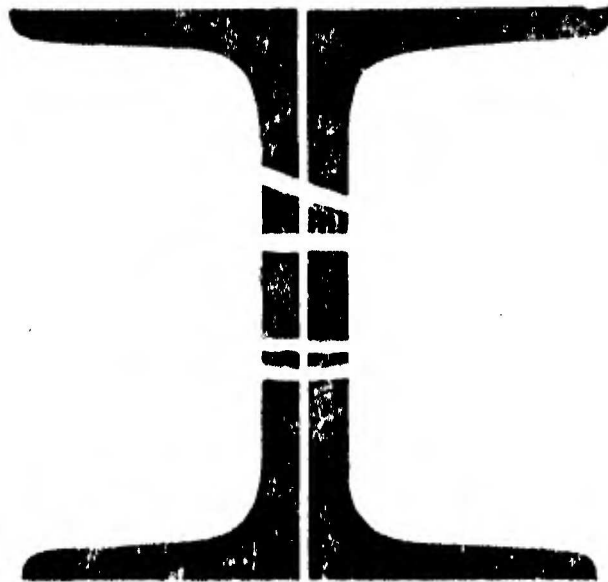




**РАСЧЕТ
СТАЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ**

СПРАВОЧНОЕ ПОСОБИЕ



Авторы выражают глубокую признательность коллективу кафедры металлических и деревянных конструкций Киевского инженерно-строительного института (руководитель — докт. техн. наук, проф. М. М. Жербин), сделавшему ряд ценных замечаний при рецензировании рукописи.

Главы 1 и 7 написаны докт. техн. наук, проф. Я. М. Лихтарниковым; 4, 5, 6 — канд. техн. наук, доц. В. М. Клыковым; 2, 3 и § 19 главы 5 — канд. техн. наук, доц. Д. В. Ладыженским.

Глава 1

ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

§ 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МЕТОДЕ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Строительные конструкции, в том числе стальные, рассчитываются на силовые воздействия по методу предельных состояний (согласно СНиП II-A. 10—71), при которых конструкция, здание или сооружение перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при возведении.

Предельные состояния подразделяются на две группы: первая — по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации; вторая — по непригодности к нормальной эксплуатации.

К предельным состояниям первой группы относятся общая потеря устойчивости формы; потеря устойчивости положения; хрупкое, вязкое, усталостное или другого вида разрушение; разрушение под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды; качественное изменение конфигурации.

К предельным состояниям второй группы относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или снижающие долговечность их вследствие появления недопустимых перемещений (прогибы, осадки, углы поворота, колебания и т. п.).

Цель расчета заключается в том, чтобы величины усилий, напряжений, деформаций и перемещений не превышали предельных значений, устанавливаемых нормами проектирования конструкций.

Основными параметрами сопротивления материалов силовым воздействиям являются нормативные сопротивления R^H , устанавливаемые нормами с учетом условий контроля и статистической изменчивости сопротивлений.

Возможные отклонения сопротивлений материалов в неблагоприятную сторону от нормативных значений учитываются коэффициентами безопасности по материалу k .

Расчетным сопротивлением материала R называется сопротивление, принимаемое при расчетах конструкций и получаемое делением нормативного сопротивления на коэффициент безопасности по материалу:

$$R = \frac{R^H}{k} . \quad (1.1)$$

Особенности действительной работы материалов, элементов и соединений конструкций, а также конструкций, зданий и сооружений в целом, имеющие систематический характер, но не отражаемые в расчетах прямым путем, учитываются в необходимых случаях коэффициентами условий работы m .

Возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от нормативных значений вследствие изменчивости нагрузок или отступления от нормальной эксплуатации учитывается коэффициентами перегрузки n , устанавливаемыми с учетом назначения зданий и сооружений и условий их эксплуатации.

Нагрузки и воздействия, принимаемые в расчетах конструкций и получаемые путем умножения их нормативных значений на соответствующие коэффициенты перегрузки, называются расчетными.

Основные расчетные уравнения метода предельных состояний имеют вид:

а) по первой группе предельных состояний

$$N \leq \Phi, \quad (1.2)$$

где $N = \sum P_i^n n_i$ — максимально возможное (расчетное) усилие в элементе; P_i^n — нормативная нагрузка; n_i — число влияния (усилие в элементе при $P_i^n = 1$); $\Phi = \frac{FRm}{k} = FRm$ — предельная несущая способность элемента, где F — геометрический фактор;

б) по второй группе предельных состояний

$$\delta \leq \delta_{пр}, \quad (1.3)$$

где $\delta = \sum P_i^n \delta_i$ — деформация или перемещение элемента под воздействием нормативных нагрузок; δ_i — деформация или перемещение от единичной нагрузки; $\delta_{пр}$ — предельная величина деформации, определяющая возможность нормальной эксплуатации.

§ 2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Классификация нагрузок. Нагрузки и воздействия разделяются на постоянные, временные (временные длительные, кратковременные) и особые.

Постоянные нагрузки и воздействия: собственный вес несущих конструкций; поддерживаемых ими частей здания или сооружения; вес и давление грунтов; воздействие предварительного напряжения.

Временные длительные нагрузки: вес стационарного оборудования; жидкостей и сыпучих материалов, заполняющих емкости; нагрузки на перекрытия складских помещений, холодильников, книгохранилищ, архивов, библиотек; длительные температурные воздействия от оборудования.

Кратковременные нагрузки: воздействие кранов; вес снега; воздействие ветра; вес людей, мебели и другого легкого оборудования на перекрытиях жилых и общественных зданий; ремонтных материалов в зонах обслуживания кранов; нагрузки, возникающие при перевозке и монтаже конструкций.

Особые нагрузки: сейсмические и взрывные воздействия на сооружения; воздействие просадок оснований на подрабатываемых территориях и т. п.

Коэффициенты перегрузки и сочетания нагрузок. Как указано в § 1, коэффициенты перегрузки учитывают изменчивость нагрузок или отступления от нормальной эксплуатации, в результате которых фактические нагрузки могут оказаться больше тех, которые имеют место при нормальной эксплуатации.

Значения коэффициентов перегрузки приведены в табл. 1.1. Расчетные нагрузки действуют на конструкцию в сочетании друг с другом. При этом одновременное воздействие нескольких нагрузок максимальной интенсивности считается маловероятным, что учитывается умножением их на коэффициенты сочетаний $C \leq 1$.

Таблица 1.1. Коэффициенты перегрузки n для различных нагрузок

Виды нагрузок	Коэффициент перегрузки
<i>Постоянные</i>	
Собственный вес конструкций	1,1 (0,9)
Теплоизоляционные и звукоизоляционные изделия (плиты из легких пористых материалов, засыпки, выравнивающие слои, кровельные стяжки, штукатурки и т. п.)	1,2 (0,9)
Усилия предварительного напряжения в конструкции	1,1 (0,9)
<i>Временные</i>	
Нагрузки от веса людей, деталей, ремонтных материалов в зонах, свободных от специального технологического оборудования, заданные технологическим заданием, $кгс/м^2$, при:	
а) $q < 300$	1,4
б) $300 < q < 500$	1,3
в) $q \geq 500$	1,2
Собственный вес оборудования	1,2
Вес жидкости	1,1
Вес сыпучих материалов, шламов и других тел, заполняющих емкости (бункер, резервуар)	1,2
Нагрузки от кранов грузоподъемностью до 5 тс	1,3
То же 5 тс и более	1,2
Снеговая нагрузка	1,4
Ветровая нагрузка:	
а) для промышленных зданий и сооружений	1,2
б) для высоких сооружений, при расчете которых ветровая нагрузка входит в основное сочетание	1,3

Примечания: 1. Указанный в скобках коэффициент перегрузки 0,9 применяется в случае, когда уменьшение нагрузки вызывает ухудшение работы конструкции.

2. При обеспечении надежного контроля величина усилия от предварительного напряжения принимается с коэффициентом перегрузки $n=1$.

