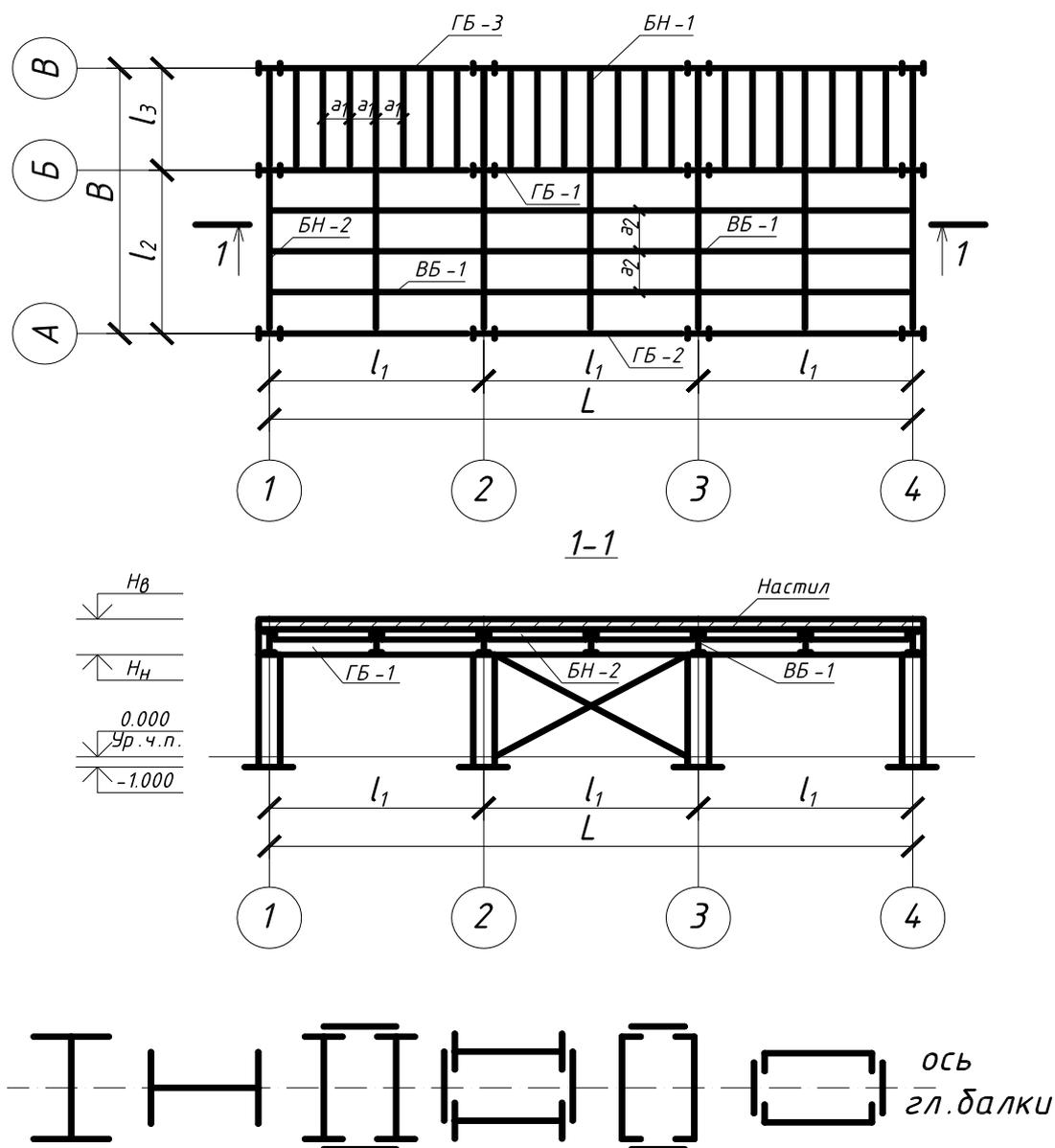


Рис. 1.1. К проектированию рабочей площадки

Типы балочных клеток: упрощенный (рис. 1.2, а, нормальный (рис. 1.2, б) и усложненный (рис. 1.2, в, г, д)) представлены на рис. 1.2.

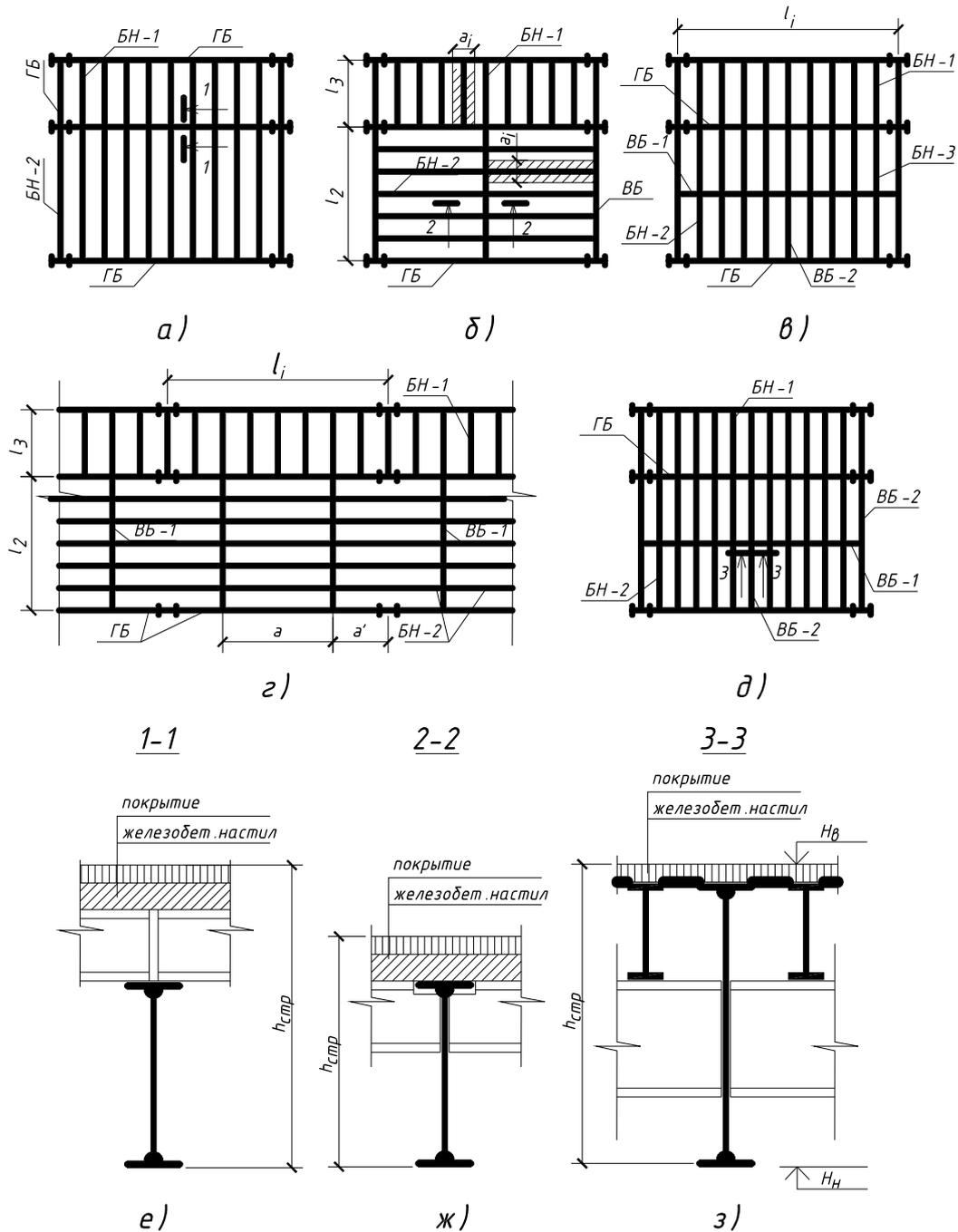


Рис. 1.2. Конструктивные решения балочных клеток и сопряжений балок

В простой балочной клетке нагрузка передается настилом на балки настила и через них на колонны или стены; в нормальной балочной клетке два вида балок: главные балки (ГБ) и балки настила, к которым крепится настил или опирается на них (железобетонные

плиты). Балки настила (БН) передают нагрузку на ГБ. В усложненной балочной клетке вводятся вспомогательные балки, на которые опираются балки настила. Такое решение принимают при больших нагрузках и стальном настиле из листа.

Расстояние между балками настила определяет тип настила. При стальном настиле оно составляет 0,6 – 1,6 м; при железобетонном монолитном – 2 – 3,5 м; при использовании типовых ребристых сборных плит – 6 м.

Главные балки располагают по большему пролету, шаг вспомогательных балок принимается 2 – 5 м и должен быть кратным пролету ГБ. Балки настила и вспомогательные балки выполняют из стального проката. Балки настила в балочных клетках нормального и усложненного типов проектируются одно- и двухпролетными.

Сопряжение балок проектируют в одном уровне (рис. 1.2, ж), этажным (рис. 1.2, е) и пониженным (рис. 1.2, з). В первом случае имеем наименьшую стропильную высоту, второе решение наиболее простое в исполнении.

Колонны могут быть сплошными, желательно из проката, или сквозными, выбор определяется высотой и величиной нагрузки (рис. 1.3).

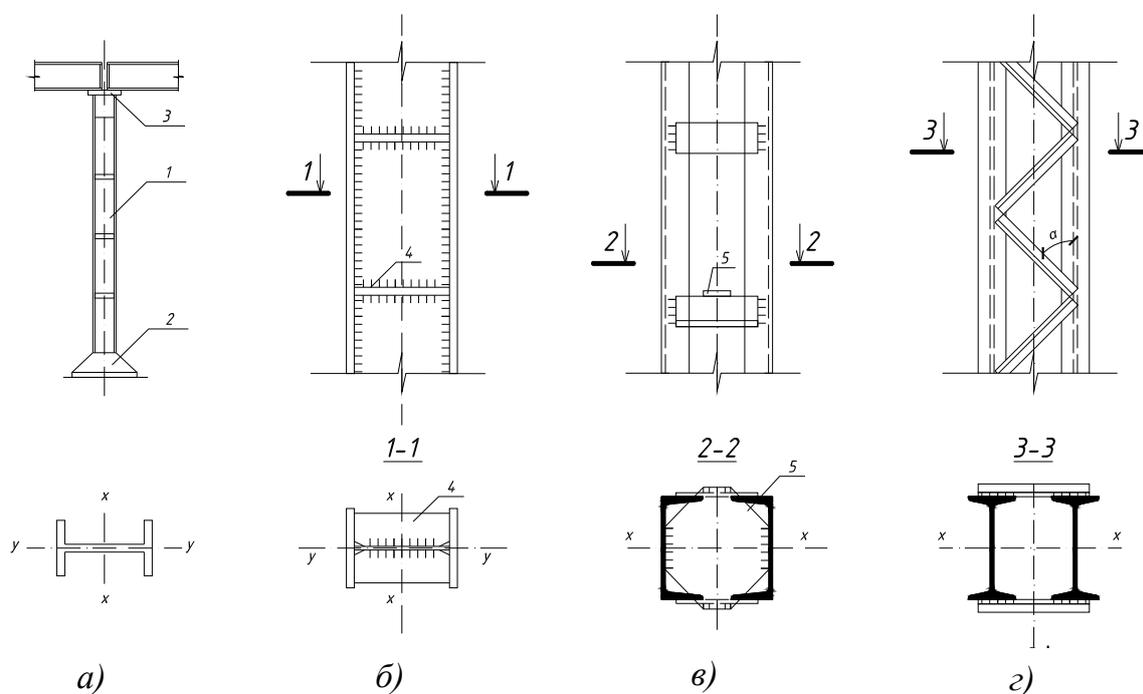


Рис. 1.3. Конструктивные решения колонн рабочих площадок: 1 – стержень; 2 – база; 3 – оголовок; 4 – поперечное ребро жесткости; 5 – диафрагма

2. БАЛКИ БАЛОЧНЫХ КЛЕТОК, РАБОЧИХ ПЛОЩАДОК И ПЕРЕКРЫТИЙ

Балки настила в балочных клетках нормального и сложного типов проектируют одно- и двухпролетными из прокатных двутавров. При этажном и пониженном сопряжении балок (см. рис. 1.2, *е, з*) балки настила целесообразно проектировать двухпролетными, учитывая при их расчете развитие пластических деформаций.

Вспомогательные балки (ВБ) проектируют однопролетными из прокатных двутавров или перфорированных балок, которые могут заменить сварные двутавры.

Главные балки проектируют однопролетными из сварных стальных и бистальных двутавров.

В рабочих площадках промзданий центрально-сжатые колонны (стойки) применяют двух типов (см. рис. 1.3): сплошностенчатые из сварных широкополочных или обычных двутавров (рис. 1.3, *а, в*); сквозные из прокатных швеллеров и двутавров (рис. 1.3, *в, з*), при этом ветви соединяются планками или решетками из уголков.

3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

3.1. Цель вариантного проектирования

Комплексная задача проектирования балочной клетки с минимальным расходом стали может быть решена путем вариантного проектирования и сравнением ТЭП.

Основные задачи вариантного проектирования (в конструктивной части дипломного проекта):

- оптимизация шага БН – пролета настила;
- варьирование конструктивными схемами балочной клетки, этот процесс более эффективен при переборе вариантов в компьютерной программе;
- варьирование типов второстепенных (вспомогательных) и главных балок.

3.2. Варианты компоновочных схем

Составляют 2 – 3 варианта конструктивных решений БК с учетом величины заданных нагрузок, условий эксплуатации и других конкретных требований, а также основных принципов рациональной компоновки:

– решение БК наиболее экономично при выполнении БК, ВБ из прокатных двутавров и минимальном числе составных балок (ГБ), так как последние дороже прокатных на 20 – 25 %;

– критерий применимости прокатных балок $M \leq W_x \cdot R_y$, где W_x - момент сопротивления наибольшего двутаврового профиля по сортаменту; M - расчетный изгибающий момент;

– для перфорированных и сталебетонных балок (при монолитной железобетонной плите) рациональные пролеты повышаются до 8 – 12 м;

– при пролетах между главными балками $a_r = l_n = 6 – 10$ м может быть применена нормальная схема БК;

– главные балки рекомендуют располагать в направлении большего шага колонн;

– балки настила следует размещать с постоянным шагом;

– опирание вспомогательных целесообразно сдвигать от середины пролета ГБ.

Рациональный шаг БН при монолитном железобетонном настиле или сборных железобетонных плитах составляет 1,5 – 2,5 м, при сборных – 6 м.

3.3. Варианты балочной клетки при стальном настиле

Рациональную компоновку БК при стальном настиле определяют оптимальная толщина листа настила t_n и шаг балок настила l_n .

Для определения рационального пролета l_n настила из условия обеспечения нормативной жесткости ($f_n \leq (1/150) l_n$) дан график на рис. 3.1 (ход расчета 1-а-2).

Проектный оптимальный шаг a балок настила БН равен $a \leq l_n + b$ при ширине пояса прокатного двутавра b .

Рекомендуется толщину листов в зависимости от величины нагрузок принимать следующей: 6 – 8 мм при нагрузке $q \leq 10 \text{ кН/м}^2$; 8 – 10 мм при $11 \leq q \leq 20 \text{ кН/м}^2$; 10 – 12 мм при $24 \leq q \leq 30 \text{ кН/м}^2$.

Для определения рационального пролета l_n настила, вычислив предварительную величину нормативной нагрузки q^n , по графику рис. 3.1 можно определить t_n и шаг БН.

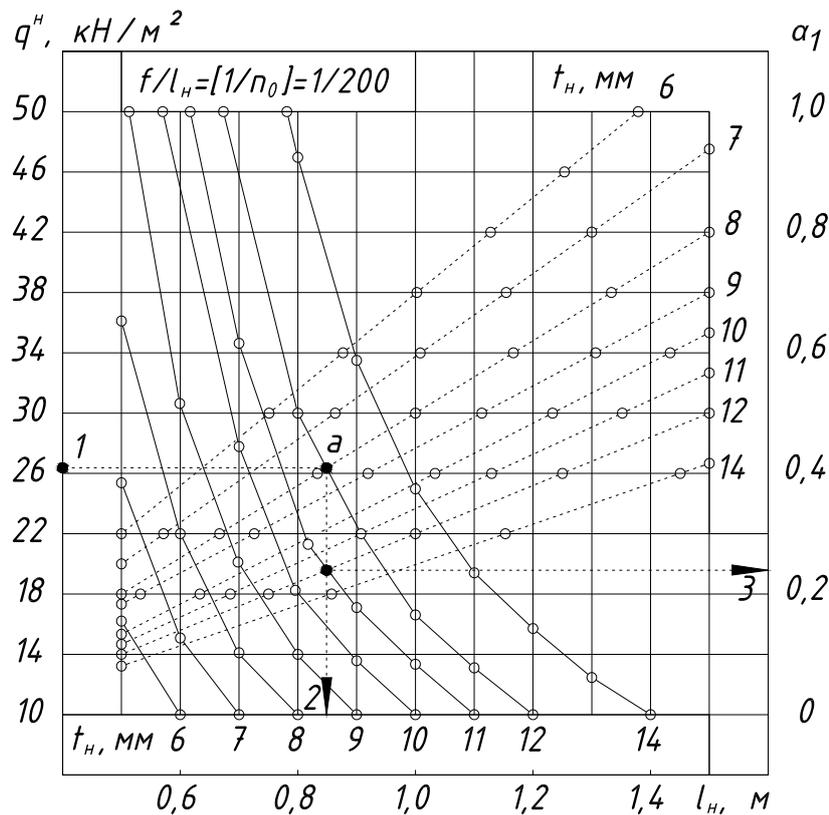


Рис. 3.1. К оптимизационному расчету стального настила

Для расчета настила выделяют полосу шириной 1 м. Опираение настила по БН принимается шарнирно-неподвижным, считая, что на опоре настила образуется пластический шарнир. Расчетная схема приведена на рис. 3.2.

Искомое отношение пролета настила к толщине t_n можно определить по формуле (7.2) [2]:

$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q} \right) = k,$$

где $n_0 = [f/l_n]$ – предельный относительный прогиб, равный 1/150 согласно [1], $E_1 = E/(1-\nu^2)$, где ν – коэффициент Пуассона, равный 0,3 для стали.

Принимаем значение t_n , $l_n = k \cdot t_n$ или по графику (см. рис. 3.1).
 Растягивающее усилие в полоске настила шириной 1 см:

$$H = \gamma_f \frac{\pi^2}{4} \left(\frac{1}{150}\right)^2 E_1 t_n.$$

Расчетная высота углового сварного шва крепления к полке БН

$$k_f = \frac{H}{R_{wf} \cdot \lambda_c \cdot l_w \cdot \beta_f}, \gamma_f = 0.7, \gamma_c = 1,$$

где R_{wf} – расчетное сопротивление по металлу шва.

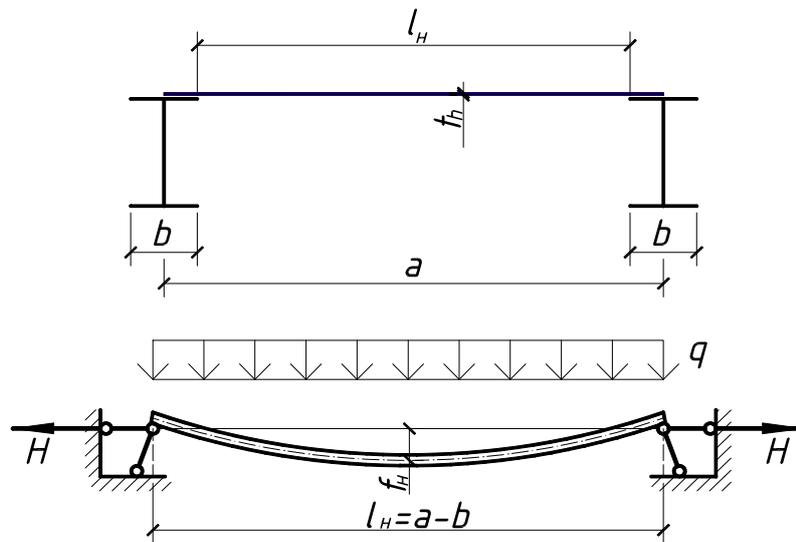


Рис. 3.2. Расчетная схема стального настила

Проверка несущей способности настила:

$$A = 1 \cdot t_n, W_n = t_n^2 / 6, I_x = 1 \cdot t_n^3 / 12,$$

$$H = \pi^2 \cdot E_1 \cdot I_x \cdot \alpha / l_n^2; M_0 = \bar{q} \cdot l_n^2 / 8,$$

где α определяется из уравнения

$$\alpha(1 + \alpha^2) = 3(f_0 / t)^2,$$

\bar{q} - расчетная нагрузка на полосу $b = 1$ см,

$$f_0 = 5 \cdot \bar{q} \cdot l_n^2 / 48 \cdot E \cdot I_k \text{ (балочный прогиб).}$$

Изгибающий момент в полоске листа

$$M = M_0 / (1 + \lambda).$$

Условие прочности:

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{H}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

или определяется марка стали из условия:

$$\sigma = R_y \cdot \gamma_c.$$

4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛОК ИЗ ПРОКАТНЫХ ДВУТАВРОВ

4.1. Нагрузки

Значение временных нагрузок принимается согласно заданию; толщина стального настила определена в п. 3.3, вес железобетонной плиты принимается по аналогам или рассчитывается.