Различают два сочетания нагрузок: основные сочетания, состоящие из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок, и особые сочетания, состоящие из постоянных, временных длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

При расчете на основные сочетания, включающие только одну кратковременную нагрузку, коэффициент сочетания принимается равным единице для всех нагрузок. При расчете на основные сочетания, включающие не менее двух кратковременных нагрузок,

величины кратковременных нагрузок умножаются на коэффициент сочетания, равный 0,9.

При расчете на особые сочетания нагрузок величины кратковременных нагрузок умножаются на коэффициент сочетания, равный 0,8.

§ 3. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Для стальных конструкций применяют углеродистые и низколегированные стали. Углеродистые стали выплавляются мартеновским или конверторным способом. По степени раскисления углеродистые стали подразделяются на кипящие, полуспокойные и спокойные.

Углеродистые стали поставляются по ГОСТ 380—71. В зависимости от назначения и гарантируемых характеристик углеродистая сталь подразделяется на три группы: А — гарантируются механические свойства; Б — гарантируется химический состав; В — гарантируются механические свойства и химический состав.

В строительных конструкциях применяется в основном сталь группы В. Для нерасчетных сварных элементов конструкции может быть применена сталь группы Б, для таких же элементов с болтовыми или заклепочными соединениями — сталь группы А.

По ГОСТ 380—71 марка углеродистой стали обозначается как Ст, порядковый номер в зависимости от химического состава и механических свойств 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, группа стали Б, В (группа А в обозначении марки не указывается); степень раскисления: кп — сталь кипящая, пс — полуспокойная, сп — спокойная и категория 1, 2, 3, 4, 5, 6 в зависимости от нормируемых механических свойств (первая категория в обозначение не входит). Например, ВСтЗсп2 читается так: сталь 3 спокойная, группы В, 2-й категории.

Т а б л и ц а 1.2. Механические свойства стали при растяжении и условия испытания на изгиб 180° по ГОСТ 380—71

Марка стали	Временное сопротивление, кгс/см ²	Предел текучести σ_T , кгс/мм ² , для толщин, мм				Относительное удлинение δ_s , %, для толщин, мм			Изгиб на 180° (δ — толщина образца, d — диаметр оправки) для толщин, мм	
		До 20	21—40	41—100	Более 100	До 20	21—40	Более 40	До 20	Более 20
Не менее										
Ст0	Не менее 31	—	—	—	—	23	22	20	$d=2\delta$	Диаметр оправки увеличивается на толщину образца
Ст2кп	33—42	22	21	20	19	33	32	30	$d=0$	
Ст2пс	34—44	23	22	21	20	32	31	29	$d=0$ (без оправки)	
Ст2сп										
Ст3кп	37—47	24	23	22	20	27	26	24	$d=0,5\delta$	
Ст3пс	38—49	25	24	23	21	26	25	23		
Ст3сп										
Ст3Гпс										

Таблица 1.3. Химический состав некоторых марок углеродистой и низколегированной сталей

Марка стали	Содержание элементов, проц.									Примечание
	Углерод С	Марганец Мп	Кремний Si	Хром Cr	Никель Ni	Медь Cu	Ванадий V	Сера S	Фосфор P	
								не более		
БСт0	0,23	—	—	—	—	—	—	0,07	0,06	ГОСТ 380—71
БСт2кп	0,09—0,15	0,25—0,5	≤0,07	≤0,3	≤0,3	≤0,3	—	0,04	0,05	
БСт2пс	0,09—0,15	0,25—0,5	0,05—0,17							
БСт2сп	0,09—0,15	0,25—0,5	0,12—0,3							
БСт3кп	0,14—0,22	0,3—0,6	≤0,07							
БСт3пс	0,14—0,22	0,4—0,65	0,05—0,17							
БСт3сп	0,14—0,22	0,1—0,65	0,12—0,3							
БСт3Гпс	0,14—0,22	0,8—1,10	≤0,15							
09Г2	≤0,12	1,4—1,8	0,17—0,37	≤0,3	≤0,3	≤0,3	—	0,35	0,04	ГОСТ 5058—65
09Г2С	≤0,12	1,3—1,7	0,5—0,8							
14Г2	0,12—0,18	1,2—1,6	0,17—0,37							
10Г2С1	≤0,12	1,3—1,65	0,9—1,2							
15ГФ	0,12—0,18	0,9—1,2	0,17—0,37							
15ХСНД	0,12—0,18	0,4—0,7	0,4—0,7	0,6—0,9	0,3—0,6	0,2—0,4	—	0,35	0,04	
10ХСНД	≤0,12	0,5—0,8	0,8—1,1	0,6—0,9	0,5—0,8	0,4—0,65				
14Г2АФ	0,12—0,18	1,2—1,6	0,3—0,6	—	—	—	0,06—0,15	0,35	0,04	ЧМТУ1—349—68
16Г2АФ	0,14—0,20	1,3—1,7	0,4—0,7	—	—	—	0,08—0,18			

Примечание 1. В углеродистых сталях допускается содержание мышьяка до 0,08%, а для стали, выплавленной из керченских руд, — до 0,15%.

2. В сталях 14Г2АФ и 16Г2АФ содержание азота соответственно составляет 0,01—0,025 и 0,015—0,03%.

Для полуспокойной стали с повышенным содержанием марганца к обозначению марки стали после номера марки ставят букву Г, например ВСт3Гпс3.

Механические свойства стали при растяжении, а также условия испытания на изгиб в холодном состоянии приведены в табл. 1, 2. Химический состав по плавочному анализу должен соответствовать требованиям, приведенным в табл. 1.3.

В зависимости от категории стали группы В нормируется перечень показателей механических свойств и химического состава (табл. 1.4). Нормируемые значения ударной вязкости для различных видов прокатной стали даны в табл. 1.5.

Низколегированные стали повышенной прочности (с пределом

Таблица 1.4. Перечень нормируемых показателей для стали группы В

Категория стали	Марки сталей всех степеней раскисления	Химический состав	Временное сопротивление	Предел текучести	Относительное удлинение	Изгиб в холодном состоянии	Ударная вязкость		
							при температуре, град С		после механического старения
							+20	-20	
1) 2)	ВСт2—ВСт5	+	+	—	+	+	—	—	—
3	ВСт3—ВСт4	+	+	+	+	+	+	—	—
4) 5) 6)	ВСт3	+	+	+	+	+	—	+	—
		+	+	+	+	+	—	+	+
		+	+	+	+	+	—	—	+

Примечание. Знаки (+) и (—) соответственно обозначают, что показатель нормируется, не нормируется.

Таблица 1.5. Нормируемые значения ударной вязкости для стали марок ВСт3пс, ВСт3сп, ВСт3Гпс

Марка стали	Вид проката	Расположение образца относительно проката	Толщина, мм	Ударная вязкость, кгс·м/см ² , не менее		
				при температуре, град С		после механического старения
				+20	-20	
ВСт3пс, ВСт3сп	Листовая сталь	Поперек	5—9	8	4	4
			10—25	7	3	3
			26—40	5	—	—
	Широкополосная сталь	Вдоль	5—9	10	5	5
			10—25	8	3	3
			26—40	7	—	—
	Сортовой и фасонный прокат	»	5—9	11	5	5
			10—25	10	3	3
			26—40	8	—	—

Продолжение табл. 1.5

Марка стали	Вид проката	Расположение образца относительно проката	Толщина, мм	Ударная вязкость, кгс·м/см ² не менее		
				при температуре, град С		после механического старения
				+20	-20	
ВСтЗГпс	Листовая сталь	Поперек	5—9	8	4	4
			10—30	7	3	3
			31—40	5	—	—
	Широкополосная сталь	Вдоль	5—9	10	5	5
			10—30	8	3	3
			31—40	7	—	—
	Сортовой и фасонный прокат	»	5—9	11	5	5
			10—25	10	3	3
			26—40	9	—	—

текучести до 40 кгс/мм²) поставляются по ГОСТ 5058—65. Химический состав этих сталей приведен в табл. 1.3.

В последнее время применяются стали высокой прочности с пределом текучести 45—75 кгс/мм². Повышение прочности здесь достигается более сложным легированием или термической обработкой низколегированных сталей повышенной прочности или за счет использования обоих приемов.

Применение сталей повышенной и высокой прочности приводит к снижению массы конструкции соответственно на 15—20 и 25—50%. Однако эти стали, особенно высокопрочные, дороже углеродистых, поэтому выбор стали должен быть обоснован технико-экономическим анализом с учетом условий эксплуатации.

Рекомендации по применению марок стали в зависимости от условий эксплуатации приведены в приложении V*.

§ 4. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ И КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ

Согласно СНиП II-V. 3—72 стали для строительных конструкций сгруппированы по классам прочности. Цифры в индексе класса обозначают: числитель — минимальная величина по ГОСТ временного сопротивления на разрыв, знаменатель — минимальная величина по ГОСТ предела текучести, кгс/мм² (табл. 1.6). Здесь же приведены соответствующие марки стали и браковочные значения механических свойств.

Значения расчетных сопротивлений прокатной стали приведены в табл. 1.7.

Как указывалось в § 1, при расчете конструкций по первой группе предельных состояний (прочность, устойчивость, выносливость)

* Все приложения помещены во второй части книги.

в некоторых случаях в расчетные формулы вводятся коэффициенты условий работы (табл. 1.8).

Таблица 1.6. Классы прочности стали и соответствующие им марки

Категория прочности	Класс стали	Механические свойства при растяжении, не менее			Марка стали	Толщина проката, мм	Ударная вязкость кгс·м/см ² , при температуре, град С			
		σ_B , кгс/см ²	σ_T , кгс/см ²	$\sigma_{вп}$, %			-20	-40	-70	после механического старения
Обычная	С38/23	3800	2300	25	ВСтЗпс	5—40	См. табл. 1.4 и 1.5			
					ВСтЗсп	5—40				
					ВСтЗГпс	10—30				
					В18Гпс5	10—30				
					М16С	26—40				
Повышенная	С44/29	4400	2900	21	Ст1пс	10—25	—	3	—	3
					09Г2С	21—60	—	—	3	3
					09Г2	4—20	—	—	3	3
	С46/33	4600	3300	21	09Г2С	4—20	—	—	3	3
					14Г2	4—32	—	3	—	3
					10Г2С1	4—40	—	3	—	3
					15ХСНД	5—32	—	3	—	3
	С52/40	5200	4000	19	10Г2С1	10—40	—	5	—	3
					10ХСНД	4—40	—	—	3	3
					14Г2АФ	4—32	—	4	—	4
					18Г2АФпс	4—32	—	3	—	3
					15Г2СФ	4—20	—	3	—	3
Высокая	С60/45	6000	4500	16	15ХСНД	10—32	—	4	—	3
					16Г2АФ	4—32	—	4	—	3
					18Г2АФпс	8—50	—	3	—	3
					15Г2СФ	8—32	—	5	—	3
	С70/60	7000	6000	12	12Г2СМФ	10—32	—	3,5	—	—
					14ГСМФР	4—40	—	3	—	—
					С85/75	8500	7500	10	15ХГ2СМФР	12—30

Примечание. Стали классов С52/40—С85/75 поставляются в термически упрочненном состоянии.

Таблица 1.7. Расчетные сопротивления R прокатной стали, кгс/см²

Вид напряжения состояния	Классы прочности стали						
	С38/23	С44/29	С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
Растяжение, сжатие и изгиб	2100 (2600)	2600 (3000)	2900 (3100)	3400	3800	4400	5300

Продолжение табл. 1.7

Вид напряженного состояния	Классы прочности стали						
	C38/23	C44/29	C46/33	C52/40	C60/45	C70/60	C85/75
Срез	1300 ^{кгс/см²}	1500	1700	2000	2300	2600	3100
Смятие торцовой поверхности (при наличии пригонки)	3200	3900	4300	5100	5700	6500	8000
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	1600	2000	2200	2500	2900	3300	3900
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью)	80	100	110	130	150	180	200

Примечания: 1. В скобках указаны расчетные сопротивления стали растяжению для конструкций, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести.

2. Указанные в табл. 1.7 значения расчетных сопротивлений установлены для толщин прокатной стали класса C38/23 до 30 мм; при толщине 31—40 мм $R=1900$, при 41—160 мм — $R=1700$ кгс/см².

Таблица 1.8. Коэффициенты условий работы элементов стальных конструкций

№ п.п.	Наименование элементов конструкций	m
1	Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т. п. при весе перекрытий, равном или большем полезной нагрузки	0,9
2	Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки ферм покрытий и перекрытий (например, строительных и аналогичных им ферм) при гибкости их $\lambda < 60$	0,8
3	Сжатые раскосы пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков, прикрепляемых к поясам одной полкой: а) с помощью сварных швов или двух и более заклепок, поставленных вдоль уголка: 1) при перекрестной решетке с совмещенными в смежных гранях узлами (рис. 1.1, б); 2) при елочной и перекрестной решетке с несовмещенными в смежных гранях узлами (рис. 1.1, в, г); б) с помощью болтов или одной заклепки	0,9 0,8 0,75
4	Подкрановые балки под краны грузоподъемностью 5 тс и более тяжелого и весьма тяжелого режимов работы	0,9
5	Колонины гражданских зданий и опор водонапорных башен	0,9

№ п.п	Наименование элементов конструкций	m
6	Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнобоких уголков только узкой полкой), за исключением элементов конструкций, указанных в п. 3 настоящей таблицы, и плоских ферм из одиночных уголков	0,75

Примечания: 1. Коэффициенты условий работы, установленные в пп. 1 и 2, а также в пп. 2 и 6 табл. 1.8 одновременно не учитываются.

2. Коэффициенты условий работы, установленные в пп. 2 и 3 табл. 1.8, не распространяются на крепления соответствующих элементов конструкций в узлах.

3. Для сжатых раскосов пространственных решетчатых конструкций (п. 3) при треугольной решетке с распорками (рис. 1.1, а) коэффициент условий работы не учитывается.

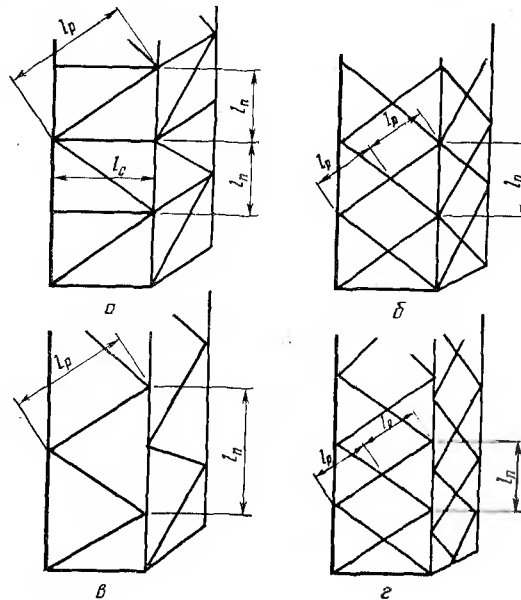


Рис. 1.1. К таблице 1.8.

Физические характеристики сталей, канатов и высокопрочной проволоки приведены в табл. 1.9.

§ 5. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИИ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ СИЛОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Растяжение. Напряжение в стержне

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R, \quad (1.4)$$

где N — усилие, действующее в стержне; $F_{\text{нт}}$ — площадь стержня нетто (за вычетом отверстий).

Таблица 1.9. Физические характеристики

Наименование характеристик	Размерность	Прокатная сталь	Канаты спиральные и с металлическим сердечником	Канаты спиральные закрытые	Пучки и прядки высокопрочной проволоки
Модуль упругости E	кгс/см ²	2 100 000	1 500 000	1 700 000	2 000 000
Модуль сдвига G	"	840 000	—	—	—
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) μ	—	0,3	—	—	—
Коэффициент линейного расширения α	1/град	0,000012	—	—	—
Объемный вес γ	кгс/м ³	7850	—	—	—

Примечание. Величины модуля упругости даны для канатов, предварительно вытянутых усилием не менее 30—40% разрывного усилия для каната в целом.

Сжатие, расчет на прочность производится по формуле (1.4).