Вес балок в рассматриваемом варианте их размещения предварительно можно принять по табл. 4.1.

Таблица 4.1

Собственный вес балок, q_n , кН/м

Элементы балочной клетки	Пролет балок l , м	Вес 1 поч./м балок, кН/м
Прокатные балки настила	5 – 8	0,2 – 0,7
Прокатные вспомогательные балки	5 – 8	0,6 – 1,08
Сварные вспомогательные балки	6 – 10	1,0 – 1,5
Сварные главные балки	8 – 20	2,0 – 4,0

Примечание. q_n – нормативное значение нагрузки.

4.2. Подбор профиля проката

Приняв конструктивную схему БК, определяют нормативные и расчетные значения усилий M и Q . Расчетные усилия вычисляют в сечениях, где каждое из них имеет максимальное значение (M_{\max} , Q_{\max}). При изгибе балки в одной плоскости и упругой работе стали подбирают:

– минимальный номер профиля по $I_{x,\min}$ из условия соблюдения нормируемой деформативности $[f]$ [1]:

$$I_{x,\min}^{mp} = M_{n,\max} \cdot l^2 / 9.6 \cdot E \cdot [f],$$

по сортаменту выписывают $W_{x,\min}$;

– номер профиля из условия прочности нормального сечения по требуемому моменту сопротивления по формуле

$$W_{mp} = M_{\max} / R_y \cdot \gamma_c,$$

где R_y – принятое расчетное сопротивление стали; γ_c – коэффициент условий работы.

По сортаменту прил. 2 выбирают профиль с ближайшим большим W , т.е. $W \geq W_{mp}$.

Нормы проектирования [1, 2] предусматривают для разрезных балок из стали с пределом текучести до 530 МПа, несущих статическую нагрузку, если касательные напряжения в сечении M_{\max} не превышают $\tau \leq 0,9R_s$, расчет с учетом пластических деформаций, что позволяет уменьшить требуемые размеры сечения (номер профиля).

Расчет выполняют по формуле

$$W_{mp} = M_{\max} / c_1 R_y \cdot \gamma_c,$$

где c_1 – предварительно принять равным 1.12, затем по проверке прочности уточнить по табл. 4.2.

Проверка на прочность после уточнения веса балки:

$$M_{\max} / W_{n,\min} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где $W_{n,\min}$ – момент сопротивления в сечении с M_{\max} .

В сечениях с $Q = Q_{\max}$ условие прочности по касательным напряжениям:

$$Q_{\max} \cdot S_x / I_x \cdot t_w \leq R_s \cdot \gamma_c.$$

Для балок, рассчитываемых с учетом пластических деформаций, а также в опорных сечениях

$$Q_{\max} / h_w \cdot t_w \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

где t_w , h_w – толщина и высота стенки профиля балки.

Местный расчет устойчивости стенки прокатных балок не требуется.

Проверка деформаций (жесткости): прогибы не должны превышать предельных значений согласно нормам:

$$f_{\max} \leq [f],$$

где f_{\max} – прогиб от нормативной нагрузки; $[f]$ – предельное значение прогиба [1].

Прогиб от нормативной нагрузки

$$f = M_{n,\max} \cdot l^2 / 9.6 \cdot E \cdot I_x.$$

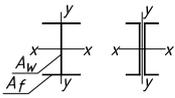
Проверка балок на выносливость: балки рабочих эстакад, непосредственно воспринимающих вибрационные нагрузки с количеством циклов 10^5 и более, проверяют расчетом на выносливость по формуле

$$\sigma_{\max} = a \cdot R_v \cdot \gamma_v,$$

где a – коэффициент, учитывающий количество циклов нагружения; R_v – расчетное сопротивление усталости; γ_v – коэффициент, учитывающий вид напряженного состояния и коэффициент асимметрии цикла $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$.

Таблица 4.2

Коэффициенты $c(c_x)$, n для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Схема сечения	A_f/A_w	Значения коэффициентов		
		$c(c_x)$	c_y	n при $M_y=0^*$
	0,25	1,19	1,47	1,5
	0,5	1,12		
	1	1,07		
	2	1,04		

*При $M_y \neq 0$ $n = 1.5$.

4.3. Двухпролетные прокатные балки

При этажном расположении БН или БВ целесообразно применение двухпролетных балок или более, чаще используются двухпролетные.

Рациональную прочность стали определяют при расчетных нагрузках по схеме I (рис. 4.1) по опорному моменту M_{\max}^{on} .

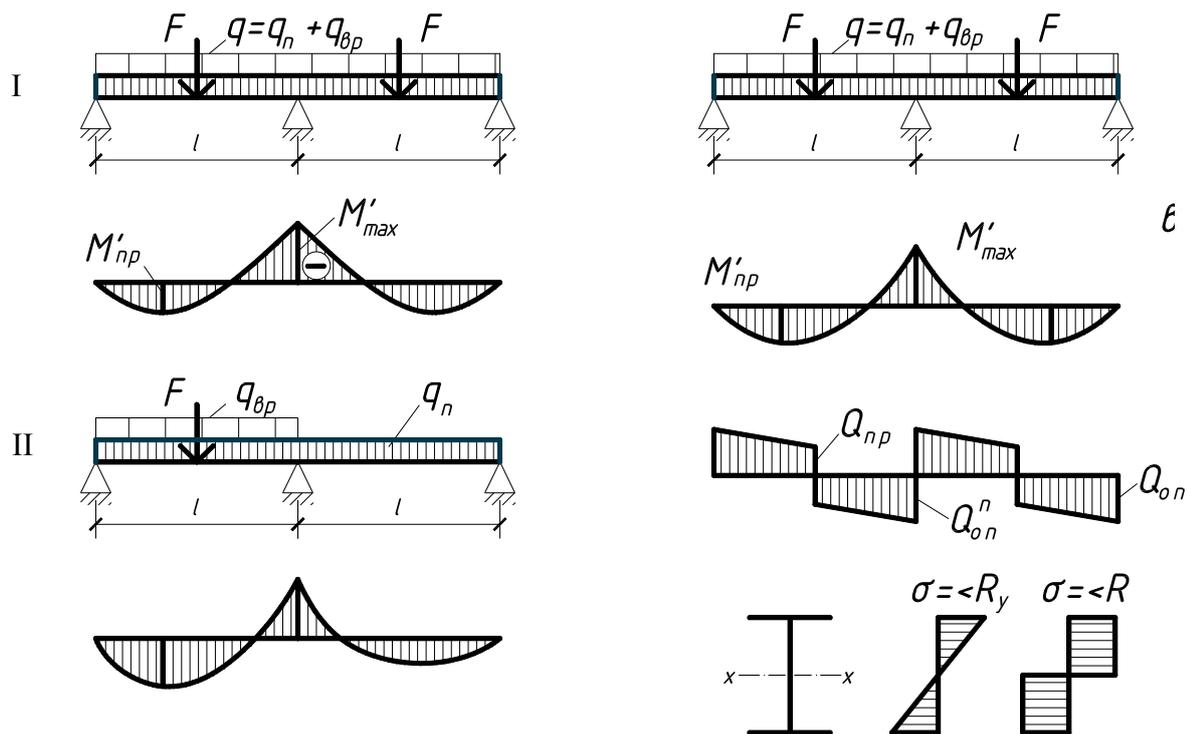


Рис. 4.1. К расчету двухпролетных балок

Расчетные схемы двухпролетных балок при упругой работе и расчетные величины пролетных и опорных моментов даны в табл. 4.3.

Расчет производим по двум расчетным схемам (рис. 4.1): I схема – при полной постоянной g_n и временной нагрузке p в двух пролетах (табл. 4.4, строки 2, 4, 6); II схема – при полной постоянной и временной нагрузке и одном пролете (табл. 4.4, строки 1, 3, 5). Изгибающие моменты в соответствии с табл. 4.4 равны:

$$M_i = \alpha_1 \cdot q \cdot l^2 + \alpha_2 \cdot F \cdot l,$$

где α_1 и α_2 – значения коэффициентов при равномерной и сосредоточенной нагрузках.

Требуемый профиль проката подбирают так же, как и для однопролетных балок, по наибольшему моменту M_{\max}^{on} , найдя W_x^{mp} :

$$W_{mp} = M_{\max} / R_y \cdot \gamma_c.$$

Далее выполняют проверку по ранее приведенному порядку:

$$M_{\max} / W_x \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\tau_{\max} = Q_{\max} \cdot S_x / t_w \cdot I_x \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

а также должно соблюдаться условие:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1.15 \cdot R_s,$$

где

$$\sigma_x = M \cdot (0.5 \cdot h - t_f) / I_x;$$

$$\tau_{xy} = Q / t_w (h - 2 \cdot t_f) \leq R_s,$$

где τ_{xy} - среднее касательное напряжение в стенке балки.

Требуемый профиль балки из условия нормативной жесткости (I_x^{\min}) можно определить, используя график (рис. 8).

При равномерной нагрузке определяют параметр α :

$$\alpha = n_0 \cdot l \cdot 5 / 48 \cdot E, E = 2.01 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2 \cdot M^n,$$

где $[f]/l=1/n_0$, $M_n=0.070 \cdot q_n \cdot l^2$ (загружены оба пролета); определяют $\alpha \cdot M^n$, и по графику 1-а-2 требуемый профиль проката – ближайший больший.

Пример: $1/n_0=1/400$, $n_0=400$; $l=6$ м; $M_n=30$ кН·м, $E=2,1 \cdot 10^6$ кг/см² = $2,1 \cdot 10^4$ кН/см², $\alpha \cdot M^n \leq 400 \cdot 600 \cdot 30 \cdot 100 / (2,1 \cdot 10^4) = 7,12 \cdot 10^4$ см⁴, по графику рис. 4.2 рациональный двутавр по жесткости № 60 с $W_x=2560$ см³. Рациональное значение R_y :

$$\sigma = M / W_x < R_y,$$

далее по таблице норм подобрать марку стали. Выполнить проверку принятого сечения. Также должно выполняться условие согласно

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1,15 \cdot R_s,$$

где

$$\sigma_x = M (0.5 \cdot h - t_f) / I_x,$$

$$\tau_{xy} = Q / t_w (h - 2 \cdot t_f) \leq R_s,$$

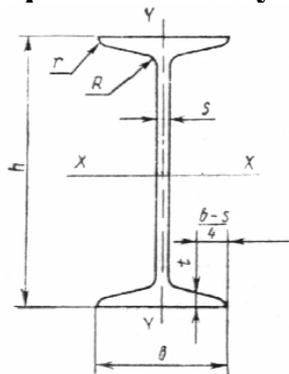
где τ_{xy} - среднее касательное напряжение в стенке балки.

Проверяется условие:

$$\sigma = M / W_x < R_y \cdot \gamma_c.$$

Таблица 4.3

Сортамент стальных прокатных двутавров (ГОСТ 8239-89)



Номер профиля	Размер, мм				Площадь А, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						
	h	b	s	t			X – X				Y – Y		
							I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
10	100	55	4,5	7,2	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55
16	160	81	5,0	7,8	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70
18	180	90	5,1	8,1	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	81,4	82,6	18,40	1,88
20	200	100	5,2	8,4	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07
22	220	110	5,4	8,7	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27
24	240	115	5,6	9,5	34,8	27,30	3460	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37
27	270	125	6,0	9,8	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	210,0	260,0	41,50	2,54
30	300	135	6,5	10,2	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,90	2,69
33	330	140	7,0	11,2	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79
36	360	145	7,5	12,3	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89
40	400	155	8,3	13,0	72,6	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03
45	450	160	9,0	14,2	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09
50	500	170	10,0	15,2	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23
55	550	180	11,0	16,5	118,0	92,60	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,00	3,39
60	600	190	12,0	17,8	138,0	108,0	76806	2560,0	23,60	1491,0	1725,0	182,00	3,54

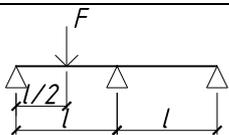
4.4. Расчет прокатных балок при учете пластических деформаций стали

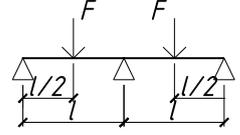
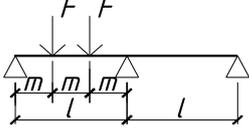
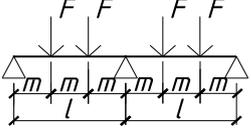
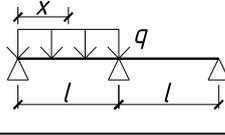
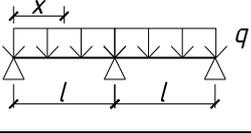
При удовлетворении требований норм [1] балки рассчитывают с учетом пластических деформаций (табл. 4.4). Требуемый номер профиля определяют, используя график рис. 4.2, проверяется условие

$$\sigma = M / W_x < R_y \cdot \gamma_c.$$

Таблица 4.4

Опорные M_{on} , пролетные M_{np} изгибающие моменты упругих грузовых балок

Строка	Расчетная схема	M_{on}	M_{np}
1		$-0,094Fl$	$0,203Fl$

Строка	Расчетная схема	M_{on}	M_{np}
2		$-0,188Fl$	$0,156Fl$
3		$-0,167Fl$	$0,278Fl$
4		$-0,333Fl$	$0,222Fl$
5		$-0,063ql^2$	$0,096ql^2$
6		$-0,125ql^2$	$0,070ql^2$

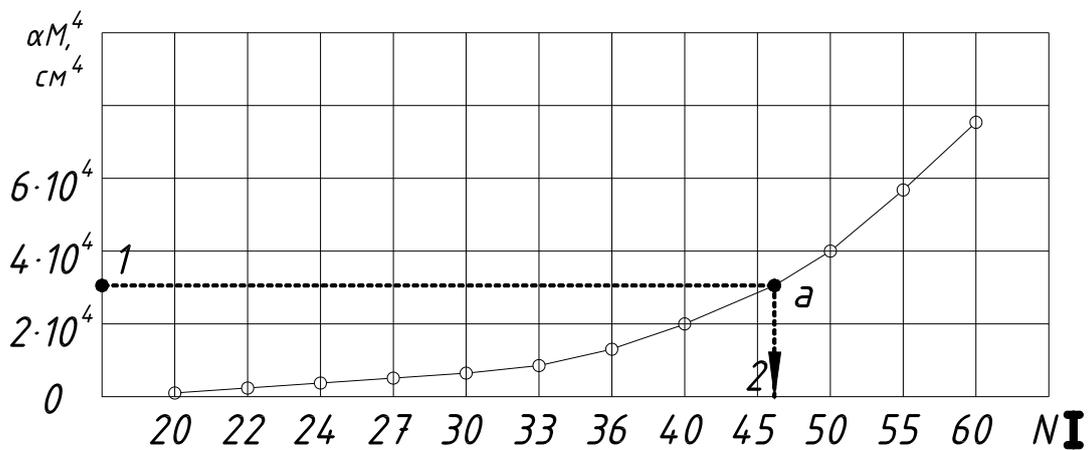


Рис. 4.2. Оптимальные сечения прокатных двутавров из условия нормативной жесткости

Уточняется марка стали или номер профиля с учетом пластических деформаций. Если

$$\tau = Q \cdot S_x / t_w \cdot I_x \leq 0,5 \cdot R_s \cdot \gamma_c,$$

то $c_1=c$; если $\tau = 0$, то $c_1=1$ (зона чистого изгиба).

При $0,5 \cdot R_s < \tau \leq 0,9 \cdot R_s$, $c_1=1,05 \cdot \beta \cdot c$, где c определяется по табл. 4.5.

Коэффициент c

A_f/A_w	0,25	0,5	1,0	2,0
c	1,19	1,12	1,07	1,04

$A_f=2b_f t_f$; $A_w=t_w(h-2t_f)$, коэффициент β равен

$$\beta = \sqrt{(1 - \tau / R_s)^2 / (1 - 0,7(\tau / R_s))^2}.$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{spl} = M / c_1 \cdot R_y.$$

По W_{spl} принимают номер профиля или уточняют необходимое расчетное сопротивление стали

$$\sigma_1 = M / W_{spl} \cdot c_1,$$

принимается ближайшее большее значение по табл. 51*[1].

4.5. Соединение поясов со стенкой

В основном используют сварное соединение с двусторонними или односторонними поясными швами. Швы рассчитывают из условия сопротивления сдвигу. Сдвигающее усилие на единицу длины шва:

$$T = Q \cdot S / I_x,$$

где I_x – момент инерции сечения балки брутто; $S = A_f y$ – статический момент; A_f – площадь пояса; $y = 0,5 (h_w + t_s)$.

При наличии сосредоточенных нагрузок F на верхнем поясе расчет производится на равнодействующую

$$T_1 = \sqrt{T^2 + V^2},$$

где $V = \gamma_f F / l_{ef}$, l_{ef} – условная длина распределения силы F , T и V , вычисляют в одном сечении балки.

Удобно принять катет шва из условия $K_{fmax} \geq K_f \geq K_{fmin}$, учитывая рекомендации норм. Так как T (или T_1) соответствует единичной длине шва (l_w), то

$$K_f = T / n \cdot \beta_{z(f)} R_{wf(z)} \gamma_{wf(x)} \gamma_c,$$

где $n = 1$ – односторонний шов, $n = 2$ – двусторонний шов.

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПРОКАТНЫХ БАЛОК С ПЕРФОРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

5.1. Балки с перфорированной стенкой

В целях более эффективного использования стали стенка прокатного двутавра (швеллера) разрезается («распускается») по зигзагообразной линии с регулярным шагом с помощью газовой резки или на мощных прессах, и затем обе половинки соединяются сваркой по со вмещенным выступам стенки (рис. 5.1). Высота балки увеличивается в 1,5 раза, а материал располагается дальше от оси по сравнению с исходной балкой (двутавром, швеллером), в результате повышается момент сопротивления (примерно 1,5 раза), и момент инерции в 1,8 – 2 раза в зависимости от вида резки. Экономия металла составляет 20 – 30 % по сравнению с цельными балками и на 10 – 18 % дешевле.

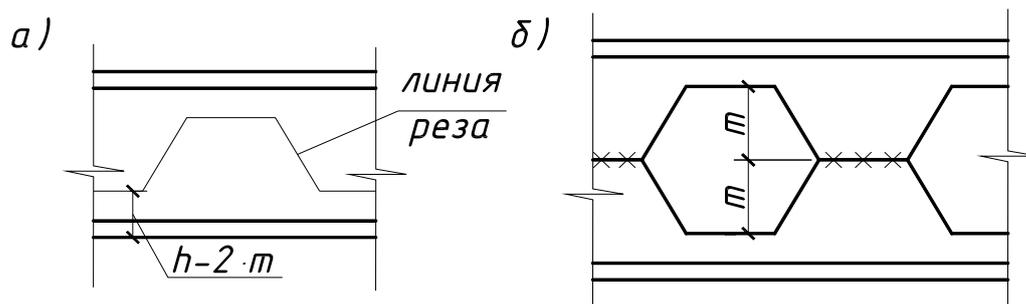


Рис. 5.1. Балка с перфорированной стенкой: *а* – вид балки до разрезки; *б* – после неё

5.2. Особенности работы и конструкции балок

Отверстия в стенке делают напряженное состояние в сечениях балки более сложным. Распределение нормальных напряжений в поясах балки по середине отверстия близко к линейному, а в угловых зонах у отверстий эпюры нормальных напряжений криволинейны, имеет место концентрация напряжений. Участки поясных тавров в пределах отверстий испытывают дополнительный изгиб. Простенок испытывает напряжения сдвига, (τ) и его несущая способность определяется устойчивостью.

5.3. Расчет и конструирование балок

Раскрой прокатного двутавра проектируют так, чтобы ребра плит или прогоны опирались на «стойки» - сплошную стенку перфорированного двутавра.

$$l_0 = l_n / n_{om} \leq h,$$

где l_0 – расстояние между центрами отверстий (окон); l_n – ширина плиты или шаг прогонов; h – высота исходного двутавра; n_{om} – количество отверстий в перфорируемой стенке.