Продольный изгиб. Расчет на устойчивость

Критическая сила для упругого центрально-сжатого стержня определяется по формуле

$$N_{кр} = \frac{\pi^2 E I_{мин}}{(\mu l)^2}, \quad (1.5)$$

где E — модуль упругости материала стержня; $I_{мин}$ — минимальный момент инерции сечения стержня; l — геометрическая длина стержня; μ — коэффициент приведения, определяемый в зависимости от условий закрепления концов (см. гл. 4).

Критические напряжения в стержне

$$\sigma_{кр} = \frac{N_{кр}}{F_{бр}} = \frac{\pi^2 E I_{мин}}{F_{бр} (\mu l)^2} = \frac{\pi^2 E r^2}{(\mu l)^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \quad (1.6)$$

где $F_{бр}$ — площадь брутто поперечного сечения стержня; $r_{мин} = \sqrt{\frac{I_{мин}}{F_{бр}}}$ — минимальный радиус стержня; $\lambda = \frac{\mu l}{r} = \frac{l_0}{r}$ — гибкость; l_0 — расчетная длина стержня.

Формула (1.6) справедлива для тонких и гибких стержней, работающих в упругой стадии при постоянном модуле E и напряжениях, не превышающих предел пропорциональности.

Выше предела пропорциональности при определении критических напряжений учитывают переменный пластический модуль $E_{пл}$. Значения критических напряжений при этом модуле получены в результате экспериментально-теоретических исследований.

Очевидно, чтобы стержень был устойчив, необходимо соблюдение неравенства

$$\sigma < \sigma_{кр} = \varphi R,$$

где φ — коэффициент продольного изгиба (рис. 1.2).

Формула для расчета сжатых стержней на устойчивость имеет вид

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{бр}} \leq R. \quad (1.7)$$

Нормами установлены значения коэффициента φ с учетом случайных эксцентриситетов (табл. 1 приложения I).

Поперечный изгиб. Расчет на прочность. При работе изгибаемого элемента в упругой стадии, отвечающей треугольной эпюре нормальных напряжений (рис. 1.3, а стадия I), максимальные напряжения определяются по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_{нт}} \leq R, \quad (1.8)$$

где M — максимальный изгибающий момент; $W_{нт}$ — момент сопротивления (упругий) сечения нетто.

При увеличении нагрузки и проникновении текучести внутрь сечения элемент работает в упруго-пластической стадии (рис. 1.3, б стадия II), дальнейшее возрастание нагрузки вызывает текучесть во всех волокнах, чему соответствует прямоугольная эпюра напряжения

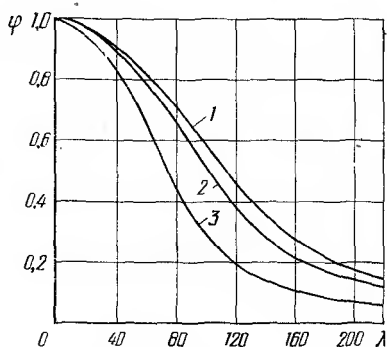
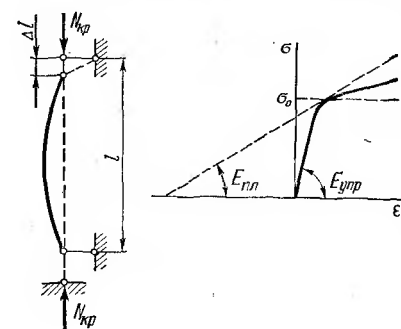


Рис. 1.2. К расчету центрально-сжатых стержней на устойчивость:

1 — сталь класса С38/23; 2 — то же С44/29; 3 — то же С85/75.

(рис. 1.3, б, стадия III). Предельный момент, воспринимаемый элементом, определяется как

$$M_{пл} = \sigma_t W_{пл}. \quad (1.9)$$

где $W_{пл} = kW$ — пластический момент сопротивления.

Значения k зависят от типа сечения:

Тип сечения	Прямоугольная полка, лист	Двутавры по ГОСТ 8239-72	Швеллеры по ГОСТ 8240-72
Значения k	1,5	1,12/1,2	1,13/1,2

Для двутавров и швеллеров в числителе указаны значения при изгибе в плоскости стенки, в знаменателе — параллельно полкам.

СНиП II-V. 3-72 разрешает учитывать развитие пластических деформаций для разрезных прокатных и сварных балок постоянного сечения из стали классов С38/23, С44/29, С46/33, С52/40 и С60/45,

закрепленных от потери устойчивости и несущих статическую нагрузку. Для сварных балок отношение ширины свеса сжатого пояса к его толщине не должно превышать $10 \sqrt{2,1/R}$. Отношение высоты стенки к ее толщине при укреплении только поперечными ребрами не должно превышать $70 \sqrt{2,1/R}$, где R выражено в $тс/м^2$.

Касательные напряжения в месте наибольшего изгибающего момента не должны превышать $0,3 R$.

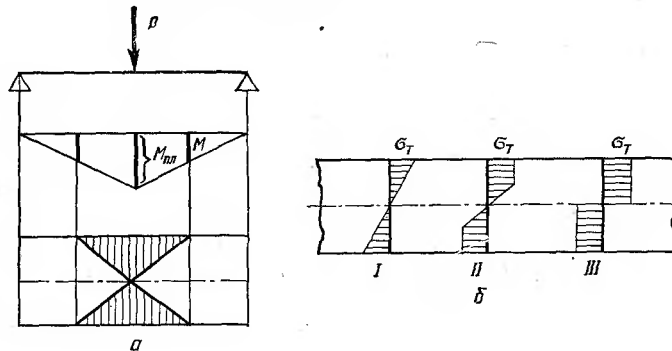


Рис. 1.3. Работа изгибаемого элемента в предельном состоянии.

Расчетная формула в этом случае имеет вид:

а) при изгибе в одной из главных плоскостей

$$\frac{M}{W_{пл}^{нт}} \leq R; \quad (1.10)$$

б) при изгибе в двух главных плоскостях

$$\frac{M_x}{W_{x,пл}^{нт}} + \frac{M_y}{W_{y,пл}^{нт}} \leq R, \quad (1.11)$$

где M_y, M_x — абсолютные значения изгибающих моментов; $W_{x,пл}^{нт}, W_{y,пл}^{нт}$ — пластические моменты сопротивления сечения нетто.

При наличии зоны чистого изгиба момент сопротивления принимается равным полусумме упругого и пластического моментов сопротивления $0,5 (W + W_{пл})$.

Проверка прочности изгибаемых элементов при изгибе в двух главных плоскостях в предположении работы элемента только в упругой стадии проводится по формуле

$$\frac{M_x}{I_x^{нт}} \cdot y + \frac{M_y}{I_y^{нт}} \cdot x \leq R, \quad (1.12)$$

где $M_x, M_y, I_x^{нт}, I_y^{нт}$ — соответственно изгибающие моменты и моменты сечения относительно осей x и y ; x, y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей.

Расчет устойчивости (согласно СНиП II-В. 3—72). Общая устойчивость изгибаемых элементов проверяется по формуле

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_6 W} \leq R, \quad (1.13)$$

где M , W — изгибающий момент и момент сопротивления сжатого пояса в плоскости наибольшей жесткости; φ_6 — коэффициент понижения несущей способности при потере устойчивости, определяемый для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии по формуле:

$$\varphi_6 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \cdot 10^3, \quad (1.14)$$

где I_x , I_y — моменты инерции сечения в плоскости соответственно наибольшей и наименьшей жесткости; h и l — высота и длина элемента.

Значения коэффициента ψ находятся по табл. 1 и 2 приложения II в функции параметра α , определяемого по формулам:

а) для прокатных двутавров

$$\alpha = 1,54 \frac{I_k}{I_y} \left(\frac{l}{h} \right)^2, \quad (1.15)$$

где I_k — момент инерции при кручении (табл. 3 приложения II); б) для сварных двутавров, а также для клепаных двутавровых балок

$$\alpha = 8 \left(\frac{I_{k1}}{bh} \right)^2 \left(1 + \frac{d\delta^3}{b\delta_1^3} \right). \quad (1.16)$$

Обозначения приведены на рис. 1.4. Если $\varphi_6 > 0,85$, то вместо него в формулу (1.13) подставляется величина φ_6 (табл. 4 приложения II).