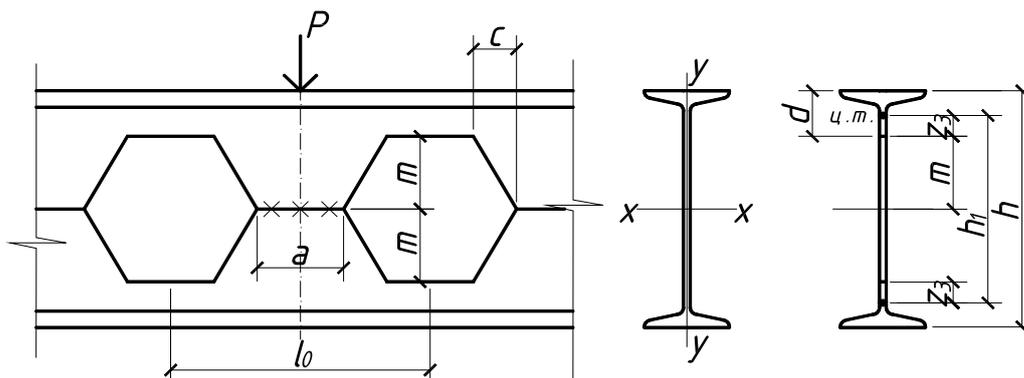


Рис. 5.2. Схема расположения сосредоточенной нагрузки

Высоту раскроя (разрезки) исходного двутавра можно определить коэффициентом $\alpha = 2m/n$, $\alpha = 0,4 - 0,6$, где $2m$ – высота реза от оси балки. Рекомендуется принимать $\alpha = 0,5$, $m = 0,25h$. Рациональное число отверстий в пределах ширины сборной железобетонной плиты или шага прогонов принимать по табл. 5.1.

Если настил имеет вид монолитной плиты, то размеры отверстий и их количество назначаются независимо.

Ширина стыка двух частей балки определяется прочностью стыкового шва:

$$a \geq Q_{on} \cdot l_0 / t_w \cdot h_1 \cdot R_s + 2 \cdot t_w,$$

где Q_{on} – поперечная сила на опоре; t_w – толщина стенки; $2t_w$ – учет непровара в начале и конце шва; h_1 – расстояние между центрами тяжести тавров в отверстии:

$$h_1 = 2(m+z_3),$$

где z_3 – координата центра тяжести тавра в сечении 3-3 (см. рис. 5.2) и принимается по табл. 5.2.

Второй параметр раскроя c с учетом условия $m = (0.4 - 0.6) h_0$ (см. рис. 5.2):

$$c = 0,5 \cdot l_0 - a.$$

Таблица 5.1

Оптимальное количество отверстий $n_{отв}$ в перфорированном прокатном двутавре в пределах ширины панели плиты l_n

l_n , м	Прокатные двутавры											
	20	22	24	27	30	33	36	40	45	50	55	60
1,5	8	7	7	6	6-5	5	5	4	4	3	3	3
1,2	6	6	6	5	5-4	4	4	4-3	3	3	3	2
1,0	5	5	5	4	4	4	4-3	3	3	2	2	2
0,8	4	4	4	3	3	3	3	3-2	2	2	2	2

5.4. Расчет перфорированной балки

1. Принимают марку стали $R_y, R_s, R_u, f, f_u, R_{yn}$.
2. Исходные данные из статического расчета M_{max}, Q_{max}, l .
3. Требуемая высота по условию жесткости при $R_{yn}, [f/l]$ согласно нормам:

$$h_r = 5 \cdot R_{yn} \cdot 1,05 \cdot l / 24 \cdot E \cdot [f / l].$$

Высота округляется. Принимаем высоту исходного двутавра предварительно (рис. 5.3). Высота раскроя

$$m = h_n - h_0.$$

Требуемый момент инерции балки с перфорированной стенкой:

$$I_x^{mp} = \frac{5 \cdot q^n \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot \alpha \cdot [f / l]}.$$

По табл. 5.2 подбираем исходный двутавр из условия

$$0,5 \cdot (I_1 + I_2) \geq I_x^{mp}.$$

Уточняем параметры раскроя: $m \approx 0,25h$, $\xi = 0,4 - 0,6$; h – высота принятого исходного двутавра; m – полувысота раскроя (рис. 5.4).

Значение a из условия прочности шва, соединяющего обе части двутавра после разрезки, с учетом непровара в начале и в конце шва:

$$a \geq (Q_{on} \cdot l_0 / t_w \cdot h_1 \cdot R_s) + 2 \cdot t_w,$$

где $h_1 = 2(2m + z_3)$; z_3 – координата центра тяжести тавра в сечении 3-3 (см. рис. 5.2), принять по табл. 5.2, $l_0 = b_n / n_{оме} \leq h$, l_0 – расстояние между центрами отверстий; $n_{оме}$ – количество отверстий; b_n – ширина сборных плит настила или шаг прогонов (балок настила).

Полная высота перфорированной балки

$$h_n = h^{ucx} + 2 \cdot m.$$

Площадь поясного тавра

$$A_m = (A - m \cdot t_w) / 2.$$

Приведенная толщина полки

$$t_f = (A - h^{ucx} \cdot t_w) / 2(b - t_w).$$

Высота тавра

$$d = (h^{ucx} - c) / 2,$$

где $c = 2m$,

$$d_1 = d - r,$$

где r – радиус перехода от стенки к полке.

Площадь сечения полки

$$A_f = b \cdot t_f.$$

Статический момент верхнего поясного тавра относительно его нижней грани

$$S_t = A_f(d_1 + t_f / 2) + t_w \cdot d_1^2 / 2.$$

Момент инерции тавра относительно нижней грани

$$I_{t,1} = A_f(d_1^2 + t_f \cdot d_1 + t_f^3 / 3) + t_w \cdot d_1^3 / 3.$$

Положение центра тяжести сечения (сечение 3-3)

$$z = S_t / A_T.$$

Момент инерции тавра относительно контрольной оси тавра

$$I_{2-2} = I_{t,1} - z \cdot S_t.$$

Момент сопротивления поясного тавра

$$W_{t,max} = I_{2-2} / (d - z);$$

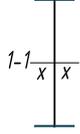
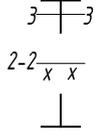
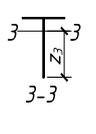
$$W_{t,min} = I_{2-2} / z.$$

Плечо пары сил, действующих в поясах сечения 2-2

$$z_0 = 2(c \cdot m + z_3).$$

Таблица 5.2

Сортамент стальных перфорированных прокатных двутавров при коэффициенте раскроя $\xi=0,5$

Номер двутавра	Полувысота раскроя						
		m , см	I_1 , см ⁴	W_1 , см ³	I_2 , см ⁴	W_2 , см ³	z_3 , см
20	5,0	4633	309	4287	286	4,03	18,7
20a	5,0	5076	339	4729	315	4,07	19,5
22	5,5	6418	389	5939	360	4,46	20,6
22a	5,5	6988	424	6509	395	4,54	11,9
24	6,0	8706	484	8060	448	4,89	21,8
24a	6,0	9503	528	8858	492	4,91	25,3
27	6,75	12635	624	11650	575	5,48	33,2
27a	6,75	13773	680	12790	632	5,52	37,8
30	7,5	17919	797	16456	731	6,09	39,0
30a	7,5	19530	868	18067	803	6,13	48,7
33	8,25	24951	1008	22855	923	6,67	54,7
36	9,0	33987	1259	31070	1151	7,22	77,6
40	10,0	48675	1623	44249	1475	7,98	99,3
45	11,25	71130	2108	64296	1905	8,95	116,6
50	12,5	102604	2736	92187	2458	9,92	138,7
55	13,75	145133	3519	129882	3149	10,80	199,8
60	15,0	199016	4423	177416	3943	11,59	146,5

Момент сечения балки по отверстию (сечение 2-2)

$$I_{x,0} = 2 \cdot I_t + A_t \cdot z_0^2 / 2.$$

Проверка прочности на изгиб поясных тавров в середине пролета. M_{\max} , Q_x – момент и поперечная сила в середине пролета.

По рис. 5.5 определяем:

1. Напряжение в точке 1 сечения

$$\sigma_1 = \frac{M_{\max} \cdot 0.5 h_0}{I_{x,0}} + \frac{Q_1 \cdot e}{2W_{t,\max}} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

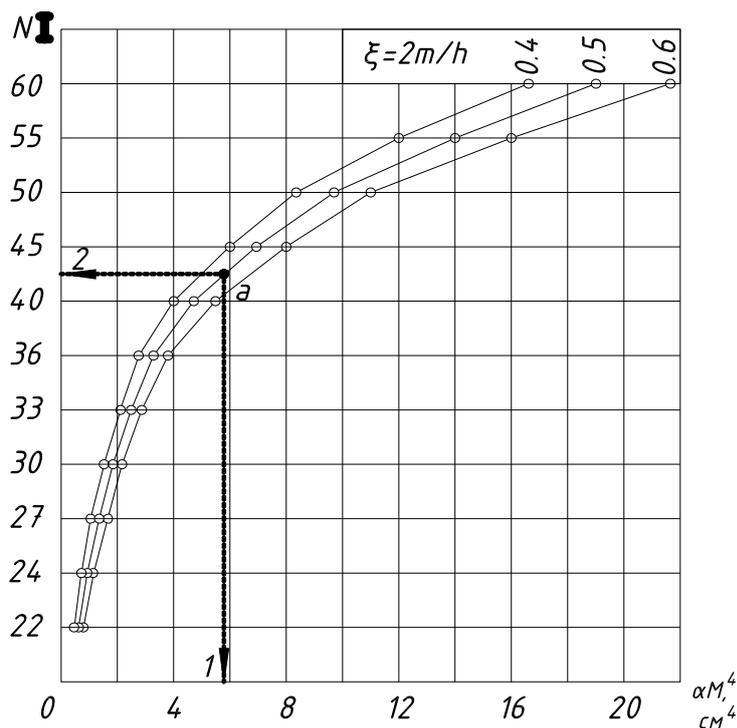


Рис. 5.3. Рациональные профили перфорированных двутавров из условия нормативной жесткости

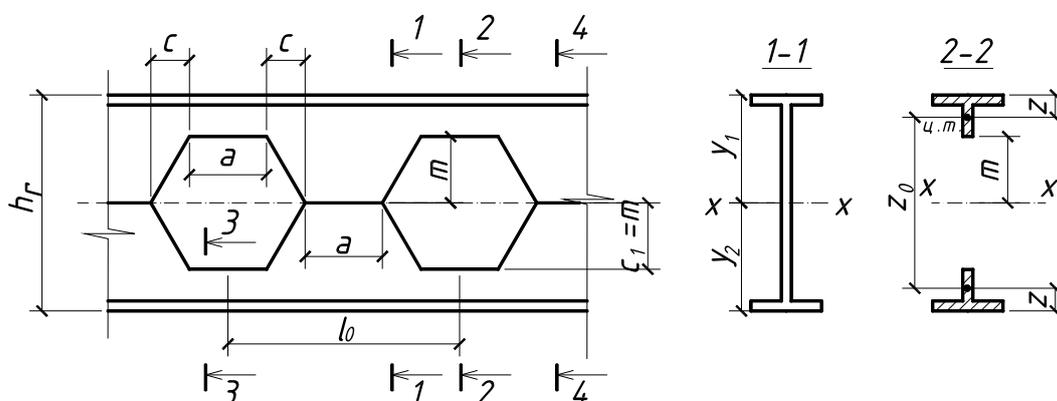


Рис. 5.4. Схема геометрии перфорированной балки

2. Напряжение в точке 2 сечения

$$\sigma_2 = \frac{M_{\max} \cdot y_1}{I_{x,0}} + \frac{Q_2 \cdot e}{2W_{t,\min}} \leq R_u \cdot \gamma_c / \gamma_u.$$

С учетом проявления пластических деформаций в зоне концентрации напряжений, $\gamma_u=1,3$.

То же у опоры балки над первым «окном».

Прочность нижнего тавра в точках 3, 4 проверяется аналогично.

3. Напряжение в точке 3 сечения

$$\frac{M \cdot y_2}{I_x} + \frac{Q_2 \cdot e}{2 \cdot W_{2,\max}} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

4. Напряжение в точке 4 сечения

$$\frac{M \cdot y_2}{I_x} + \frac{Q_2 \cdot e}{2 \cdot W_{2,\min}} \leq R_u \cdot \gamma_c / \gamma_u,$$

где I_x – момент инерции балки в сечении с отверстием относительно оси $x-x$.

Проверка соответствия нормативным требованиям толщины стенки балки осуществляется по пп. 7.12, 7.18 [1].

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = [h - 2(r + t_f)] / t_w,$$

где r – радиус закругления в месте сопряжения стенки и полки.

Определяют значение

$$2,5 \cdot \sqrt{E / R_y}.$$

Если

$$h_{ef} \cdot t_w \geq 2,5 \cdot \sqrt{E / R_y},$$

то нормы рекомендуют устанавливать ребра жесткости в простенках, т.е. по сечениям 4-4 (см. рис. 5.3).

Проверка устойчивости первого от опоры (наиболее нагруженного) простенка: $\text{tg} \varphi = m/a$; $\varphi = \text{arctg}(m/a)$; $\theta = 90^\circ - \varphi$; в радианах: $\theta_p = \theta \cdot \pi / 180^\circ \rightarrow \text{tg} \theta$.

Критические напряжения:

$$\tau_{cr} = 4 \cdot \theta_p^2 \cdot \sigma_{cr} / \text{tg} \theta,$$

$$\sigma_{cr} = \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c,$$

где $\varphi = 0,5$ – коэффициент продольного изгиба стенки.

$$l_0 = c / \sin \varphi; \quad i = 0,289 \cdot t_w; \quad \lambda = l_0 / i.$$

Фактические касательные напряжения в первом простенке от опоры: $\tau_1 = Q_1 / t_w$, если $\tau_1 \leq \tau_{cr}$ – устойчивость обеспечена; длина первого (опорного) простенка ≥ 250 мм.

Если нагрузка на балку имеет вид сосредоточенных сил, то ребра жесткости ставятся под сосредоточенными силами (ребрами плит, прогонами). В табл. 5.2 приведен сортамент балок с перфорированной стенкой при коэффициенте раскрытия 0,5.

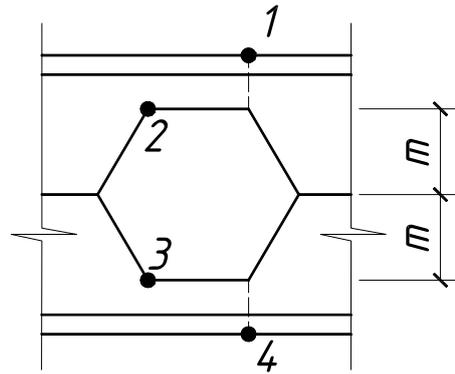


Рис. 5.5. Схема фрагмента балки

5.5. Расчет по 2-й группе предельных состояний

Согласно [1] нормальные условия эксплуатации определяются условием

$$\begin{aligned} [f]/l &\geq f/l, \\ \frac{f}{l} &= \frac{5 \cdot q_n \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I_{x0} \cdot \alpha}, \end{aligned} \quad (*)$$

$\alpha = 0,95$ при $l/h_{ef} > 12$.

Если условие (*) не удовлетворяется, необходимо принять следующий номер исходного двутавра.

Площадь поясного тавра

$$A = (A - c \cdot t_w) / 2, \quad c = h - h_{ucx}.$$

Приведенная толщина полки

$$t_{fn} = (A - h_0 \cdot t_w) / 2 \cdot (b - t_w).$$

Высота двутавра

$$d = (h_{ucx} - m); \quad d_1 = d - t_f.$$

Площадь полки

$$A_f = b \cdot t_f.$$

Статический момент верхнего поясного тавра относительно его нижней грани

$$S_T = A_f (d_1 + t_f / 2) + t_w \cdot d_1^2 / 2.$$

Момент инерции тавра относительно нижней грани

$$I_{T,1} = A_f (d_1^2 + d_1 \cdot t_f + t_f^2 / 2) + t_w \cdot d_1^3 / 3.$$

Положение центра тяжести тавра

$$z_t = S_T / A_T.$$

Момент инерции тавра относительно центральной оси

$$I_T = |I_{T,1} - z_t \cdot S_T|.$$

Момент сопротивления поясного тавра (сечение 2-2)

$$W_{T,\min} = I_T / (d - z_t), \quad W_{T,\max} = I_T / z_t.$$

Плечо пары сил, действующей в поясах сечения 2-2 (по отверстию)

$$z_c = 0,5 \cdot h - z.$$

Момент инерции сечения балки по отверстию (сечение 2-2)

$$I_{x,0} = 2 \cdot I_T + 2 \cdot A_T (0,5 \cdot h - z_t)^2.$$

Проверка прочности на изгиб поясных тавров в середине пролета (M_{\max}, Q), $y = 0.5 \cdot h$:

$$\sigma_1 = M_{\max} \cdot y / I_{x,0} + Q \cdot a_1 / W_{T \min} \cdot 2 \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

$$\sigma_2 = M_{\max} \cdot d_1 / I_{x,0} + Q \cdot a_1 / W_{T \min} \cdot 2 \leq R_u \cdot \gamma_u.$$

Аналогично выполняется проверка в $1/4$ пролета и у опоры над первым «окном».

Проверка соответствия нормативным требованиям [1] толщины стенки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{R_y / E} \leq 2,5,$$

если $\bar{\lambda}_w > 2.5$, при приложении местной сосредоточенной нагрузки устанавливаются поперечные ребра жесткости с шагом не более $2 \cdot h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и не более $2,5 \cdot h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$ [1].

Проверка прогиба от действия нормативной нагрузки:

$$f = M^H \cdot l^2 / E \cdot I_{II},$$

где $I_{II} = I_0$, I_0 при $l/h_{ef} < 12$ можно принять по табл. 5.2, при $f \leq [f]$ согласно нормам.

6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СОСТАВНЫХ СВАРНЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК

6.1. Подбор сечения

Несущая способность сварного двутавра определяется:

– прочностью нормального сечения

$$M \leq R_y \cdot W_x;$$

– прочностью стенки на срез в опорном сечении

$$Q \leq t_w \cdot h_w \cdot R_s / c;$$

– ограничением деформативности балки:

$$f \leq [f],$$

где $[f]$ – предельно допустимое значение прогиба [1]; M – расчетный изгибающий момент.

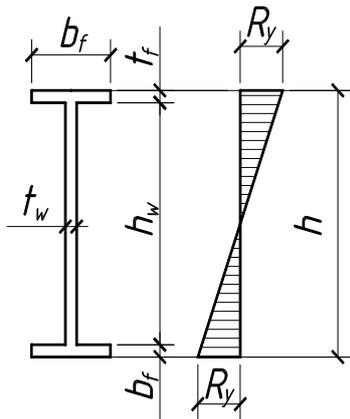


Рис. 6.1. Схема сечения и эпюра нормальных напряжений

При проектировании составных балок определяют (рис. 6.1):

– минимальную высоту балки h_{\min} из условия жесткости $f \leq [f]$ для однопролетной шарнирно-опертой балки:

$$h_{\min} = \frac{10}{48} l^2 \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot M_n}{E \cdot [f] \cdot M};$$

– оптимальную высоту из условия наименьшей площади (минимального расхода стали):

$$h_{\text{онм}} = k \cdot \sqrt{M / R_y \cdot t_w},$$

где коэффициент $k = 1,15 - 1,2$ для сварных балок; t_w – толщина стенки, которую можно принять по табл. 6.1.

Таблица 6.1

Рекомендуемая толщина стенок балок

h , м	1	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
t_w , мм	8 – 10	10 – 12	12 – 14	16 – 18	20 – 22	22 – 24
h/t_w , мм	100 – 125	125 – 150	145 – 165	165 – 185	185 – 200	200 – 210

Из значений h_{\min} или $h_{\text{онм}}$ принимается $h_{\text{онм}}$, если $h_{\min} < h_{\text{онм}}$; и h_{\min} , если $h_{\min} \geq h_{\text{онм}}$.

Наименьшее значение $t_{w,\min}$ определяется из условия среза стенки на опоре:

$$t_{w,\min} = k \cdot Q / h \cdot R_s \cdot \gamma_c,$$

где h – принятая высота.

Толщина t_w может быть определена по графику рис. 6.2 или табл. 6.2.

Минимальное сечение стенки балки t_w и h_w окончательно принимается ($h_w \approx h_{\text{принят}}$) с учетом сортамента листового проката. Тогда

$$A_w = h_w \cdot t_w; W_w = t_w \cdot h_w^2 / 6.$$

Подбор сечения поясов. Приблизительно необходимая площадь сечения одного пояса балки из условий прочности нормального сечения:

$$A_f = W_x / h_w - t_w \cdot h_w / 6, \quad W_x = M / R_y \cdot \gamma_c,$$

где t_w, h_w - принятые ранее значения.

Если известен один из размеров поясного листа, то другой определяется с помощью формулы $A_f = b_f t_f$, например, $b_f = A_f / t_f$.

Ширину пояса принимают $b_f = (1/3 - 1/5) h, h \approx h_w$, но не менее 180 мм.

Согласно [1] должно выполняться условие

$$b_f / t_f \leq 0.5 \cdot \sqrt{E / R_y}$$

При $h_f / t_f = \sqrt{E / R_y}$ наибольшее значение b_f / t_f принимают $b_f / t_f = 0.3 \cdot \sqrt{E / R_y}$ для неокаймленного свеса.

Определив и приняв основные размеры сварной составной балки, уточняют характеристики сечения I_x, I_y, W_x, S_x .