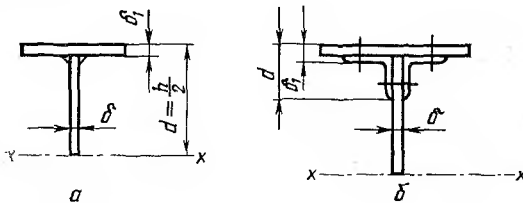


Рис. 1.4. К формуле (1.16).

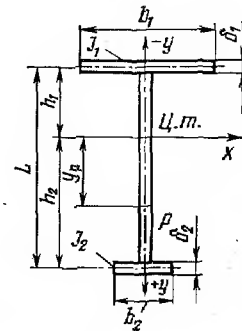


Рис. 1.5. К расчету балок с одной осью симметрии на устойчивость.

Для балок двутаврового и таврового сечений с одной осью симметрии (рис. 1.5) коэффициенты φ_6 ($\varphi_{6.н}$) определяются по следующим формулам:

при сжатии более развитого пояса

$$\varphi_6 = \psi \frac{2I_y h h_1}{I_x l^2} \cdot 10^3; \quad (1.17)$$

при сжатии менее развитого пояса

$$\varphi_{6.н} = \psi \frac{2I_y h h_2}{I_x l^2} \cdot 10^3. \quad (1.18)$$

Здесь $I_y = I_1 + I_2$, $I_{1,2}$ — моменты инерции соответственно меньшего и большего поясов относительно оси симметрии сечения; h_1 , h_2 — расстояния осей большего и меньшего поясов от центра тяжести сечения.

Коэффициент ψ вычисляется по формуле

$$\psi = A [B + \sqrt{B^2 + C}]. \quad (1.19)$$

Коэффициенты A , B , C приведены в табл. 5 и 6 приложения II. Коэффициенты ψ для таврового сечения при сосредоточенной силе или равномерно распределенной нагрузке и $\alpha < 40$ следует умножить на $(0,8 + 0,004 \alpha)$.

Формулы для вычисления коэффициентов ψ составлены для балок из стали класса С38/23. При других классах стали значения ψ должны быть умножены на отношение $2,1/R$.

Если соответствующее меньшей полке $\varphi_{6.н} > 0,85$; то в формулу (1.13) вместо φ_6 подставляются φ_6'' или $\varphi_{6.н}''$, определяемые по формулам:

при сжатии большего пояса

$$\varphi_6'' = \varphi_6 \left[n \frac{\varphi_6'}{\varphi_6} + (1 - n) \frac{\varphi_{6.н}'}{\varphi_{6.н}} \right], \quad (1.20)$$

то же меньшего пояса

$$\varphi_{6.н}'' = \varphi_{6.н} \left[1 - 2\sqrt{1 - n} \left(1 - \frac{\varphi_{6.н}'}{\varphi_{6.н}} \right) \right], \quad (1.21)$$

где $n = \frac{I_1}{I_1 + I_2}$ — коэффициент асимметрии сечения.

Значения φ_6' , $\varphi_{6.н}'$ вычисляются по табл. 4 приложения II.

Проверка устойчивости балок швеллерного сечения производится так же, как балок двутаврового сечения; при этом α вычисляется по формуле (1.16), но найденные значения φ_6 умножаются на 0,5 при приложении нагрузки в главной плоскости, параллельной стенке, и на 0,7 — при приложении нагрузки в плоскости стенки.

Внецентренное растяжение и сжатие. При одновременном действии на стержень растягивающей силы и изгибающего момента или при растяжении силой, приложенной эксцентрично по отношению к его оси (рис. 1.6) проверка прочности в упругой стадии производится по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} + \frac{M_x}{W_x^{нт}} = \frac{N}{F_{нт}} \left(1 + \frac{e_x}{\rho_x} \right) = \sigma_0 (1 + m_x), \quad (1.22)$$

где $F_{нт}$, $W_x^{нт}$ — площадь и момент сопротивления нетто; $e_x = \frac{M_x}{N}$ —

эксцентриситет приложения силы; $\rho = \frac{W_x}{F_{нт}}$ — радиус ядра сечения;

$\sigma = \frac{N}{F_{нт}}$ — осевое напряжение от продольной силы; $m_x = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{M_x}{N} \times$
 $\times \frac{F}{W_{нт}^x}$ — относительный эксцентриситет.

При работе материала в пластической стадии, которую нормы разрешают учитывать для конструкций, не подвергающихся непосред-

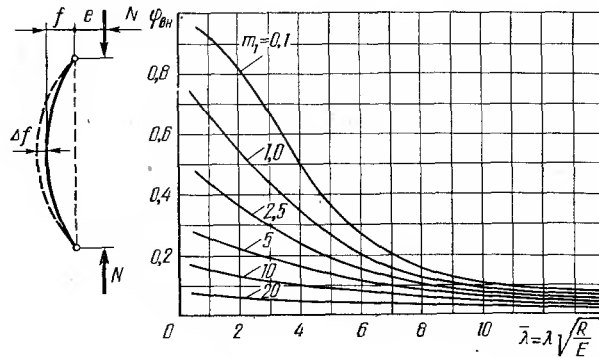


Рис. 1.6. К расчету внецентренно-сжатых стержней на устойчивость.

редственному воздействию динамических нагрузок, несущая способность стержня определяется выражением

$$\left(\frac{N}{F_{нт}R} \right)^{3/2} + \frac{M_x}{W_{x\text{пл}}R} \leq 1. \quad (1.23)$$

При наличии изгибающего момента M_y , действующего относительно оси $y-y$, прочность элемента проверяется по формуле

$$\left(\frac{N}{F_{нт}R} \right)^{3/2} + \frac{M_x}{W_{x\text{пл}}R} + \frac{M_y}{W_{y\text{пл}}R} \leq 1, \quad (1.24)$$

где N , M_x , M_y — абсолютные значения продольной силы и изгибающих моментов относительно осей $x-x$ и $y-y$; $W_{x\text{пл}}$, $W_{y\text{пл}}$ — пластические моменты сопротивления ослабленного сечения относительно осей $x-x$, $y-y$.

Если $\frac{N}{F_{нт}R} < 0,25$, то применение формулы (1.25) разрешается

при следующих условиях: обеспечение общей устойчивости как балки (при вычислении φ_0 учитывается только изгиб в плоскости наибольшей жесткости); отношение ширины свеса пояса ветви колонны к его толщине не должно превышать величины $10\sqrt{2,1/R}$; отношение расчетной высоты стенки к ее толщине при укреплении только поперечными ребрами должно удовлетворять условию $h_{ст}/\delta_{ст} \leq 70\sqrt{2,1/R}$, R — расчетное сопротивление стали, $\tau/\text{см}^2$; касательные напряжения не должны превышать $0,3R$.

В прочих случаях проверка на прочность производится по формуле

$$\frac{N}{F_{нт}} \pm \frac{M_x}{I_{нт}^x} \cdot y \pm \frac{M_y}{I_{нт}^y} \cdot x \leq R. \quad (1.25)$$

По формулам (1.24) и (1.25) проверяется также прочность внецентренно-сжатых стержней.

Проверка прочности внецентренно-сжатых элементов не требуется при отсутствии ослабления сечения и при $m_1 \leq 20$. Устойчивость внецентренно-сжатых стержней определяется по формуле

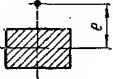

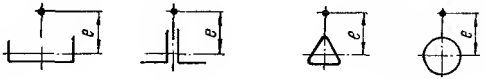
$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{вн} F_{бр}} \leq R, \quad (1.26)$$

где $\varphi_{вн}$ — коэффициент, определяемый для сплошностенчатых стержней в функции условной гибкости стержня $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R/E}$ и приведенного эксцентриситета

$$m_1 = \eta m = \eta \frac{e}{\rho} = \eta e \frac{F}{W}, \quad (1.27)$$

где $e = \frac{M}{N}$ — эксцентриситет силы в плоскости изгиба; M — расчетный изгибающий момент; N — продольная сила в рассматриваемом сечении; $W_{бр}$ — момент сопротивления относительно наиболее сжатого волокна; η — коэффициент влияния формы сечения (табл. 1.10).