Таблица 6.2

**Оптимальные толщины t и высоты h
стенок сварных балок**

t , мм	Средние расчетные сопротивления R_y , МПа				
	210	260	290	340	380
Оптимальные высоты стенок h , мм					
4	600	560	530	500	450
6	950	850	800	700	700
8	1250	1050	1050	1000	950
10	1600	1400	1250	1250	1050
12	1800	1600	1600	1500	1400
14	2200	2000	1800	1600	1600
16	2500	2300	2000	2000	1800
18	2800	2500	2300	2200	2000
20	3200	2800	2500	2500	2300
22	3500	3100	2800	2750	2600
25	4000	3600	3400	3100	2900

Проверка прочности балки. Выполняется проверка нормальных напряжений

$$\sigma_x = M_{\max} / W_x \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Если допускаются ограниченные пластические деформации, то при изгибе в одной плоскости (при обеспечении общей устойчивости) условие прочности рассчитывается по формуле

$$M_{\max} / c_1 \cdot W_n \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где при $\tau \leq 0,5 \cdot R_s$ $c_1=c$, $\tau = Q/t_w \cdot h_w$. Значение c (c_1) допускается определять по графику рис. 6.3.

Проверку стенки на действие касательных напряжений производят по нейтральной оси на $Q=Q_{\max}$. При упругой работе стали условие прочности

$$Q \cdot S_x / I_x \cdot t_w \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

где S_x, I_x – статический момент и момент инерции относительно оси x :

$$S_x = 0.25 \cdot h_w^2 \cdot t_w + b_f \cdot t_f \cdot (0.5 \cdot h_w + 0.5 \cdot t_f).$$

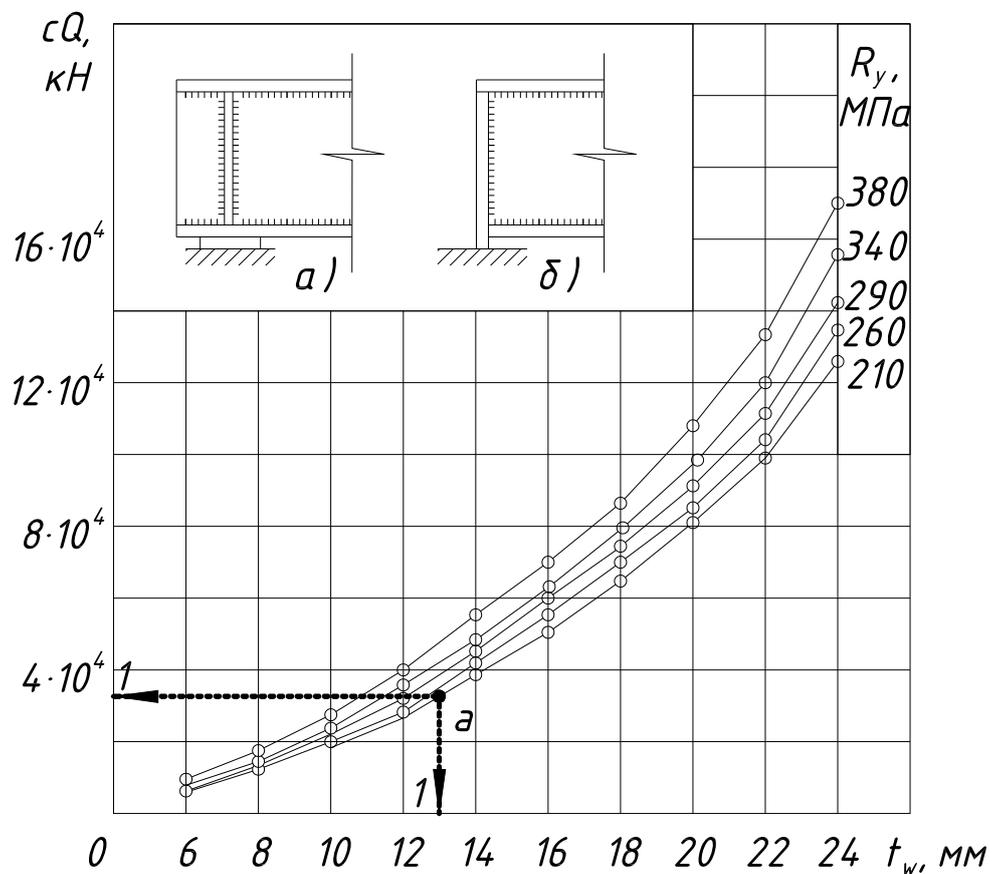


Рис. 6.2. Графики оптимальных толщин t_w стенок сварных балок из условия среза в опорном сечении

6.2. Проверка прочности и деформативности балки

Проверка по нормальным напряжениям:

$$M_{\max} / W_{n,\min} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где $W_{n,\min}$ – момент сопротивления нетто, $W_{n,\min} = I_x / 0.5h$.

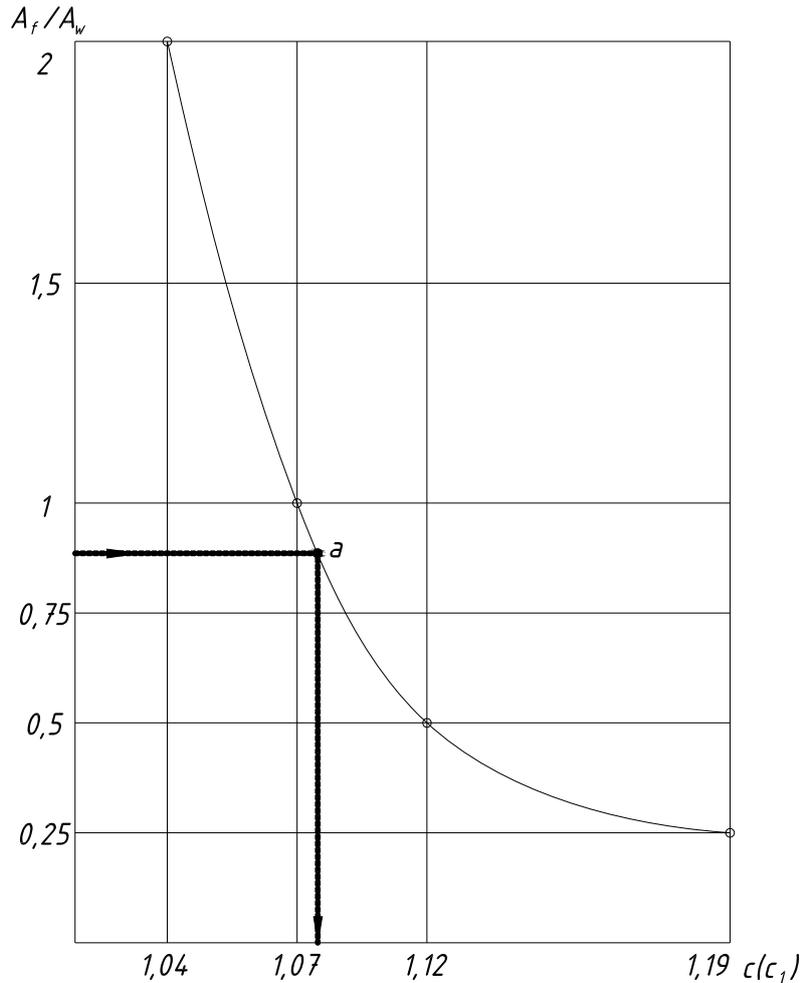


Рис. 6.3. График для определения $c(c_1)$

Проверка жесткости и деформативности ($[f]$ согласно [1]):

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{(p_n + g_n) \cdot l^4}{E \cdot I_x} \leq [f].$$

6.3. Проверка общей устойчивости балки

Согласно [1] проверку выполняют по формуле

$$M / \varphi_b \cdot W_c \cdot R_y \cdot \gamma_c \leq 1,$$

где W_c – момент сопротивления сжатого пояса, $W_c = t_f b_f^3 / 6$; φ_b – коэффициент, принимаемый в зависимости от φ_1 : если $\varphi_1 \leq 0,85$, то $\varphi_b = \varphi_1$; если $\varphi_1 > 0,85$, то $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot \varphi_1 \leq 1$.

Для двутавровых балок с двумя осями симметрии:

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2 \frac{E}{R_y},$$

где ψ – коэффициент по табл. 5.1 [3]; l_{ef} – расчетная длина балки из её плоскости, принимается равной расстоянию между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений.

Устойчивость не проверяют:

- а) при передаче нагрузки через настил сплошной жесткости, непрерывно опирающийся на сжатый пояс и надежно с ним связанный;
- б) отношении l_{ef}/b_{ef} , не превышающем определенных значений [1].

6.4. Проверка устойчивости стенки составной балки

Стенка балки представляет систему пластин, находящихся в сложном напряженном состоянии. Если напряжения в стенке достигают критических значений, то возможны выпучивание или местная потеря устойчивости стенки. При этом стенка (пластина) выключается из работы, а несущая способность балки снижается. Потеря устойчивости стенки происходит в сжатой зоне стенки балки. Характер и величина критических напряжений потери устойчивости сжато-изогнутой пластинки определяются соотношением ее размеров a , h (рис. 6.4, б, в).

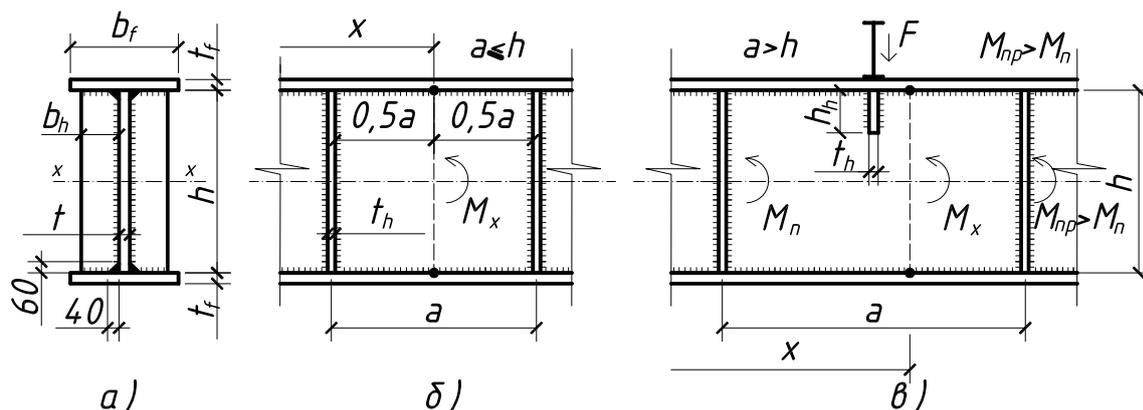


Рис. 6.4. К проверочному расчету местной устойчивости стенки сварной балки: а, б – поперечные основные ребра жесткости; в – поперечные короткие ребра жесткости

Для обеспечения устойчивости стенки проектируем поперечные (основные или короткие) и продольные ребра жесткости.

Поперечные основные ребра проектируют при условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w > 3,2$, где $\bar{\lambda}_w = h/t \cdot \sqrt{R_y/E}$, а также в местах сопряжений балок настила и вспомогательных балок с главной балкой, при этом шаг ребер a не должен превышать $a \leq 2 \cdot h$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $a \leq 2,5$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$. Ширину поперечных и продольных ребер жесткости необходимо проектировать $b_h = h/30 + 40$ мм при этом толщина ребра должна приниматься $t_h \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{R_y/E}$ (рис. 6.4, а, б). Продольные ребра жесткости проектируем в сжатой зоне стенки на расстоянии $h_1 = (0,2 - 0,3) \cdot h$ от сжатой полки (рис. 6.4, в).

Проверка устойчивости стенки в случаях, не оговоренных СНиП [1], производят в трех отсеках: на опоре, в отсеке изменения сечения поясного листа и в отсеке с максимальным изгибающим моментом M_{\max} . При значительных местных давлениях F от сосредоточенных реакций балок настила (рис. 6.4, в) для исключения местных критических напряжений ($\sigma_{loc} = 0$) рекомендуется постановка поперечных коротких ребер жесткости высотой $h_h \geq 0,3 \cdot h$ или $h_h \geq 0,4 \cdot a_1$, где a_1 – расстояние между осями коротких ребер или короткого и основного ребер жесткости.

Проверку местной устойчивости стенки при упругой ее работе производим для сжатого волокна пластинки у нижней грани листа в расчетном сечении x , которое определяется рекомендациями, приведенными на рис. 6.5.

Проверку устойчивости стенки производим по расчетному условию:

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr} + \sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq 1. \quad (*)$$

Таблица 6.3

Коэффициенты β по табл. 22 СНиП [1]

Условия работы сжатого пояса	β
При непрерывном опирании на сжатый пояс жестких плит	∞
В прочих случаях	0,8

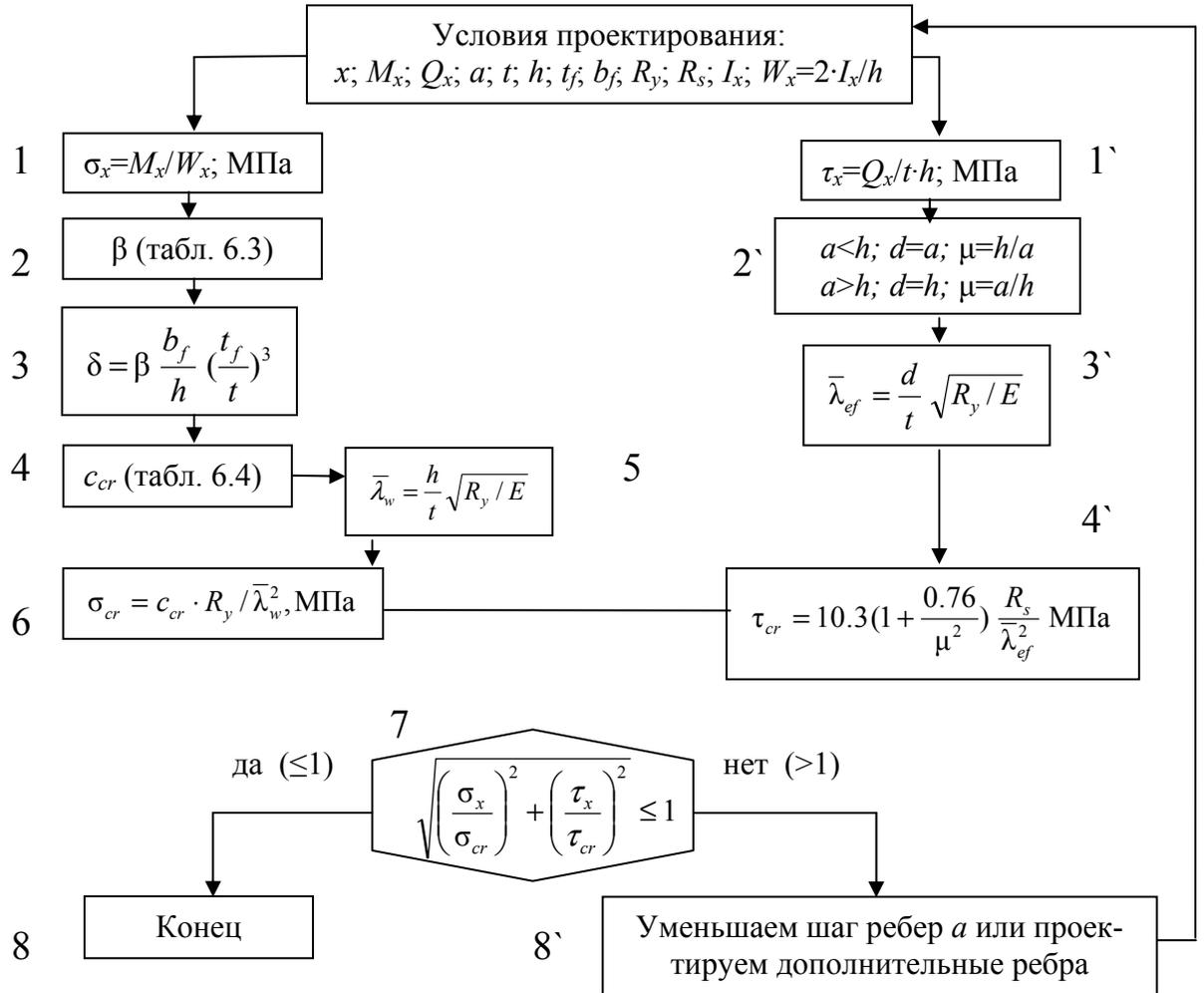


Рис. 6.5. Проверка местной устойчивости стенки при упругом напряженном состоянии

Принято: $\sigma = \sigma_x = M_x/W_x$ – расчетное нормальное напряжение в сжатом волокне отсека при изгибающем моменте M_x в сечении x ; $W_x=2 \cdot I_x/h$ – момент сопротивления двутавра на уровне поясного листа; $\tau = \tau_x = Q_x/t \cdot h$ – среднее касательное напряжение в стенке в сечении балки на расстоянии x при толщине t и высоте стенки h ; $\sigma_{loc} = F/t \cdot l_{ef}$ – местное сжимающее напряжение под сосредоточенной силой F при $l_{ef} = b + 2 \cdot t_f$, здесь b – ширина пояса балки настила при этажном сопряжении, t_f – толщина пояса сварной балки; σ_{cr} , $\sigma_{loc,cr}$, τ_{cr} – критическое нормальное, местное и касательное напряжения, расчетные формулы которых и коэффициенты приведены на рис. 6.5, 6.6.

Последовательность проверки устойчивости стенки при $\sigma_{loc} = 0$ приведена на рис. 6.6, а при $0,8 \leq a/h \leq 2$ – на рис. 6.7 для общего случая местной нагрузки $\sigma_{loc} \neq 0$.

При проектировании поперечных коротких ребер жесткости с высотой $h_h \geq 0,3 \cdot h$ или $h_h \geq 0,4 \cdot a_1$ рис. 6.8, а, для сопряжения балок настила, вспомогательных балок с главной балкой в одном уровне проверку устойчивости стенки в отсеке производим по рис. 6.5, т.е. при $\sigma_{loc} = 0$.

Таблица 6.4

Коэффициенты c_{cr} для сварных балок

δ	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	≥ 30
c_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

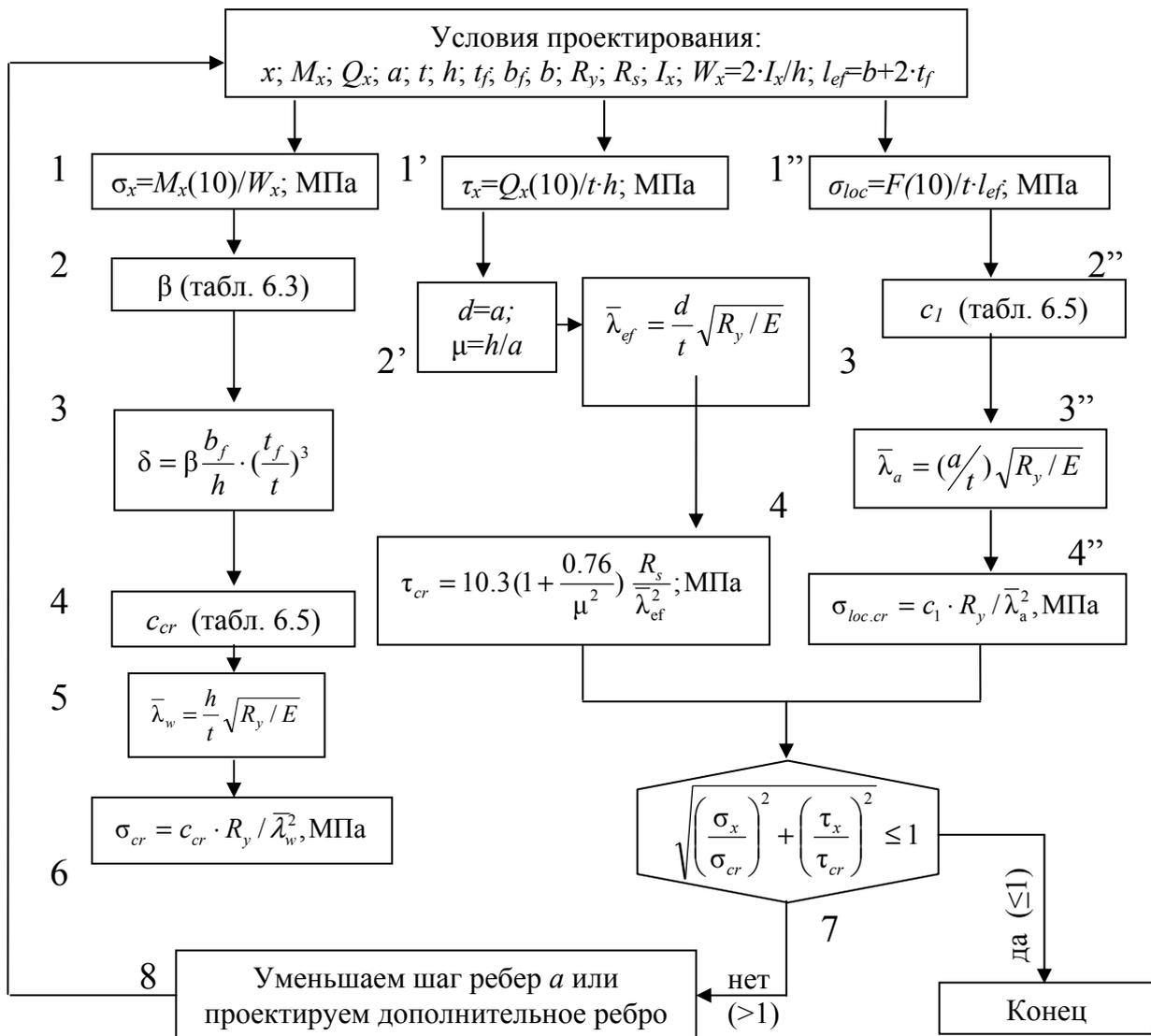


Рис. 6.6. Проверка местной устойчивости стенки упругой балки при местной нагрузке

Если проверка устойчивости стенки по формуле (*) не выполняется, то в сжатой зоне предусматривают продольное ребро жесткости на расстоянии $h_1 \geq (0,2 - 0,3) h$, толщиной $t_p \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{R_y / E}$ и шириной $b_h \geq h / (30 - 40)$ мм (рис. 6.8, б). Проверка устойчивости стенки в этом случае производится отдельно для верхней и нижней пластинок отсека по методике СНиП [1].