Таблица 1.10. Коэффициенты η влияния формы сечения для вычисления приведенного эксцентриситета $m_1 = \eta m$

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{F_1}{F_2}$	Значения η при		
			$0 < \lambda < 5$		$\lambda > 5$
			$0,1 < m < 5$	$5 < m < 20$	$0,1 < m < 20$
1		—	1,0	1,0	1,0
2		—	$0,8 + 0,04 \bar{\lambda}$	1,0	1,0
3		—	$1,3 - 0,06 \bar{\lambda}$	$1,2 - 0,04 \bar{\lambda}$	1,0

Продолжение табл. 1.10

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{F_1}{F_2}$	Значения η при		
			$0 < \bar{\lambda} < 5$		$\bar{\lambda} > 5$
			$0,1 < m < 5$	$5 < m < 20$	$0,1 < m < 20$
4		—	1,75— —0,13 $\bar{\lambda}$	1,5— —0,08 $\bar{\lambda}$	1,1
5		$< 1,0$ $> 1,0$	1,8— —0,12 $\bar{\lambda}$	1,6— —0,08 $\bar{\lambda}$	1,2 1,5
6		0,5 1,0 1,5	1,5+ +0,04m 1,75+ +0,15m 2,25+ +0,25m	1,7 2,5 3,5	1,7 2,5 3,5

Примечание. Для сечений типа 6 относительные эксцентриситеты m_1 не должны превышать значений, приведенных в третьей строке сверху следующей таблицы:

$F_1/F_2 \leq 1$			$F_1/F_2 \leq 1,5$		
$1 < \bar{\lambda} \leq 2,5$	$2,5 < \bar{\lambda} \leq 5$	$\bar{\lambda} > 5$	$1 < \bar{\lambda} \leq 3,5$	$3,5 < \bar{\lambda} \leq 6,5$	$\bar{\lambda} > 6,5$
$m_1 \leq 2\bar{\lambda}$	$m_1 \leq 6\bar{\lambda} - 10$	$0,1 < m_1 < 20$	$m_1 \leq 1,6\bar{\lambda} - 0,6$	$m_1 \leq 5\bar{\lambda} - 12,5$	$0,1 < m_1 < 20$

Расчетный изгибающий момент принимается равным:

а) для колонн постоянного сечения рамных систем — наибольшему моменту в пределах длины колонны;

б) для ступенчатых колонн — наибольшему моменту на длине участка постоянного сечения;

в) для консолей — моменту в заделке;

г) для стержней с шарнирно-опертыми концами — по табл. 1.11. Значения $\varphi_{\text{вн}}$ для сплошностенчатых стержней приведены в табл. 2 приложения I (см. рис. 1.6).

Для внецентренно-сжатых сквозных стержней с решетками или

Таблица 1.11. Формулы расчетных моментов M для стержней с шарнирно-опертыми концами, имеющими одну плоскость симметрии

Относительный эксцентриситет m	Значения M при условной гибкости	
	$\lambda < 4$	$\lambda \geq 4$
$m \leq 3$	$M = M_2 = M_{\text{макс}} - \frac{\lambda}{4} \times (M_{\text{макс}} - M_1)$	$M = M_1$
$3 < m < 20$	$M = M_2 + \frac{m-3}{17} \times (M_{\text{макс}} - M_2)$	$M = M_1 + \frac{m-3}{17} (M_{\text{макс}} - M_1)$

Примечания: 1. $M_{\text{макс}}$ — наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня; M_1 — наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня но не менее $0,5 M_{\text{макс}}$; M_2 — расчетный момент при $m \leq 3$ и $\lambda < 4$.
2. Во всех случаях принимается $M \geq 0,5 M_{\text{макс}}$.

планками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, коэффициент $\varphi_{\text{вн}}$ определяется в функции условной приведенной гибкости $\lambda_{\text{пр}} = \lambda \sqrt{R/E}$ и относительного эксцентриситета m , определяемого по формулам:

$$m_x = e_x \frac{F y_1}{I_x} \quad \text{или} \quad m_y = e_y \frac{F x_1}{I_y}, \quad (1.28)$$

где x_1, y_1 — расстояние от нейтральной оси y или x до оси наиболее сжатой ветви, но не более расстояния до оси стенки ветви. Значения $\varphi_{\text{вн}}$ для сквозных стержней приведены в табл. 3 приложения I.

Внецентренно-сжатые стержни постоянного сечения проверяются на устойчивость в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента (в связи с возможной изгибно-крутильной формой потери устойчивости).

а) при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($I_x > I_y$), совпадающей с плоскостью симметрии, по формуле

$$\sigma = \frac{N}{c \varphi_y F_{\text{бр}}} \leq R, \quad (1.29)$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии относительно оси, где нет момента.

Коэффициент c , зависящий от формы сечения, гибкости и относительного эксцентриситета, находится из выражения:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m}, \quad (1.30)$$

где α и β — коэффициенты, определяемые по табл. 1.12 в зависимости от λ_y и φ_y ($\lambda_y \leq \lambda_c$). Значение λ_c указано в табл. 1.13.

Таблица 1.12. Значения коэффициентов α и β в формуле (1.30)

Относительный эксцентриситет	Открытые двутавровые и тавровые профили		Замкнутые сечения сплошные или с решетками (плаками)	
α	$m \leq 1$	0,7	$1 - 0,3 \frac{I_2}{I_1}$	0,6
	$1 < m \leq 5$	$0,7 + 0,05(m-1)$	$1 - [0,3 - 0,05(m-1)] \times \frac{I_2}{I_1}$	$0,6 + 0,05 \times (m-1)$
	$m > 5$	0,9	$1 - 0,1 \frac{I_2}{I_1}$	0,8
β	при $\lambda_y > \lambda_c$	$\frac{0,58}{\varphi_y}$	$1 - \left(1 - \frac{0,58}{\varphi_y}\right) \times \left(2 \frac{I_2}{I_1} - 1\right)$ при $\frac{I_2}{I_1} < 0,5$ значение $\beta = 1$	1,0
	при $\lambda_y \leq \lambda_c$	1,0	1,0	1,0

Примечания: 1. I_1 и I_2 — моменты инерции соответственно большей или меньшей полки относительно оси симметрии сечения $y-y$; λ_c — наименьшее значение гибкости стержня, при котором центрально сжатый стержень теряет устойчивость в упругой стадии; определяется по табл. 1.13.

2. Пользование коэффициентами, установленными для стержней замкнутого сечения, допускается только при наличии двух промежуточных диафрагм по длине стержня. В противном случае следует пользоваться коэффициентами, установленными для стержней открытого двутаврового сечения.

Таблица 1.13. Значения гибкости λ_c

Класс прочности стали	λ_c	Класс прочности стали	λ_c
38/23	100	60/45	77
44/29	92	70/60	70
46/33	88	85/75	63
52/40	86		

При гибкости стержня λ_y , превышающей величину λ_c , по табл. 1.13, коэффициент c для стержней открытого сечения принимается не более значений, указанных в табл. 1.14, для стержней замкнутого сечения — не более единицы.

При определении относительного эксцентриситета m_x за расчетный момент M_x принимается: для стержней с концами, закрепленными от смещения перпендикулярно действию момента, максимальный момент в пределах средней трети длины, но не менее половины наибольшего по длине стержня момента; для консолей — момент в заделке.

При изгибе в плоскости наименьшей жесткости ($I_x < I_y$) и при $I_x \neq 0$ внецентренно-сжатые стержни, кроме проверки по формуле (1.26), проверяются на устойчивость в плоскости, перпендикулярной действию момента, как центрально сжатые стержни:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x F} \leq R, \quad (1.31)$$

где φ_x — коэффициент продольного изгиба.

При $\lambda_x \leq \lambda_c$ проверки устойчивости из плоскости действия момента не требуется.