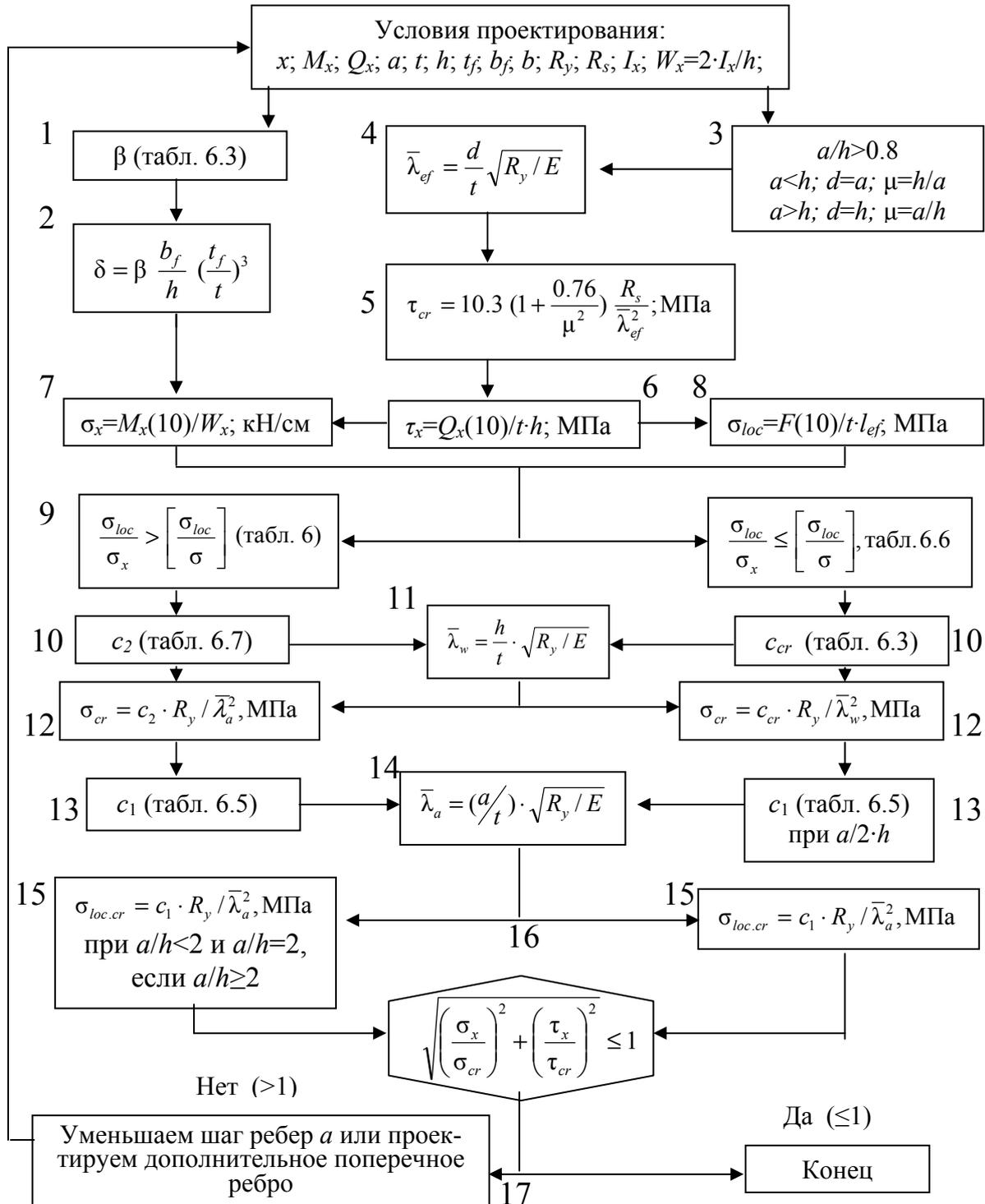


Рис. 6.7. Проверка устойчивости стенки упругой балки при $\sigma_{loc} \neq 0, 0.8 \leq a/h \leq 2$

Таблица 6.5

Коэффициенты c_1 для сварных балок

При a/h	δ					
	≤ 1	2	4	5	10	≥ 30
0,5	11,5	12,0	12,3	12,4	12,4	12,5
0,6	12,4	13,0	13,3	13,5	13,6	13,7
0,8	14,8	16,1	16,6	16,8	16,9	17,0
1,0	18,0	20,4	21,6	22,1	22,5	22,9
1,2	22,1	25,7	28,1	29,1	30,0	31,0
1,4	27,1	32,1	36,3	38,3	39,7	41,6
1,6	32,6	39,2	45,2	48,7	51,0	53,3
1,8	38,9	46,5	54,9	59,4	63,3	68,2
2,0	45,6	55,7	65,1	70,4	76,5	83,6

Таблица 6.6

Предельные значения σ_{loc}/σ_{cr} для балок симметричного сечения

Сварные балки		δ					
		≤ 1	2	4	5	10	≥ 30
Предельные значения σ_{loc}/σ_{cr} при a/h равном	0,8	0	0	0	0	0	0
	0,9	0,146	0,109	0,072	0,066	0,059	0,047
	1,0	0,183	0,169	0,129	0,127	0,122	0,112
	1,2	0,267	0,277	0,281	0,288	0,296	0,300
	1,4	0,359	0,406	0,479	0,536	0,574	0,633
	1,6	0,445	0,543	0,711	0,874	1,002	1,283
	1,8	0,540	0,652	0,930	1,192	1,539	2,249
	$\geq 2,0$	0,618	0,799	1,132	1,468	2,154	3,939

Таблица 6.7

Коэффициенты c_2 для сварных балок

a/h	$\leq 0,8$	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥ 2
c_2	30,0	37,0	39,0	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

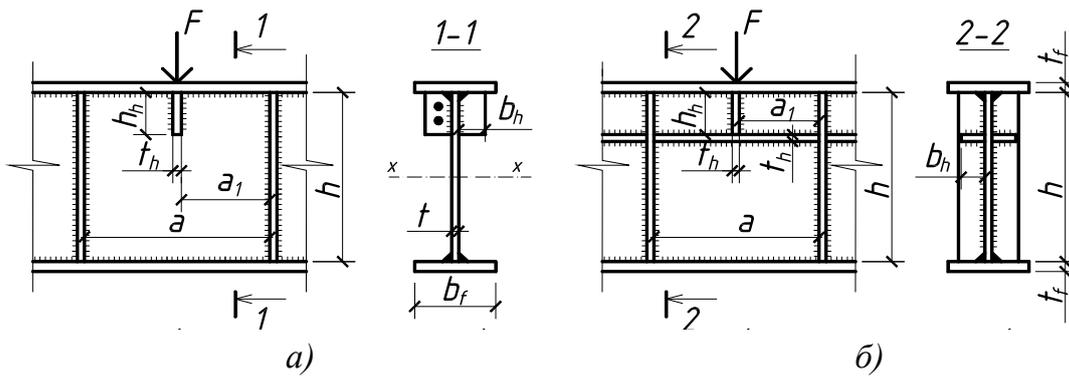


Рис. 6.8. К расчету и конструированию поперечных коротких и продольных ребер жесткости

6.5. Проектирование опорных ребер сварных балок

В опорных сечениях сварных балок возникают значительные опорные реакции V . Поэтому опорные сечения балок укрепляются опорными ребрами. Возможны два конструктивных решения опорных ребер.

Вариант 1. (рис. 6.9, а). Опорное ребро приваривается к торцу стенки балки, а сминаемый торец опорного ребра пристрагивается к опорной плите оголовка колонны. Такое конструктивное решение позволяет осуществить центрированную передачу реакции балки на нижележащую конструкцию колонны рабочей площадки.

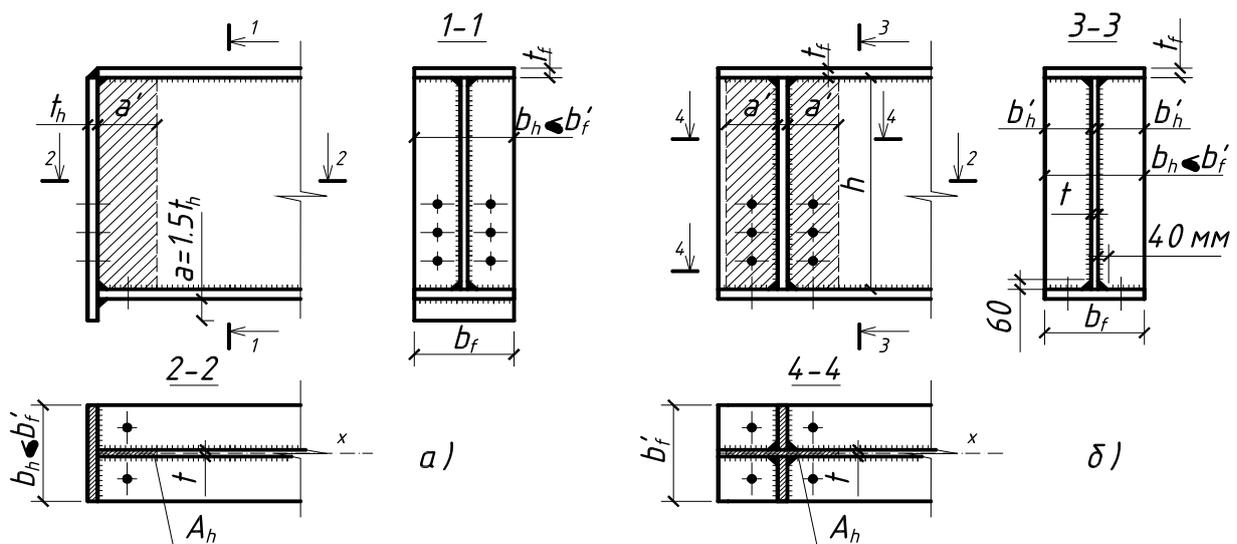


Рис. 6.9. Конструктивные решения опорных узлов балок

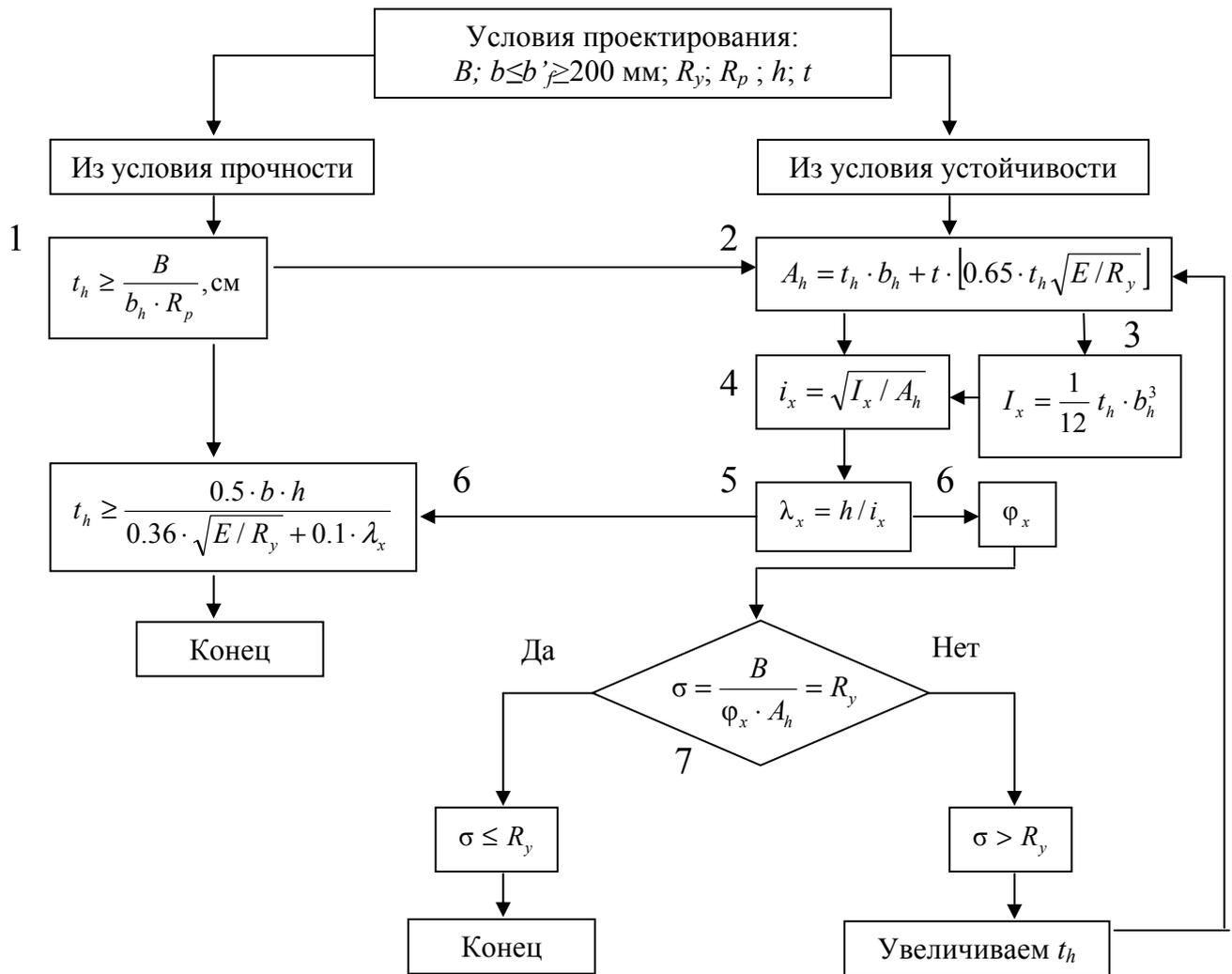
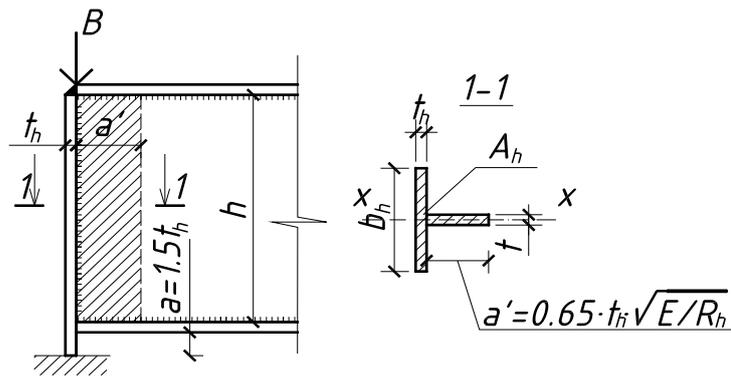


Рис. 6.10. Определение сечения опорного ребра балки (вариант 1)

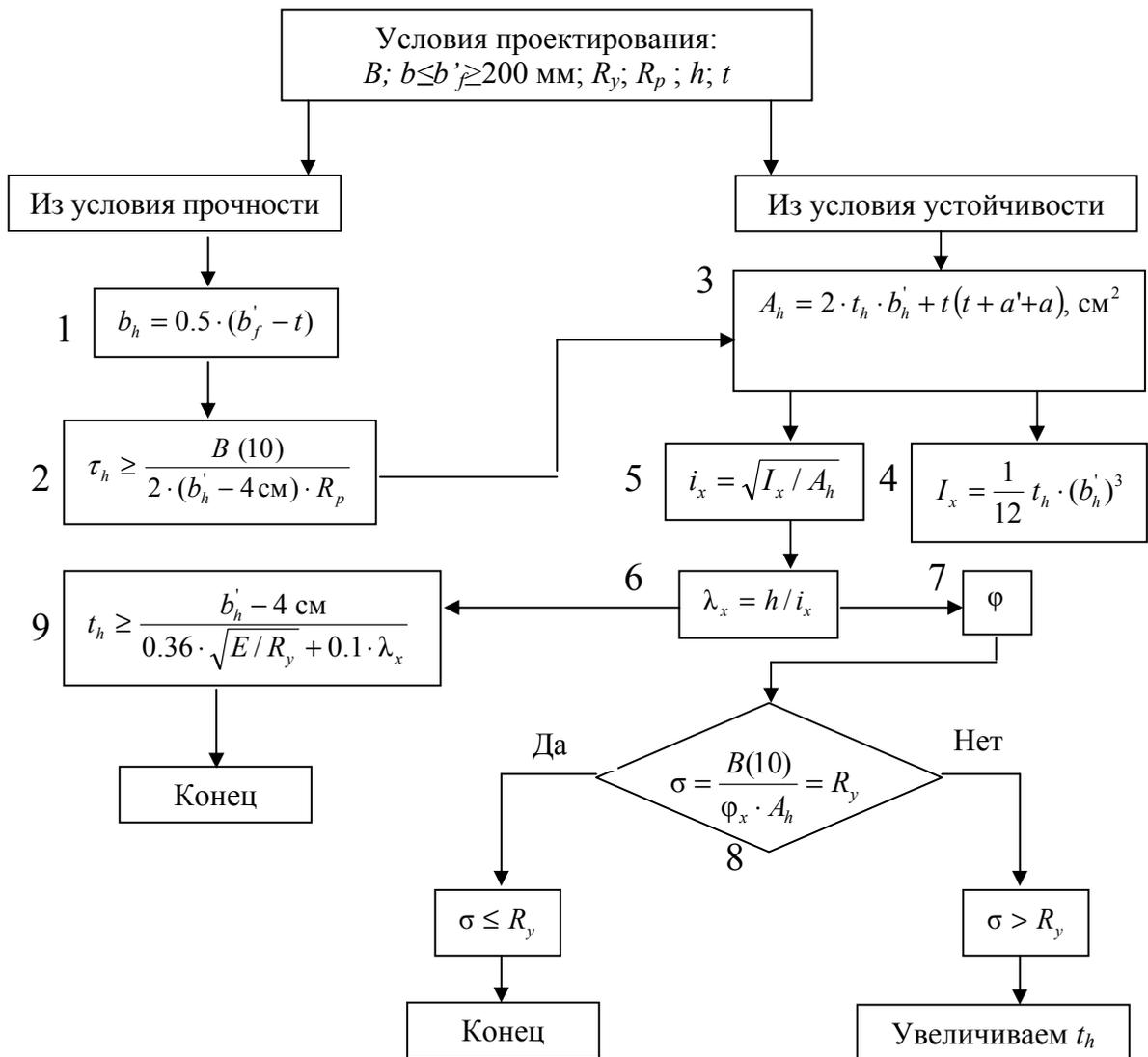
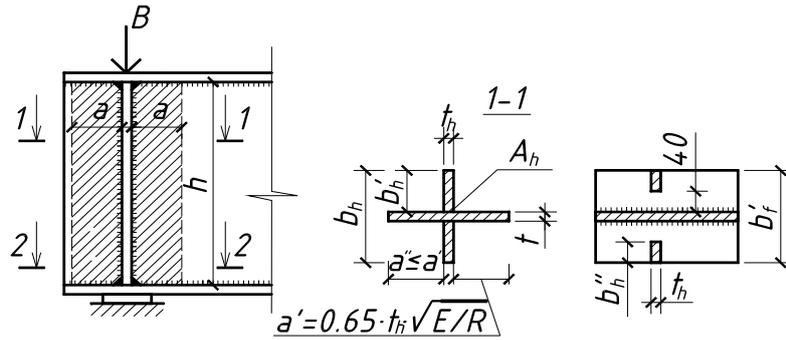


Рис. 6.11. Оптимизация сечения опорного ребра балки (вариант 2)

Вариант 2. (рис. 6.9, б). Опорное ребро приваривается в опорное сечение балки. Опорная реакция в этом случае передается торцом опорного ребра на нижний пояс балки. Такое конструктивное реше-

ние менее рационально по сравнению с вариантом 1, так как возможна внецентренная передача нагрузки от опорной стойки балки на оголовки колонны.