Устойчивость элементов со сплошной стенкой, подверженных сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях, при совпадении плоскости наибольшей жесткости ($I_x > I_y$) и плоскости симметрии проверяется по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{xy}^{BH}} \cdot F \leq R, \quad (1.32)$$

где $\varphi_{xy}^{BH} = \varphi_y^{BH} \sqrt{c}$.

Таблица 1.14. Наибольшие значения коэффициента c при $\lambda_y < \lambda_c$

$\frac{l^2 \delta_1}{bh}$	M/Nh												
	0	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75	0,9	1,05	1,2	1,35	1,5	2,25	3
0,1	1	0,88	0,69	0,56	0,46	0,39	0,34	0,30	0,27	0,24	0,22	0,15	0,12
0,5	1	0,89	0,73	0,59	0,50	0,42	0,37	0,32	0,30	0,27	0,24	0,17	0,13
0,8	1	0,91	0,77	0,64	0,54	0,47	0,41	0,36	0,33	0,30	0,27	0,19	0,15
1,0	1	0,93	0,80	0,67	0,58	0,50	0,44	0,39	0,35	0,32	0,30	0,21	0,16
1,5	1	0,95	0,85	0,74	0,66	0,58	0,52	0,47	0,43	0,39	0,37	0,26	0,20
2,0	1	0,97	0,90	0,80	0,73	0,66	0,60	0,54	0,50	0,45	0,42	0,31	0,24
$\geq 2,5$	1	0,99	0,92	0,85	0,78	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52	0,49	0,36	0,28

Примечание. Обозначения, принятые в табл. 1.14: h — высота сечения; b , δ_1 — ширина и толщина более сжатого пояса; l — расчетная длина в плоскости, перпендикулярной к плоскости действия момента.

Коэффициенты $\varphi_y^{\text{вн}}$ и c определяются соответственно по формулам (1.26) и (1.29). Если $m_{1y} < 0,8 m_x$, то помимо проверки по формуле (1.32) необходимо произвести проверку по (1.26) и (1.29), принимая $e_x = 0$.

В случае несовпадения плоскости наибольшей жесткости ($I_x > I_y$) и плоскости симметрии расчетная величина m_x увеличивается на 25%.

Составные стержни из двух сплошнотенчатых ветвей с решетками в двух параллельных плоскостях, подверженные сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях, следует проверять:

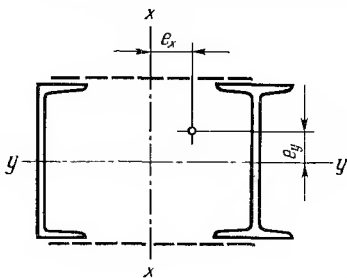


Рис. 1.7. К расчету составных стержней, подверженных сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях.

а) на устойчивость стержня в целом в плоскости, параллельной плоскости решеток по формуле (1.26), считая при этом эксцентриситет $e = 0$ (рис. 1.7);

б) на устойчивость отдельных ветвей как внецентренно сжатых элементов по формулам (1.26) и (1.29). При этом продольная сила в каждой ветви определяется с учетом дополнительного усилия от момента M_x , а момент M_y разрешается распределять между ветвями пропорционально их жесткости. Если M_y действует в плоскости одной из ветвей, то разрешается считать его полностью передающимся на эту ветвь.

При проверке отдельной ветви по формуле (1.30) гибкость ее определяется по максимальному расстоянию между узлами решетки.

Соединительные элементы (решетки или планки) составных внецентренно сжатых стержней рассчитываются на поперечную силу, равную большей из величин: фактической поперечной или условной поперечной силе $Q_{\text{усл}}$ (см. главу 4).

Расчет элементов стальных конструкций при воздействии переменных нагрузок. Подкрановые балки, балки рабочих площадок, элементы бункерных эстакад при наличии подвижного состава и кранов, конструкции под моторы и т. п., подвергающиеся воздействию многократно повторяющихся нагрузок, могут разрушаться при напряжениях, меньших предела текучести, называемых пределом выносливости.

При расчете конструкций на выносливость напряжения в конструкции при действии многократно повторяющейся нагрузки должны быть меньше расчетного сопротивления, умноженного на коэффициент γ

$$\sigma \leq \gamma R, \quad (1.33)$$

где $\gamma R = R_{\text{вб}} = \frac{\sigma_{\text{вб}}}{k}$ — расчетное сопротивление усталостного разрушения; k — коэффициент безопасности.

Значения коэффициентов γ зависят от класса стали, количества

циклов нагрузки, вида усилий, вида конструкции (концентрации напряжений) и определяются по формулам:
для растянутых элементов

$$\gamma = \frac{c}{a - b\rho}; \quad (1.34)$$

для сжатых элементов

$$\gamma = \frac{c}{b - a\rho}, \quad (1.35)$$

где $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$;

σ_{\min} , σ_{\max} — напряжения, вычисленные без учета φ , $\varphi_{\text{вн}}$, φ_6 ; a , b — коэффициенты, учитывающие влияние концентрации напряжений, зависящие от вида соединений и класса стали; c — коэффициент, зависящий от числа циклов воздействия нагрузки, группы элементов и соединений (табл. 1.15).

Таблица 1.15. Значения коэффициентов a , b и c в формулах (1.34) и (1.35)

Класс стали	Группа соединений*	Коэффициенты						
		a	b	c при количестве циклов в миллионах				
				0,5	1	2	3	5
С38/23	1	1,20	0,60	1,2	1,1	1,0	0,95	0,9
	2	1,30	0,70					
	3	1,55	0,95	1,3	1,2	1,0	0,95	0,85
	4	1,85	1,25					
	5	2,10	1,50					
	6	2,75	2,15	1,4	1,3	1,0	0,95	0,85
	7	3,50	2,90					
	8	4,80	4,20					
С44/29 С46/33	1	1,25	0,65	1,2	1,1	1,0	0,95	0,9
	2	1,45	0,85					
	3	1,80	1,20	1,4	1,2	1,0	0,95	0,85
	4	2,40	1,80					
	5	2,75	2,15					
	6	3,80	3,20	1,6	1,3	1,0	0,95	0,85
	7	4,80	4,20					
	8	6,00	5,40					

* См. СНиП II-V.3—72.

Глава 2

СОЕДИНЕНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 6. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Характеристика способов сварки и типы сварных соединений. Для соединения элементов металлоконструкций применяются следующие виды сварки:

Электродуговая ручная сварка электродами типа Э42, Э46, Э50, Э60, Э70, Э85 (цифра означает временное сопротивление наплавленного металла в $кгс/мм^2$), а также электродами типа Э42А, Э50А, Э60А с повышенными пластическими свойствами (табл. 2.1). В зависимости от типа покрытия применяются различные марки электродов.

Автоматическая и полуавтоматическая сварка под слоем флюса. Она позволяет получить качественный шов толщиной до 16 мм за один проход и обеспечивает глубокий провар. В зависимости от толщины деталей и технологических возможностей применяется двусторонняя сварка с подваркой корня шва и односторонняя на флюсовой подушке, медной подкладке или на стальной остающейся подкладке.

Полуавтоматическая сварка в среде углекислого газа. Производится электродной проволокой, а в зону сварки под давлением подается углекислый газ, защищающий наплавленный металл от воздействия кислорода и азота.

Сварка порошковой проволокой. Производится с помощью флюса, завернутого в металлическую ленту, который обеспечивает защиту сварочной зоны. В формировании шва участвуют металлическое покрытие и специальные легирующие добавки, вводимые в флюс.

Для сварки стальных деталей большой толщины используется *электрошлаковая сварка*, при которой обеспечивается высокое качество шва без разделки кромок. Производительность ее в 7—10 раз выше, чем автоматической при сварке толстых деталей.

Для соединения тонколистовых и профильных деталей может применяться *контактная точечная и роликовая сварка*. Процесс сварки обеспечивается путем нагрева соединяемых деталей и последующего обжатия.

При сварке стальных конструкций применяются следующие типы сварного соединения (табл. 2.2): стыковое (а), внахлестку (б), комбинированное (в), угловое (г), впритык (д).