Ширину ребра в опорном узле варианта 1 (см. рис. 6.9, а) принимаем $b_h \leq b_f'$, а в варианте 2 (см. рис. 6.9, б) – $b_h = 2 \cdot b_h' + t \leq b_f'$. Выступающая часть торца ребра (см. рис. 6.9, а) принимается $a \leq 1,5 \cdot h_h$. Не рекомендуется, чтобы ребра выступали за пределы ширины поясного листа.

Сечение опорного ребра определяется из условия прочности на смятие торцевой поверхности, а опорное ребро балки проверяется на устойчивость из плоскости стенки балки как стержень условного сечения A_h (см. рис. 6.9, а, б) с расчетной длиной $l_{ef} = h$.

Опорная реакция B в опорном узле передается через угловые швы опорного узла на участке $l_{ef} = 85 \cdot \beta_f K_f$ от нижнего поясного листа. Требуемая высота углового шва определяется по формуле

$$K_f = \sqrt{\frac{B}{n \cdot 85 \cdot \beta_f \cdot R_{wf}}} \geq K_{f,\min}$$

где n – количество угловых швов; R_{wf} – расчетное сопротивление углового шва срезу (по табл. 6.8); коэффициент β_f углового шва определяем по табл. 34 СНиП [1].

Таблица 6.8

**Расчетные сопротивления угловых швов
условному срезу R_{wf}**

Марка стали	Тип электрода ГОСТ 9467-75	R_{wf} , МПа
ВСтЗпс, 18пс, 18Гпс	Э42, Э42А	180
09Г2, 14Г2, 09Г2С, 10Г2С1, 15ХСНД	Э46, Э46А	200
10Г2С1 (термоупрочненная) 14Г2АФ	Э50, Э50А	215
16Г2АФ	Э60	240

Последовательность оптимизационного расчета опорного узла балки варианта 1 (см. рис. 6.9, а) и расчетные формулы приведены на рис. 6.10, а опорного узла балки варианта 2 (см. рис. 6.9, б) – на рис. 6.11.

7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЙ БАЛОК БАЛОЧНЫХ КЛЕТОК

Конструкции узлов сопряжений балок определяются объемно-планировочными решениями балочной клетки.

При этажном сопряжении балки настила конструктивно крепятся парой болтов грубой точности к верхнему поясу нижележащей балки. При опорных реакциях балок БН $V > 100$ кН в стенке нижележащей балки возникают значительные местные напряжения σ_{loc} и рекомендуется постановка под балки БН коротких или основных поперечных ребер жесткости (рис. 7.1, а).

При сопряжении балок в одном или пониженном уровне сопряжение проектируется на болтах нормальной точности или ручной монтажной сварке.

Проектирование сопряжений балок в одном уровне рекомендуется осуществлять через поперечные основные и короткие ребра жесткости стенки (рис. 7.1, б, в) при помощи болтов нормальной, грубой точности или монтажной сварки. Конструктивно сопряжение может проектироваться двух типов: вариант 1 – заводкой стенки двутавра на ребро (рис. 7.1, б), вариант 2 – конструированием накладок (рис. 7.1, г, д).

Сопряжение на болтах рассчитывается на опорную реакцию балки V с учетом частичного защемления стенки примыкающей балки в болтовом соединении, которое учитываем коэффициентом 1,2.

Требуемое количество односрезных болтов ($n_{b,s}=1$)

$$n_b = 1,2 \cdot V / N_{b,\min} \geq 2 \text{ шт.},$$

где $N_{b,\min}$ – минимальная несущая способность болта из условий среза или смятия.

$$N_{b,s} = \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} R_{bs}; \quad N_{bp} = t \cdot d_b \cdot R_{bp}, \text{ кН},$$

где d_b – диаметр болта; t – минимальная толщина элемента (стенки двутавра или ребра) в сопряжении; R_{bs} , R_{bp} – расчетные сопротивления болта срезу и смятию соединяемых элементов по табл. 7.1, 7.2.

Болты в соединении размещаем с минимальным шагом $a_{\min}=3d$, где d – диаметр отверстия под болт, тогда длина болтового поля:

$$l_1 = 2(2 \cdot d) + (n_b - 1) a_{\min} \leq l_2 = h - 2r, \text{ см.}$$

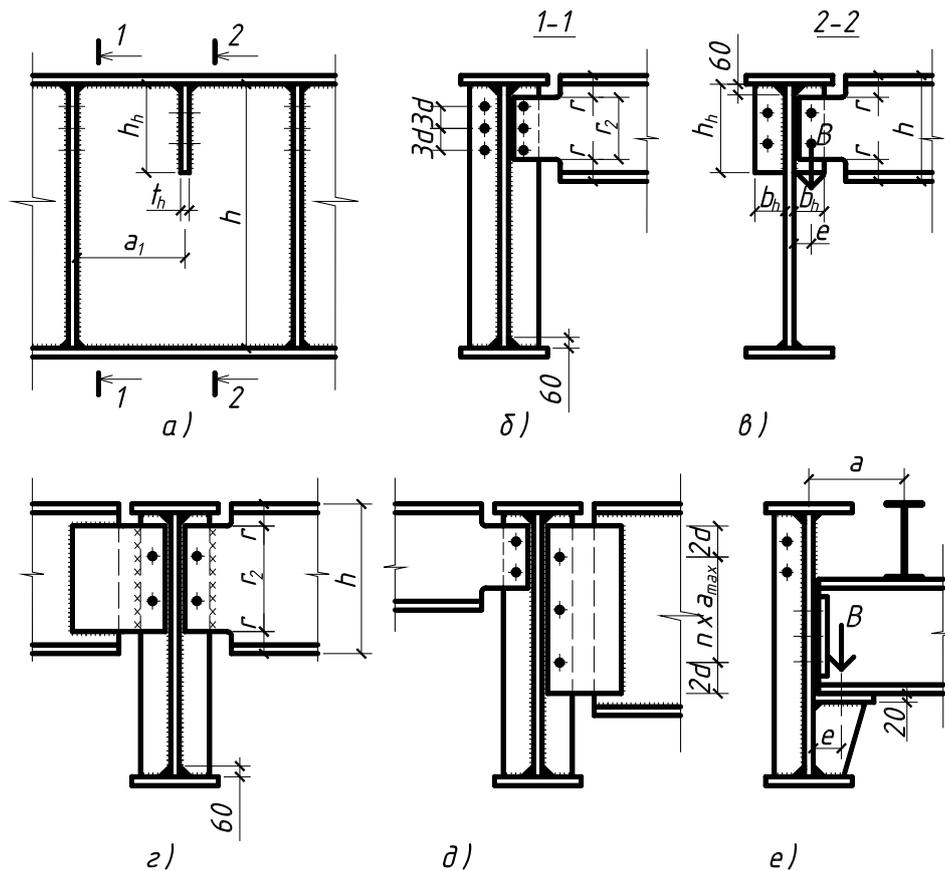


Рис. 7.1. К конструированию и расчету сопряжений балок балочных клеток в пролете

Опорная реакция B прокатной балки (рис. 7.1, б) вызывает в двух сварных швах длиной $l_f = h_h - 6$ см напряжения среза и изгиба:

$$\tau_f = B/A_f; \quad \sigma_f = B \cdot e/W_{fj}, \text{ МПа,}$$

где

$$A_f = 2 \cdot \beta_f K_f l_f; \quad W_{fj} = 2 \cdot \beta_f K_f l_f^2 / 6,$$

а 6 см – катет срежки ребра жесткости (рис. 7.1, в).

На рис. 7.1 h – высота примыкающего двутавра, $r = 30 - 50$ мм – величина вырезки полки двутавра (см. рис. 7.1, б, в). При $l_1 > l_2$ проектируем накладку (рис. 7.1, з, д).

При $l_1 < l_2$ необходима проверка прочности стенки прокатного двутавра в ослабленном вырезкой и болтовыми отверстиями сечении.

$$A_n = t(h - 2r) - n_b(t \cdot d),$$

$$\tau = \frac{1,2 B}{A_n} \leq R_s, \text{ МПа,}$$

где R_s – расчетное сопротивление срезу стали стенки прокатного двутавра.

Таблица 7.1

Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления, МПа, болтов класса					
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8
Срез	R_{bs}	150	160	190	200	230	320
Растяжение	R_{bt}	175	160	210	200	250	400

При $\tau > R_s$ также переходим к конструированию сварного сопряжения с накладками (см. рис. 7.1, *з, д*).

Проектирование сопряжений прокатных балок к сварной балке через продольное короткое ребро жесткости (см. рис. 7.1, *в*) производим по приведенной выше методике расчета, при этом необходима проверка прочности сварного шва короткого ребра на срез с изгибом.

Длина короткого ребра назначается конструктивно $h_h \geq 0,4 \cdot a$, $h_h \geq 0,3h$, где a_1 – расстояние между коротким и основным поперечным ребрами жесткости; h – высота стенки сварной балки.

Таблица 7.2

Расчетные сопротивления смятию R_{sp} элементов, соединяемых болтами

Марка стали	Двутавры, номер профиля		Листовая сталь, толщина листа t , мм			
	20 – 22	24 – 60	6 – 8	10 – 20	22 – 32	36 – 40
ВСтЗпс	-	-	-	-	370	370
18Гпс	370	370	-	-	-	-
09Г2	440	485	485	485	485	-
14Г2	460	520	520	500	500	-
09Г2С	490	570	570	535	520	500
10Г2С1	490	570	570	555	535	500
10Г2С1 (термоупрочненная)	-	-	-	645	645	645
15ХСНД	490	570	570	570	570	-
14Г2АФ	-	-	665	665	665	665
16Г2АФ	-	-	-	-	-	725

Суммарное напряжение в угловом сварном шве

$$\sigma_{wf} = \sqrt{\sigma_f^2 + \tau_f^2} \leq R_{wf}, \text{ МПа}$$

не должно превышать расчетного сопротивления углового сварного шва на срез R_{wf} по табл. 6.8 при проектируемом качестве (типе) электрода.

При проектировании сопряжения с накладками (см. рис. 7.1, з, д) монтажные болты грубой точности ставим конструктивно с шагом $a_{\max} = 8 \cdot d$ или $a_{\max} = 12 \cdot t_{\min}$, где t_{\min} – меньшая из толщин соединяемых элементов сопряжения.

Расчет сопряжения заключается в проверке прочности сварного шва на срез:

$$\tau_{wf} = \frac{1,2 \cdot B}{A_f} \leq R_{wf}, \text{ МПа,}$$

где $A_f = 0,7 \cdot K_f \cdot l_f$ – расчетная площадь одностороннего углового шва при минимальном катете его и длине накладки l_f .

При пониженном сопряжении балок обычно проектируем опирание вспомогательных балок ВБ на столик (рис. 7.1, е).

Столик проектируем из плитки толщиной $t \leq 20$ мм с одним или двумя ребрами. Расчету подлежат два или четыре сварных шва ребер длиной $l_f = h_h - 6$ см (см. рис. 7.1, е).

Несущая способность сварных швов проверяется по формуле

$$\sigma_{wf} = \sqrt{\sigma_f^2 + \tau_f^2} \leq R_{wf}, \quad (*)$$

в (*) принято:

$$\begin{aligned} \sigma_f &= M/W_f = B \cdot e/W_f; \quad \tau_f = B/A_f; \\ W_f &= n_f \beta_f K_f l_f^2/6; \quad A_f = n_f \beta_f K_f l_f; \end{aligned}$$

n_f – количество вертикальных угловых швов в ребре; e – эксцентриситет приложения опорной реакции B (см. рис. 7.1, е).

К стенке сварной балки примыкающая балка крепится болтами через коротыш из уголка (см. рис. 7.1, е).

При разности высот балок $H_{ГБ} - H_{ВБ} \leq 30 - 50$ см проектировать столик не рекомендуется, так как сварные швы столика не смогут обеспечить прочность сопряжения столика и стенки главной балки.

Конструктивные решения сопряжений балок на опоре главной балки ГБ приведены на рис. 7.2.

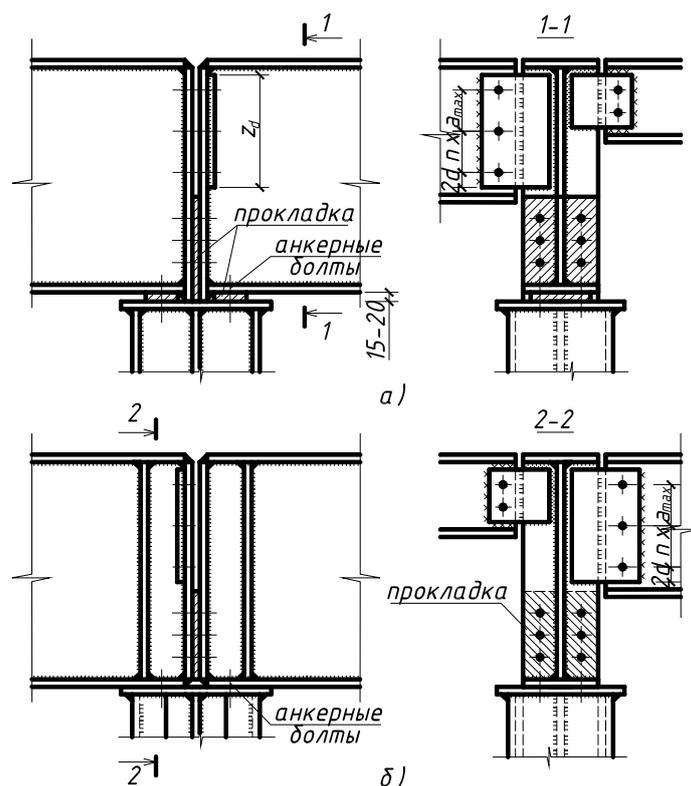


Рис. 7.2. Конструктивные решения сопряжений балок балочной клетки на опоре главной балки

При конструктивном решении, приведенном на рис. 7.2, а, сопряжение проектируем при помощи накладок, прикрепляемых к торцевым опорным ребрам главной балки на монтажных болтах с последующей монтажной сваркой. Расчеты производим по методике сопряжения варианта 2 в пролете балки (см. рис. 7.1, д).

Для сопряжения, приведенного на рис. 7.2, б, проектируем дополнительные поперечные ребра жесткости, к которым на накладках крепим балки БН и ВБ, как и в приведенной выше конструкции на рис. 7.2, а.

При реакциях вспомогательных балок $V_B > 1000$ кН рекомендуем опирание главных балок ГБ и БН, ВБ проектировать сбоку колонны.

8. БИСТАЛЬНЫЕ БАЛКИ

8.1. Применение бистальных балок

Бистальные балки выполняют из двух марок стали. Один из приемов снижения металлоемкости заключается в использовании для

поясов стали повышенной прочности с $R_y=R_{y1}$ (низколегированные стали), а для стенки и малонапряженных участков поясов - малоуглеродистой с R_{y2} . Разновидностью бистальных балок являются балки асимметричного сечения с учетом того, что сжатый пояс должен удовлетворять требованиям устойчивости и его минимальная толщина ограничивается нормами.

Определение высоты балки. Высота сечения h_{\min} из условия жесткости

$$h_{\min} = l^2 \cdot R_{y1} \cdot \gamma_c \cdot M_{n,\max} / 5 \cdot E \cdot [f] \cdot M_{\max},$$

где M_{\max} – момент от расчетной нагрузки; M_n – то же от нормативной нагрузки, $[f]$ – предельно допустимый прогиб.

Оптимальная высота

$$h_{opt} = \sqrt{W_{mp} \cdot \lambda_w},$$

где $W_{mp}=M_{\max}/R_{y1} \cdot \gamma_c$, λ_w – гибкость стенки принимается по [1]. Если $h_{opt} \geq h_{\min}$, то принимается h_{opt} , иначе h_{\min} . При λ_w , равной 100, для симметричных сечений принимают $\lambda_w=130$.

Момент, воспринимаемый стенкой

$$M_w = 0,25 \cdot R_{y2} \cdot \gamma_c \cdot h_w^2 \cdot t_w \cdot m,$$

где $hw \approx h$; $m = 1-1/3 (R_{y2}/R_{y1})$.

Требуемая площадь поясов балки при симметричном сечении

$$A_f = (M - M_w) / R_{y1} \cdot \gamma_c \cdot h.$$

Задают толщину пояса $t_w \leq t_f \leq 3 \cdot t_w$ или ширину b_f : $1/5 \cdot h \leq b_f \leq \leq 1/3 \cdot h$, но не менее 180 мм.

8.2. Проверка несущей способности и жесткости

Проверка с учетом упругопластических деформаций при изгибе в одной плоскости:

$$M_x / (c_x \cdot W_{x,\min} \cdot R_{y1} \cdot \gamma_c) \leq 1, \text{ или}$$

$$M_x / (c_x \cdot W_{x,\min}) \leq R_{y1} \cdot \gamma_c.$$

Коэффициенты c_x, c_y определяются по таблице.

Все проверки прочности, деформативности, местной устойчивости выполняют аналогично проверкам прочности моностаальных балок.

В балках, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, при $\sigma_{loc} = 0$ устойчивость стенки проверяют по формуле

$$M \leq R_{y1} \cdot \gamma_c \cdot h_w^2 \cdot t_w \cdot (\psi + \beta \cdot R_{y2} / R_{y1}),$$

где $\psi = b_f t_f / (t_w \cdot h_w)$, но не менее 0,25; $\beta = 0,8$.

Проверка прочности:

$$M / c_x \cdot W_x \cdot R_{y1} \cdot \gamma_c \leq 1.$$

Проверка стенки:

$$\tau = Q_{\max} \cdot S / I \cdot t_w \leq 0,58 \cdot R_{y2}.$$

Проверка местной устойчивости сжатого пояса балки:

$$b_{ef} / t_f \leq 0,35 \cdot \sqrt{E / R_{y1}}.$$

Проверка жесткости:

$$f = M_{n,\max} \cdot l^2 / 10 \cdot E \cdot I_x \leq [f].$$

Коэффициенты c_y для расчета бистальных балок

Группа балок	c_y при R_{y1}				
	300	330	370	400	455
1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2	1,33	1,30	1,30	1,28	1,00
3	1,41	1,40	1,39	1,38	1,00
4	1,47	1,46	1,45	1,44	1,00

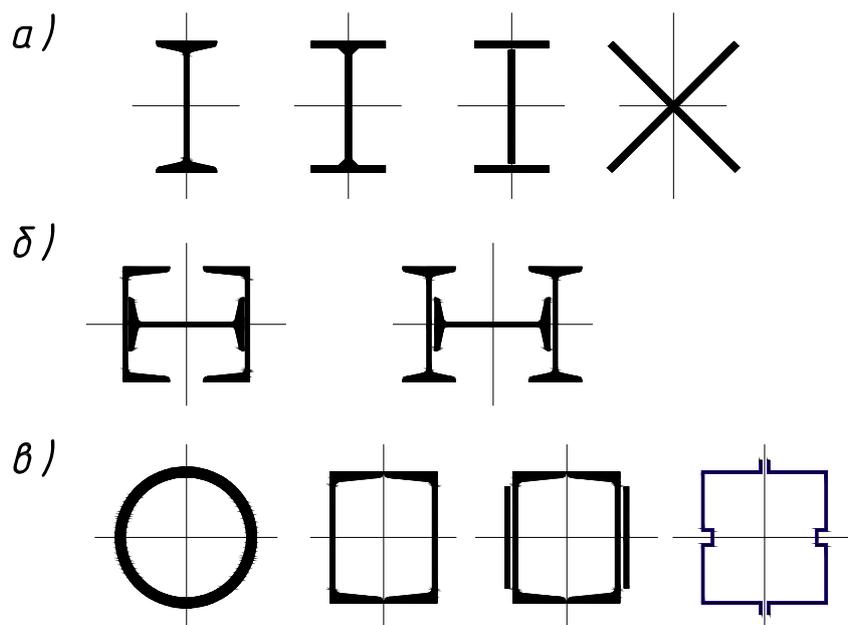
9. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОЛОНН (СТОЕК) БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

9.1. Конструктивные особенности

Стойки состоят из стержня, базы (опорной конструкции), оголовка. Длина стоек в 10 – 20 раз больше поперечного сечения. Стойки работают на сжатие или сжатие с изгибом.

9.2. Типы стоек

Стойки выполняют сплошностенчатыми из проката или составными, сквозными с безраскосной решеткой (планки), решетчатыми, перфорированными и трубчатыми (см. рисунок).



Сечения типов сплошных колонн: *a, б* – открытого;
в – закрытого

9.3. Практический расчет стоек

Стойки рабочих площадок проектируют обычно как центрально-сжатые, что обеспечивается конструкцией опирания на оголовки колонны в следующей последовательности:

– задаётся гибкость стержня ($\lambda=l_0/i$) в пределах 70 – 90, поскольку гибкость сжатых стержней ограничена [1], $\lambda = l_0/i_{\min}$, предельная гибкость 180 – 60;

– определяется φ по прил. 6 [3], табл. 72 [1] или по формулам

$$0 \leq \bar{\lambda} \leq 2,5, \quad \varphi = 1 - 0,066 \cdot \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}},$$

$$2,5 < \bar{\lambda} \leq 4,5, \quad \varphi = 1,46 - 0,34 \cdot \bar{\lambda}^2 + 0,021 \cdot \bar{\lambda}^3,$$

$$\bar{\lambda} > 4,5, \quad \varphi = 332 / \bar{\lambda}^2 (51 - \bar{\lambda}),$$

где $\bar{\lambda}$ – условная гибкость стержня, равная

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E};$$

– поскольку расчетные длины и гибкости в плоскостях (x и y) могут отличаться, проверку устойчивости выполняют в плоскости наибольшей гибкости.

Принимают тип сечения стойки и определяют требуемую площадь сечения

$$A = N / \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c.$$

Приняв сечение, определяют его характеристики: A , i_{\min} , φ и проверяют устойчивость

$$N / \varphi \cdot A \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (*)$$

Если условие (*) удовлетворяется, то выполняют конструирование и расчет базы и оголовка колонны.

10. ПРИМЕР ОФОРМЛЕНИЯ КУРСОВОЙ РАБОТЫ

Данные для курсового проектирования:

- пролет $L = 20$ м;
- шаг главных балок $B = 8,4$ м;
- высота $H = 10,8$ м;
- нагрузка эксплуатационная $q_e = 14$ кН/м²;
- материал конструкций – сталь С255.

Расчет вспомогательных балок

Для упрощения конструирования принимаем шаг вспомогательных балок $a = L/10$, где L – пролет (рис. 10.1).

Шаг вспомогательных балок $a = L/10 = 20/10 = 2$ м.

Определяем нагрузки (нормативные и расчетные):

$$q_{noz}^n = (g + p)^n \cdot a = 19.63(1963.52) \cdot 2 = 39.27(3927.04) \text{ кН/м};$$

$$q_{noz} = (g + p)^n \cdot a = 23.486(2348.6) \cdot 2 = 46.972(4697.2) \text{ кН/м};$$

$$M^n = \frac{q_{noz}^n \cdot B^2}{8} = \frac{39.27(3927.04) \cdot 8.4^2}{8} = 34636 \text{ кН} \cdot \text{м} = 3463649 \text{ кг} \cdot \text{м} = 34,63649 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$M = \frac{q_{noz} \cdot B^2}{8} = \frac{46.972(4697.2) \cdot 8.4^2}{8} = 346.36 \text{ кН} \cdot \text{м} = 3463649 \text{ кг} \cdot \text{м} = 34,63649 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$Q_n^{\max} = R_a = R_b = \frac{q_{noz}^n \cdot B}{2} = \frac{39.27(3927.04) \cdot 8.4}{2} = 164.93 \text{ кН} = 1649357 \text{ кг} = 16,49357 \text{ т};$$

$$Q_{\max} = R_a = R_b = \frac{q_{noz} \cdot B}{2} = \frac{46,972(4697,2) \cdot 8,4}{2} = 197,28 \text{ кН} = 1972824 \text{ кг} = 19,72824 \text{ т}.$$

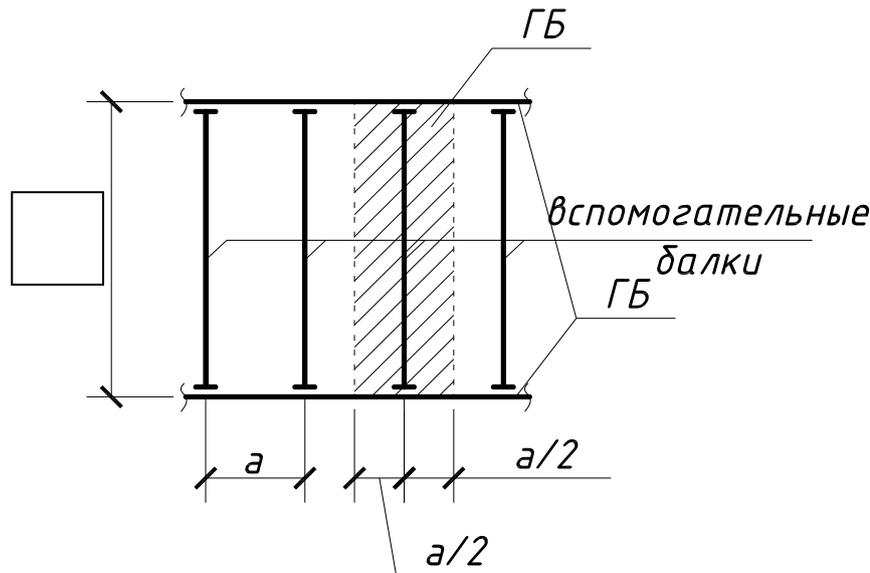


Рис. 10.1. Фрагмент балочной клетки

Определяемся с расчетной схемой вспомогательной балки (рис. 10.2).
 Определяемся с расчетными характеристиками (расчетными сопротивлениями) материала С255 согласно табл. 51 СНиП [1]:

$$R_y = 250 \text{ МПа (2550 кг/см}^2\text{)};$$

$$R_u = 370 \text{ МПа (3800 кг/см}^2\text{)};$$

$$R_p = R_{un} / \gamma_m = R_u = 370 \text{ МПа (3800 кг/см}^2\text{)};$$

$$R_s = 0,58 \cdot R_{yn} / \gamma_m = 145 \text{ МПа (1479 кг/см}^2\text{)};$$

$$\gamma_c = 1,1.$$

Определяем требуемые геометрические характеристики:

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{41.4293 \cdot 10^5}{2805} = 1476.98 \text{ см}^3.$$

Моменту сопротивления $W_{mp} = 1476,98 \text{ см}^3$ соответствует профиль № 50 ($W_{mp} = 1598 \text{ см}^3$) ГОСТ 8239-72.

Справочные данные для I № 50 (рис. 10.3).

- масса 1 м – 78,5 кг;
- $h = 500$ мм;
- $b = 170$ мм;
- $d = 10$ мм;
- $t = 15,2$ мм;

- $R=17$ мм;
- площадь сечения $F=100$ см³.

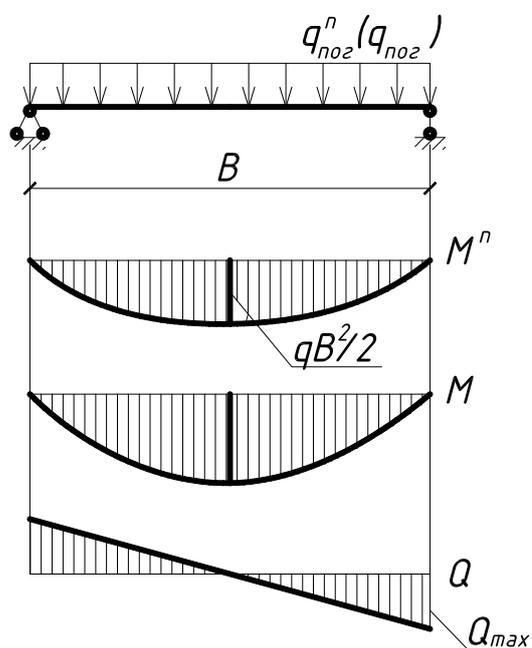


Рис. 10.2. Расчетная схема вспомогательной балки

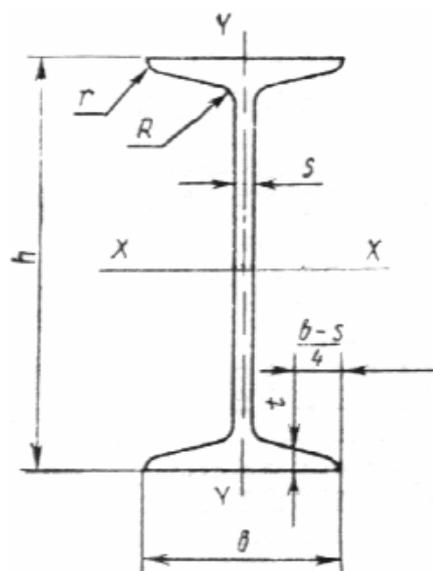


Рис. 10.3. К справочным данным I № 50

Справочные величины для оси x-x:

- $J_x=39727$ см⁴;
- $r_x=19,9$ см;
- $W_x=1598$ см³;
- $S_x=919$ см³;
- $J_k=75,4$ см⁴.

Выполняем проверку:

а) по первой группе предельных состояний;

– по прочности:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_{\text{факт}}} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\sigma_{\max} = \frac{41,4293 \cdot 10^5}{1598} \leq 2805;$$

$$2592,6 \leq 2805.$$

– по устойчивости:

согласно п. 5.16, а СНиП [1] устойчивость балок проверять не требуется в случае, если нагрузка передается через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный.

б) по второй группе предельных состояний (по деформациям):

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{\max}^n \cdot L}{10 \cdot E \cdot I} \leq \left[\frac{1}{n_0} \right],$$

где L – пролет вспомогательной балки; E – модуль упругости стали; I – момент инерции принятого сечения.

Предельный относительный прогиб вспомогательных балок:

$$\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{34,63649 \cdot 10^5 \cdot 8,4 \cdot 10^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 39727} = 0,00348 = \frac{1}{287,35}.$$

Принятый калибр проката удовлетворяет проверкам по двум группам предельных состояний и принимается для технического конструирования.

Расчет главной балки

Расчетная схема главной балки приведена на рис. 10.5.

Шаг главных балок $B = 8,4$ м.

Определяем нормативные и расчетные нагрузки:

$$q_{noz}^n = (g + p)^n \cdot a = 19,63(1963,52) \cdot 8,4 = 164,93568 (16493,568) \text{ кН/м};$$

$$q_{noz} = (g + p)^n \cdot a = 23,486(2348,6) \cdot 8,4 = 197,282(19728,2) \text{ кН/м};$$

$$M^n = \frac{q_{noz}^n \cdot L^2}{8} = \frac{164,93568(16493,568) \cdot 20^2}{8} = 8246,784 \text{ кН} \cdot \text{м} = 824678,4 \text{ кг} \cdot \text{м} = 824,6784 \text{ т} \cdot \text{м};$$

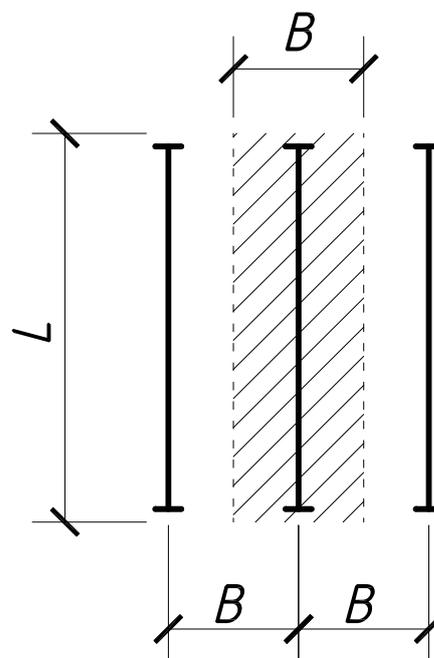


Рис. 10.4. Грузовая площадь главной балки

$$M = \frac{q_{noz}^n \cdot L^2}{8} = \frac{197.282(19728.24)20^2}{8} = 9864.1 \text{ кН} \cdot \text{м} = 986412 \text{ кг} \cdot \text{м} = 986.412 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max} = R_a = R_b = \frac{q_{noz} \cdot L}{2} = \frac{197.282(19728.24) \cdot 20}{2} = 1972.82 \text{ кН} =$$

$$= 197282.4 \text{ кг} = 197.28 \text{ т}.$$

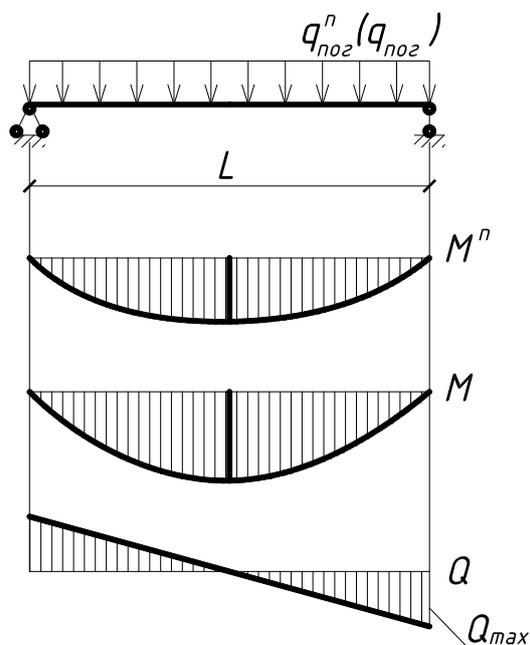


Рис. 10.5. Грузовая площадь главной балки

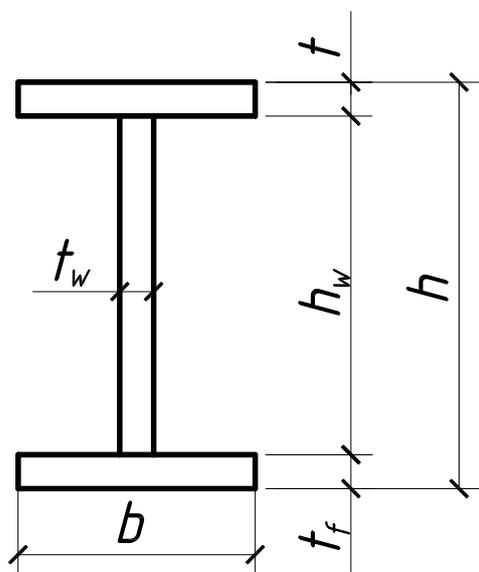


Рис. 10.6. Форма поперечного сечения главной балки

Определяемся с расчетными характеристиками (расчетными сопротивлениями) материала С255 согласно табл. 51 СНиП [1]:

$$\left. \begin{aligned} R_y &= 240 \text{ МПа} (2450 \text{ кг/см}^2); \\ R_u &= 360 \text{ МПа} (3700 \text{ кг/см}^2); \end{aligned} \right\}$$

для толщины проката
св. 10 – 20 мм

$$R_p = R_{un} / \gamma_m = R_u = 360 \text{ МПа} (3700 \text{ кг/см}^2);$$

$$R_s = 0,58 \cdot R_{yn} / \gamma_m = 139,2 \text{ МПа} (1421 \text{ кг/см}^2);$$

$$\gamma_c = 1,1.$$

Определяем требуемые геометрические характеристики:

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{986,412 \cdot 10^5}{2695} =$$

$$= 36601,55 \text{ см}^3.$$

В сортаменте прокатных профилей отсутствует номер профиля с ближайшим большим значением W_{mp} , поэтому необходимо запроектировать балку составного сечения.

Форма поперечного сечения составной балки приведена на рис. 10.6.

Составную массу главной балки можно учесть, умножив значения M , Q на коэффициент 1,02 – 1,05:

$$M \cdot 1,02 = 986,412 \cdot 1,02 = 1006,14 \text{ Т·м};$$

$$Q \cdot 1,02 = 197,28 \cdot 1,02 = 201,23 \text{ Т·м};$$

Компоновку составного сечения начинаем с назначения высоты балки по условиям экономичности и обеспечения требуемой жесткости.

Исходя из наименьшего расхода материала, определяем оптимальную высоту балки h_0 .

При ожидаемой высоте балки $h \geq 1,3 \text{ м}$

$$h_0 = k \cdot \sqrt{\nu \cdot W},$$

где $k = 1,0 - 1,3$;

$$\nu = 100 - 160, \quad W = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}.$$

Ожидаемая высота балки

$$h = \frac{1}{15} L = \frac{1}{15} 20 = 1,33 \text{ м}.$$

Тогда оптимальная высота балки будет

$$h_0 = 1,1 \cdot \sqrt{160 \cdot 36601,55} = 198,27 \text{ см}.$$

Толщина стенки балки:

$$t_w = 7 + 3 \cdot h/100 = 7 + 0,00399 = 7,00399 \text{ мм}.$$

Конструктивный минимум $t_w = 10 \text{ мм}$. Принимаем $t_w = 10 \text{ мм}$.

По условиям обеспечения требуемой жесткости определяем минимальную высоту сечения

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{2450 \cdot 1,1 \cdot 2000}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 1/400} \cdot \frac{2348,6 \cdot 10^4}{1963,52 \cdot 10^4} = 255,83 \text{ см}.$$

Минимальное значение высоты $h_{\min} = 255,83 \text{ см}$, для дальнейшего технического проектирования принимается величина $h_{\min} = 255,83 \cdot 0,9 = 240 \text{ см}$.

Принятая толщина стенки t_w должна превышать минимальную по условиям прочности на срез $t_w \geq t_{\min}$:

$$t_{\min} = 1,5 \cdot Q_{\max} / h \cdot R_s \cdot \gamma_c = \frac{1,5 \cdot 197282,4}{240 \cdot 1421 \cdot 1,1} = 0,79 \text{ см},$$

$$t_w = 10 \text{ мм} > t_{\min} = 7,9 \text{ мм}.$$

Определяем требуемый момент инерции сечения балки

$$I_k = W \cdot \frac{h}{2} = 36601,55 \cdot 240 / 2 = 4392186 \text{ см}^4.$$

Момент инерции всего сечения можно представить как сумму моментов инерции отдельных элементов балки:

$$I_k = I_f + I_w,$$

$$I_f = (I_k - I_w)/2 = \frac{4392186 - 1152000}{2} = 1620093 \text{ см}^4,$$

$$I_w = t_w \frac{h^3}{12} = 1 \frac{240^3}{12} = 1152000 \text{ см}^4,$$

где I_f – момент инерции пояса; I_w – момент инерции стенки.

$$I_k = 2 \cdot I_f + I_w = 2 \cdot 1620093 + 1152000 = 4392186 \text{ см}^4.$$

Площадь поперечного сечения пояса

$$A_f = \frac{4 \cdot I_f}{h^2} = \frac{4 \cdot 1620093}{240^2} = 112,5 \text{ см}^2.$$

Конструктивно задаемся шириной пояса $b_f = (1/3 - 1/5) h$. При $b_f \geq (1/3) h$ наблюдается ярковыраженное неравномерное распределение нормальных напряжений по ширине пояса. При $b_f \leq (1/5) h$ возникают трудности с обеспечением общей устойчивости балки.

Ширина пояса: $b_f = 240/5 = 48$ см, $b_f = 240/3 = 80$ см. Принимаем $b_f = 60$ см.

После назначения ширины пояса определяем его толщину $t_f = A_f/b_f = 112,5/60 = 1,875$ см. Принимаем $t_f = 2$ см.

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 240 - 4 = 236 \text{ см},$$

$$c = h_w/2 - t_f/2 = 119 \text{ см}.$$

Выполняем проверку по прогибу:

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{\max}^n \cdot L}{10 \cdot E \cdot I} \leq \left[\frac{1}{n_0} \right],$$

$$\frac{f}{l} = \frac{824,6784 \cdot 10^5 \cdot 20 \cdot 10^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 4493994,7} = 0,00175 = 1/571,43.$$

Предельный относительный прогиб главных балок:

$$\left[\frac{f}{l} \right] = 1/500,$$

следовательно, проверка удовлетворяется. Однако $t_w = 10$ мм не удовлетворяет условиям конструктивного минимума. Поэтому принимаем $t_w = 14$ мм.

Расчет поясных швов сводится к определению требуемого катета шва k_f . Поясные швы, прикрепляющие стенку балки к поясу, выполняем двусторонними. Швы рассчитываем на срез по металлу шва и по металлу границы сплавления:

$$T / 2 \cdot \beta_f \cdot k_f \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c;$$

$$T / 2 \cdot \beta_z \cdot k_f \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c.$$

Из табл. 55* СНиП [1] выбираем материалы для сварки, соответствующие стали С255: Св-08А, Э42. Затем из табл. 56 СНиП [1] согласно выбранным сварочным материалам выписываем нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами:

$$R_{wf}=180(1850) \text{ МПа(кгс/см}^2\text{)};$$

$$R_{wun}=180(1850) \text{ МПа(кгс/см}^2\text{)}.$$

Минимальные катеты швов k_f определяем, руководствуясь табл. 38* СНиП [1]. Так как вид соединения – тавровое с двусторонними угловыми швами; вид сварки – полуавтоматическая; предел текучести стали $R = 270$ МПа и толщина более толстого из свариваемых элементов (полки) 20 мм, следовательно, минимальные катеты швов $k_f=6$ мм.

Коэффициенты β_f и β_z определяем по из табл. 34* СНиП [1]. Вид сварки – полуавтоматическая при диаметре сварной проволоки $d=1,4 - 2$ мм, положение шва нижнее; следовательно, $\beta_f=0,9$, $\beta_z=1,05$.

Коэффициенты γ_{wf} и γ_{wz} (согласно п.11.2* СНиП [1]) - коэффициенты условий работы шва, равные 1 во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах П1, П2, П3, для которых $\gamma_{wf}=1$ для металла шва с нормативным сопротивлением $R_{wun}=410(4200)$ МПа(кгс/см²) и $\gamma_{wz}=0,85$ для всех сталей.

Сдвигающие усилия на единицу длины пояса прямо пропорциональны поперечной силе Q_{\max} и статическому моменту пояса балки S_f :

$$T = \left[\frac{Q \cdot S_f}{I_x} \right] = \frac{197,28 \cdot 21242}{4493994,7} = 0,932 \text{ т.}$$

Тогда

$$T / 2 \cdot \beta_f \cdot k_f \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c; \quad 932 / 2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \leq 1665 \cdot 0,85 \cdot 1,1;$$

$$862,96 \leq 2035 -$$

условие выполняется;

$$T/2 \cdot \beta_z \cdot k_f \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c; \quad 628/2 \cdot 1.05 \cdot 0,6 \leq 1665 \cdot 0,85 \cdot 1,1;$$

$$498,4 \leq 1556,78 -$$

условие выполняется, $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 3700 = 1665$.

Проверка устойчивости стенок: устойчивость стенок считается обеспеченной, если условная гибкость стенки $\lambda_w = h_{ef}/t \sqrt{R_y/E}$ не превышает значения 2,5 при наличии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами. Для сварных составных балок из трех листов стали $h_{ef} = h_w$.

Находим условную гибкость стенки:

$$\overline{\lambda}_w = 236/1,4 \cdot \sqrt{2450/2,1 \cdot 10^6} = 5,7.$$

Для обеспечения устойчивости стенки балок укрепляются поперечными ребрами жесткости, если значение условной гибкости стенки превышает 3,2 при отсутствии подвижной нагрузки ($5,7 - 3,2$).

Поперечные ребра жесткости ставятся в местах примыкания вспомогательных балок, чтобы исключить местное смятие. Расстояние между ребрами жесткости не должно превышать $a \leq 2 \cdot h_{ef} = 2 \cdot 236 = 472$ см при $\lambda_w > 3,2$.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_h должна быть для парного симметричного ребра:

$$b_h \geq h_{ef} / 30 + 40 = 2360 / 30 + 40 = 118,67 \text{ мм.}$$

Толщина ребра жесткости

$$t_s \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 118,67 \cdot 0,034 = 0,81 \text{ см.}$$

По условия конструктивного минимума назначаем толщину ребра жесткости $t_s = 10$ мм.

Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости при отсутствии местного напряжения и условной гибкости стенки $\lambda_w \leq 6$, следует выполнять по формуле

$$\gamma_c \geq \sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2}.$$

Значения критических нормальных и касательных напряжений (σ_{cr} , τ_{cr}) зависят только от размеров отсека и принимаются равными

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot R_y / \lambda_w^2 = 35,5 \cdot 2450 / 5,7^2 = 2676,98 \text{ кгс/см}^2.$$

Здесь $c_{cr} = 35,5$ для сварных балок при непрерывном опирании плит на пояс балки;

$$\tau_{cr} = 10,3 (1 + 0,76/\mu^2) R_s / \lambda_{ef}^2 = 10,3(1 + 0,76/1,18^2) 1421/4,8^2 = 981,99 \text{ кгс/см}^2,$$

здесь μ – отношение большей стороны отсека к меньшей ($\mu = 236/200 = 1,18$).

$$\lambda_{ef} = \frac{d}{t} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 200 / 1,4 \cdot 0,034 = 4,8,$$

где d – меньшая сторона отсека.

Напряжение σ , τ следует вычислять в предположении упругой работы материала по сечению брутто без учета коэффициента ϕ_b . Нормальное напряжение σ вычисляем у сжатой кромки стенки и принимаем со знаком «+»:

$$\sigma = \frac{M}{W} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{986,412 \cdot 10^5 \cdot 236}{37449,95 \cdot 240} = 2590,05 \text{ кгс/см}^2.$$

Среднее касательное напряжение вычисляем по формуле

$$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w} = \frac{197282,4}{1 \cdot 236} = 835,94 \text{ кгс/см}^2.$$

Следовательно

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} = \sqrt{(2590,05 / 2676,98)^2 + (835,94 / 981,99)^2} = 1,09.$$

$1,1 > 1,09$, условие выполняется.

Расчетное сечение, в котором одновременно определяются значения σ и τ , находится в наиболее загруженном отсеке в зонах действия Q_{\max} и M_{\max} .

Расчет узлов главной балки

Конструкция опорной части балки должна соответствовать способу примыкания балки к колонне, обеспечивать направление передачи усилия и безопасность передачи нагрузки.

Конструктивно задаемся шириной ребра $b = 200$ мм. Толщина ребра t может быть получена из расчета его на смятие, если $a \leq 1,5t$:

$$t \geq \frac{N}{b \cdot R_p \cdot \gamma_c} = 197282,4 / 22 \cdot 3700 \cdot 1,1 = 2,2 \text{ см.}$$

Принимаем $t = 2,2$ см. Нижние торцы опорных ребер должны быть остроганы либо плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки. Опорная часть балки составного сечения проверяется на продольный изгиб из плоскости стенки как стойка, нагруженная опорной реакцией.

В расчетное сечение этой стойки следует включить сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной $0,65\sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра.

$$A = b \cdot t + 0,6 \cdot t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 22 \cdot 2,2 + 0,65 \cdot 1,4^2 \sqrt{2,1 \cdot 10^6 / 2450} = 85,7 \text{ см}^2,$$

$$I = \frac{t \cdot b^3}{12} = \frac{2,2 \cdot 22^3}{12} = 1952,13 \text{ см}^4,$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1952,13}{85,7}} = 4,7726,$$

$$\lambda = h_w / i = 236 / 4,7726 = 49,45.$$

В зависимости от величины λ по табл. 72 СНиП [1] находим φ методом интерполяции: $\varphi = 0,854184$,

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c; \quad \sigma = \frac{197282,4}{0,85418 \cdot 85,7} = 2694,75 \text{ кгс/см}^2.$$

$2694,75 > 2695$, условие выполняется.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Коэффициенты условий работы γ_c элементов стальных конструкций

№ п/п	Элементы конструкций	γ_c
1	Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, трибунами, помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и тому подобного при весе перекрытий, равном временной нагрузке или больше её	0,9
2	Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
3	Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости $\lambda \geq 60$	0,8
4	Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость при $\varphi_b < 1,0$	0,95
5	Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	0,9
6	Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий:	
	а) сжатые (за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость	0,95
	б) растянутых в сварных конструкциях	0,95
	в) растянутые, сжатые, а также стыковые накладки в болтовых конструкциях (кроме конструкций на высокопрочных болтах) из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность	1,05

Примечания. 1. Коэффициенты условий работы $\gamma_c < 1$ при расчете одновременно учитывать не следует. 2. Коэффициенты условий работы, приведенные соответственно в поз. 1 и 6, в; 1 и 7; 1 и 8; 2 и 7; 2 и 8, а; 3 и 6, в, при расчете следует учитывать одновременно. 3. Коэффициенты условий работы, приведенные в поз. 3; 4; 6, а, в; 7; 8; 9 и 10, а также в поз. 5 и 6, б (кроме стыковых сварных соединений), при расчете соединений рассматриваемых элементов учитывать не следует. 4. В случаях, не оговоренных в настоящих нормах, в формулах следует принимать $\gamma_c = 1$.

№ п/п	Элементы конструкций	γ_c
7	Сплошные составные балки, колонны, а также стыковые накладки из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²), несущие статическую нагрузку и выполненные с помощью болтовых соединений (кроме соединений на высокопрочных болтах), при расчетах на прочность	1,1
8	Сечения прокатных и сварных элементов, а также накладок из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²) в местах стыков, выполненных на болтах (кроме стыков на высокопрочных болтах), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность: а) сплошных балок и колонн б) стержневых конструкций и перекрытий	1,1 1,05
9	Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных равнополочных (прикрепляемых большей полкой) уголков: а) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка: раскосы (рис. 9*, а по СНиП II-23-81*) распорки (рис. 9*, б, в по СНиП II-23-81*) раскосы (рис. 9*, в, з, д по СНиП II-23-81*) б) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой, одним болтом (кроме указанных в поз. 9, в настоящей таблицы), а также прикрепляемые через фасонку независимо от вида соединения в) при сложной перекрестной решетке с одноболтовыми соединениями (рис. 9*, е по СНиП II-23-81*)	0,9 0,9 0,8 0,75 0,7
10	Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой), за исключением элементов конструкций, указанных в поз. 9 настоящей таблицы, раскосов (рис. 9*, б по СНиП II-23-81*), прикрепляемых непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка, и плоских ферм из одиночных уголков	0,75
11	Опорные плиты из стали с пределом текучести до 285 МПа (2900 кгс/см ²), несущие статическую нагрузку, толщиной, мм: а) до 40 б) свыше 40 до 60 в) свыше 60 до 80	1,2 1,15 1,1

Предельные относительные прогибы $[1/n_0]$ изгибаемых элементов металлических конструкций

Элементы конструкций	f_{\max} /доли пролёта l $[1/n_0]$ для конструкций	
	стальных	алюминиевых
Балки и фермы крановых путей под краны: легкого режима работы (ручные краны, тельферы, тали)	1/400	-
при электрических кранах: режима работы среднего	1/500	-
то же, тяжелого	1/600	-
Балки рабочих площадок производственных зданий:		
при отсутствии рельсовых путей:		
главные	1/400	-
прочие	1/250	-
при наличии путей:		
узкоколейных	1/400	-
ширококолейных	1/600	-
Балки междуэтажных перекрытий:		
главные	1/400	-
прочие	1/250	-
Балки и фермы покрытий и чердачных пе- рекрытий:		
несущие подвесное и технологическое оборудование	1/400	1/400
не несущие подвесное оборудование	1/250	1/250*
обрешетки, профилированный настил	1/150	1/150
прогоны	1/200	1/200

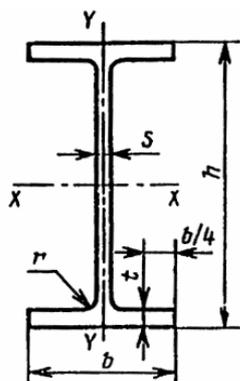
*Для главных балок.

Примечания. 1. Прогибы определяют от нормативной нагрузки без учета коэффициента динамичности и ослабления сечений отверстиями для заклепок и болтов. 2. Прогибы, данные в скобках, допускаются при соответствующем обосновании (опытное строительство, придание строительного подъёма и др.) 3. При наличии штукатурки прогиб балок перекрытий только от временной нагрузки не должен превышать 1/350 пролёта. 4. Для консолей пролёт l равен удвоенному вылету консоли.

Окончание

Элементы конструкций	f_{\max} /доли пролёта l [$1/n_0$] для конструкций	
	стальных	алюминиевых
Элементы фахверка:		
ригели, стойки	1/300	1/300(1/200)
прогоны остекления (в вертикальной и горизонтальной плоскостях)	1/200	1/200
Покрытия, в том числе большепролетные без подвешного транспорта	-	1/300(1/250)
Стеновые панели:		
остекленные	-	1/200
неостекленные	-	1/125(1/100)
Кровельные панели и подвесные потолки	-	1/150(1/125)

Горячекатаные стальные двутавры с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020-83 и тавры по сокращенному сортаменту



Для тавров высота сечения h_t , площадь сечения A_t , момент инерции J_{yt} относительно оси y_t - y_t и масса (линейная плотность) q_t , кг/м, равны 0,5 соответствующих характеристик для двутавров. Буквенные обозначения профилей: Б – нормальный (балочный); Ш – широкополочный; К – колонный; Т – тавровый, получаемый разрезкой пополам двутавров $h = 200 - 1000$ мм.

Двутавры										
Номер профиля	h , мм	A , см ²	Масса q_t , кг/м	Ось X-X				Ось Y-Y		
				I_x , см ⁴	W_x , см ³	S_x , см ³	t_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³	t_y , см
20Б1	200	28,49	22,4	1 943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23
23Б1	230	32,91	25,8	2 996	260,5	147,2	9,54	200,3	33,4	2,47
26Б1	258	35,62	28,0	4 024	312	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
30Б1	295	41,92	32,9	6 328	427	240	12,29	390	55,7	3,05
35Б1	346	49,53	38,9	10 060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	55,17	43,3	11 550	662,2	373	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	61,25	48,1	15 750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	69,72	54,7	18 530	935,7	529,7	16,30	865	104,8	3,52
45Б1	443	76,23	59,8	24 940	1 125,8	639,5	18,09	1 073,7	119,3	3,75
45Б2	447	85,96	67,5	28 870	1 291,9	732,9	18,32	1 269	141,0	3,84
50Б1	492	92,98	73,0	37 160	1 511	860,4	19,99	1 606	160,6	4,16
50Б2	496	102,80	80,7	42 390	1 709	970,2	20,30	1 873	187,3	4,27
55Б1	543	113,37	89,0	55 680	2 051	1 165	22,16	2 404	218,6	4,61
60Б1	593	135,26	106,2	78 760	2 655	1 512	24,13	3 154	274,3	4,83
60Б2	597	147,30	115,6	87 640	2 936	1 669	24,39	3 561	309,6	4,92
70Б1	631	164,70	129,3	125 930	3 645	2 095	27,65	4 556	350,5	5,26
70Б2	697	183,60	144,2	145 912	4 187	2 393	28,19	5 437	418,2	5,44
80Б1	791	203,20	159,5	199 500	5 044	2 917	31,33	6 244	446,0	5,54
90Б1	893	247,10	194	304 400	6 817	3 954	35,09	8 365	557,6	5,82

Двутавры										
Номер профиля	h , мм	A , см ²	Масса q_t , кг/м	Ось X-X				Ось Y-Y		
				I_x , см ⁴	W_x , см ³	S_x , см ³	t_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³	t_y , см
100Б1	990	293,82	230,6	446 000	9 011	5 234	38,96	11520	719,9	6,26
100Б2	998	328,90	258,2	516 400	10 350	5 980	39,62	13710	856,9	6,46
100Б3	1006	364,00	285,7	537 700	11 680	6 736	40,18	15900	993,9	6,61
100Б4	1013	400,60	314,5	655 400	12 940	7 470	40,45	17830	1114,3	6,67
20Ш1	193	38,95	30,6	2 660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	226	46,08	36,2	4 260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	251	54,37	42,7	6 225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	255	62,73	49,2	7 429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	291	68,31	53,6	10 400	715	398	12,34	1470	147,0	4,64
30Ш2	295	77,65	61,0	12 200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
35Ш1	338	96,67	75,1	19 790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	341	104,74	82,2	22 070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
40Ш1	388	122,40	96,1	34 360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	392	141,60	111,1	39 700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
50Ш1	484	145,70	114,4	60 930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
60Ш1	580	181,10	142,1	107 300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
70Ш1	683	216,40	169,9	172 000	5936	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	691	251,70	197,6	205 500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
80Ш1	779,2	258	203	265 170	6810	3700	32	13790	811	7,3
90Ш1	882	310	244	402 160	9120	5000	36	17940	997	7,6
100Ш1	978	369	290	590 550	12080	6600	40	26740	1340	8,51
20К1	195	52,82	41,5	3 820	392	216	8,50	1334	133	5,03
20К2	198	59,70	46,9	4 422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23К1	227	66,51	52,2	6 589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23К2	230	75,77	59,5	7 601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26К1	255	83,08	65,2	10 300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26К2	258	93,19	73,2	11 700	907	501	11,21	3957	304	6,52
30К1	296	108,00	84,8	18 110	1223	672	12,95	6079	405	7,50
30К2	300	122,70	96,3	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
35К1	343	139,70	109,7	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35К2	348	160,40	125,9	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
40К1	393	175,80	138	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10
40К2	400	210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40К3	409	257,30	202,3	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40К4	419	308,60	242,2	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,10
40К5	431	371,00	291,2	121570	5642	3217	18,10	37910	1896	10,11

Прочностные характеристики рекомендуемой листовой стали, МПа

Марка стали	Толщина листового проката t , мм																							
	6 – 8						10 – 20						22 – 32						36 – 40					
	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_s	R_p		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_s	R_p		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_s	R_p		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_s	R_p	
ВСтЗпс6-1	235	365	230	133	332		235	355	230	133	323		-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
ВСтЗпс	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-		225	370	215	125	336		225	370	215	125	336	
О9Г2	305	440	290	168	400		305	440	290	168	400		295	440	280	162	400		-	-	-	-	-	-
14Г2	335	460	320	185	418		325	450	310	180	409		325	450	310	180	409		-	-	-	-	-	-
09Г2С	345	490	330	191	445		325	470	310	180	427		305	460	290	168	418		285	450	270	156	409	
10Г2С1	345	490	330	191	445		335	480	320	185	436		325	470	310	180	427		325	450	310	180	409	
15ХСНД	345	490	330	191	445		345	490	330	191	445		345	490	330	191	445		-	-	-	-	-	-
10Г2С1 (термоупрочн.)	-	-	-	-	-		390	530	355	206	473		390	530	355	206	473		390	530	355	206	473	
14Г2АФ	390	540	370	214	482		390	540	370	214	482		390	540	370	214	482		390	540	370	214	482	
16Г2АФ	440	590	400	232	522		440	590	400	232	522		440	550	400	232	522		410	570	375	217	504	

Примечание. R_{yn} – предел текучести; R_{un} – временное сопротивление; R_y – расчетное сопротивление растяжению, сжатию, изгибу; R_s – расчетное сопротивление сдвигу (срезу); R_p – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности.

Сортамент прокатной листовой стали, мм

Сталь	Толщина	Ширина
Широкополосная универсальная (ГОСТ 82-70) длина 5 – 12 м	6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 50, 60	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 480, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050
Тонколистовая (ГОСТ 19903-74) длина 6 – 8 м	То же до 40	600, 710, 1000, 1250, 1400, 1500, 1600, 1800, 2000, 2200, 2500, 2600, 2800 ...

Поясные листы при расчетной площади $A_f = 0,5 (A_w - t_w \cdot h_w)$ проектируем из рекомендуемой широкополосной универсальной стали.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. – М. : Стройиздат, 1988. – 57 с.
2. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М. : Стройиздат, 1996. – 61 с.
3. Металлические конструкции. В 3 т. / под ред. В. В. Горелова. – 3-е изд., стер. – М. : Высш. шк., 2004. – Т. 1. – 551 с. – ISBN 5-06-003695-2.
4. Металлические конструкции. Общий курс / под ред. Г. С. Веденникова. – 7-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1998. – 760 с. – ISBN 5-274-01465-8.

Оглавление

Введение	3
1. Конструктивные решения рабочей площадки	4
2. Балки балочных клеток, рабочих площадок и перекрытий	7
3. Проектирование балочной клетки	7
3.1. Цель вариантного проектирования.....	7
3.2. Варианты компоновочных схем.....	8
3.3. Варианты балочной клетки при стальном настиле.....	8
4. Проектирование балок из прокатных двутавров	11
4.1. Нагрузки.....	11
4.2. Подбор профиля проката.....	11
4.3. Двухпролетные прокатные балки.....	15
4.4. Расчет прокатных балок при учёте пластических деформаций стали.....	16
4.5. Соединение поясов со стенкой.....	18
5. Проектирование прокатных балок с перфорированной стенкой	19
5.1. Балки с перфорированной стенкой.....	19
5.2. Особенности работы и конструкции балок.....	19
5.3. Расчет и конструирование балок.....	20
5.4. Расчет перфорированной балки.....	21
5.5. Расчет по 2-й группе предельных состояний.....	26
6. Проектирование составных сварных двутавровых балок	27
6.1. Подбор сечения.....	27
6.2. Проверка прочности и деформативности балки.....	30
6.3. Проверка общей устойчивости балки.....	31
6.4. Проверка устойчивости стенки составной балки.....	32
6.5. Проектирование опорных ребер сварных балок.....	38
7. Проектирование узлов сопряжений балок балочных клеток	42
8. Бистальные балки	46
8.1. Применение бистальных балок.....	46
8.2. Проверка несущей способности и жесткости.....	47

9. Проектирование колонн (стоек) балочной клетки	48
9.1. Конструктивные особенности.....	48
9.2. Типы стоек.....	48
9.3. Практический расчёт стоек.....	49
10. Пример оформления курсовой работы.....	50
Приложения.....	61
Библиографический список.....	69

Учебное издание

МИХАЙЛОВ Василий Васильевич
СЕРГЕЕВ Михаил Сергеевич

ПРОЕКТИРОВАНИИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
НА ПРИМЕРЕ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

Учебное пособие

Подписано в печать 14.01.12.

Формат 60x84/16. Усл. печ. л. 4,18. Тираж 100 экз.

Заказ

Издательство

Владимирского государственного университета
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых
600000, Владимир, ул. Горького, 87