По конструктивному решению соединения сварные швы делятся на угловые и стыковые. Если усилие действует вдоль шва, то угловой шов называется фланговым, если поперек,— лобовым. По

Таблица 2.1. Материалы, рекомендуемые для механизированной и ручной сварки

Группа конструкций (по приложению V)	Класс стали	Расчетная температура, град С	Температура при сварке, град С	Сварка под флюсом		Сварка в углекислом газе (по 6*)	Ручная дуговая сварка	
				марка флюсов** (по ГОСТ 9087-69)	марки сварочной проволоки (по ГОСТ 2246-70)		марка сварочной проволоки (по ГОСТ 2246-70)	Тип электродов (по ГОСТ 9467-60)
I, II	C38/23	$t > -40$	$t > 0$	АН-348-А	Св-08АА	Св-08Г2С	Э42А	Все марки данного типа
	АН-348-АМ			Св-08А	Э46А			
	ОСЦ-45			Св-08ГА	Э46А			
	ОСЦ-45М			Св-10Г2	Э50А			
C52/40	АН-22	Св-08ХМ	Св-10ХГ2СМА	Э60А				
	АН-348-А	Св-18ХМА						
C60/45	АН-22	Св-08ХН2М	Св-10ХГ2СМА	Э60А				
	АН-17М	Св-08ХМ						
III, IV, V, VI	C38/23	$t > -40$	$t > 0$	АН-348-А	Св-08	Св-08Г2С	Э42	Все марки данного типа***
	АН-348-АМ			Св-08ГА	Э46			
	ОСЦ-45			Св-10Г2	Э50			
	ОСЦ-45М			Св-10ГА	Э60А			
	ФЦ-9			Св-10ГА				
	C44/29			АН-22	Св-08ХМ		Св-10ХГ2СМА	
C46/33	АН-348-А	Св-18ХМА						
C52/40	АН-17М	Св-18ХМА	Св-10ХГ2СМА					
C60/45	АН-348-А	Св-18ХМА						

Продолжение табл. 2.1

Группа конструкций (по приложению V)	Класс стали	Расчетная температура, град С	Температура при сварке, град С	Сварка под флюсом		Сварка в углекислом газе (по ГОСТ 8050—64*)	Ручная дуговая сварка								
				марка флюса** (по ГОСТ 9087—69)	марки сварочной проволоки (по ГОСТ 2246—70)		Тип электродов (по ГОСТ 9467—60)	Марки электродов							
III, IV, VI	C70/60	$t \geq -40$	$t \geq 0$	АН-22 АН-17М	Св-08ХН2ГМЮ Св-08ХМФА	Св-08ХН2Г2СМЮ Св-08ХГСМФА	Э70	Все марки данного типа***							
I, II, III	C38/23 C44/29 C46/33 C52/40	$-40 > t \geq -65$						УОНИ 13/55; УОНИ 13/45; СМ-11****; УП-2/55*****							
									IV	C44/29 C46/33	$-50 > t \geq -65$	$t \geq -50$	АН-22	Св-10НМА	
IV	C44/29 C46/33	$-40 > t \geq -50$	$t \geq 0$	АН-348-А АН-348-АМ ОСЦ-45 ОСЦ-45М	Св-08АА***** Св-08А***** Св-08ГА	Св-08Г2С	Э50А Э42А	УОНИ 13/55; УОНИ 13/45; СМ-11; УП-2/55							
									V	C44/29 C46/33	$-40 > t \geq -65$				
												IV, VI	C38/23	$-40 > t \geq -65$	

IV	C44/29 C46/33	$-40 > t \geq -50$						
V	C44/29 C46/33	$-40 > t \geq -65$	$0 > t \geq -35$	СВ-10НМА СВ-08ХНМ СВ-08ГА	СВ — 08Г2С	Э50А Э42	УОНИ 13/55; УОНИ 13/45; СМ-11*****	
IV, VI	C38/23	$-40 > t \geq -65$		АН-348-А АН-348-АМ ОСЦ-45 ОСЦ-45М АН-60				
IV	C44/29 C46/33	$-40 > t \geq -50$						
V	C44/29 C46/33	$-40 > t \geq -65$	$-35 > t \geq -50$	СВ-10НМА СВ-08ХНМ				
IV, VI	C38/23	$-40 > t \geq -65$						

** Плюс марки АН-17М поставляется по ЧМТУ 1—1017—70.

*** Для конструкций III группы электроды марок ОММ-5 и СМ-5 не применяются.

**** Применять только для сварки при положительной температуре.

***** Применять только для сварки конструкций VI группы.

Примечания: 1. Для конструкций всех групп при расчетных температурах минус 40°C и выше для сварки при отрицательных температурах выбор материалов производится в соответствии с главой СНиП по изготовлению и монтажу стальных конструкций.

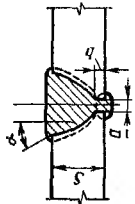
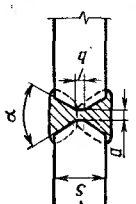
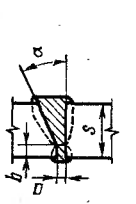
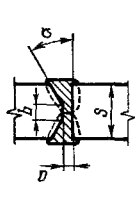
2. В конструкциях IV, V, VI групп при расчетных температурах ниже минус 40°C для стыковых соединений применяются электроды только марки УОНИ 13/55.

Таблица 2.2. Тип сварного соединения

Стыковое (а)	Внахлестку (б)		Комбинированное (в)	Угловое (е)	Впрыток (д) тавровое
	лобовыми швами	фланговыми швами			

Таблица 2.3. Виды сварных швов

Шов	Эскиз	Ручная сварка с полваркой корня	Автоматическая сварка (по ГОСТ 8713-70*)			
			двусторонняя с полваркой корня	на флансовой подушке	на флансовой мелкой подушке	на стальной остающейся подкладке
Без разделки кромок		2-8 1-2	2-20 0	2-10 0-2	4-10 1-2	2-12 1,5-5
		3-50 2 2 55	14-24 0 6 60	8-24 4 3-4 50	8-24 4 3-4 50	8-30 2-5 1,5 50
V-образный						

U-образный		S	15-100	24-160	20-60	—	16-50
		a	2	0	2	—	0
		b	2	6-8	4	—	1
		a	~10	10-13	10-13	—	13-18
X-образный		S	12-60	20-60	—	—	—
		a	2	0	—	—	—
		b	2	6-8	—	—	—
		a	55	60	—	—	—
K-образный		S	4-26	14-20	8-20	8-20	8-30
		a	2	0	2	2	2-5
		b	1-2	6-7	4	4	1,5
		a	50	40	40	40	30
K-образный		S	12-60	20-30	—	—	—
		a	2	0	—	—	—
		b	1	6	—	—	—
		a	50	45	—	—	—

Продолжение табл. 2.3

Шов	Эскиз	Ручная сварка с подваркой корня	Автоматическая сварка (по ГОСТ 8713-70)				
			двусторонняя с подваркой корня	на флюсовой подушке	на флюсо-медной подкладке	на стальной остающейся подкладке	
Угловой		2-30	а) 6-14 б) 3-40 0 2-3	-	-	-	
		2-30 2-3		-	-	-	
		4-26 4-26 2 1-2 50		-	-	-	
		S S ₁ a b a	12-60 12-60 2 1 50	16-40 - 0 4 50	-	-	-
		S S ₁ L	2-60 2-60 L ≥ 2 (S+S ₁)	1-20 0 20-90	-	-	-

Примечание. Здесь S, S₁, a, b даны в мм, α — в град.

положению в пространстве швы бывают нижние, горизонтальные, вертикальные и потолочные. По месту производства сварочных работ швы бывают заводские и монтажные. В зависимости от толщины шва и возможностей сварочного производства швы делятся на однослойные и многослойные. По типу обработки кромок сварные швы бывают U-, X-, V- и K-образные (табл. 2.3). По назначению швы делятся на рабочие (передающие усилия) и конструктивные (вспомогательные).

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Напряжения в сварном шве встык, работающем на растяжение или сжатие (табл. 2.2, а), определяются по формуле

$$\sigma_{ш} = \frac{N}{F_{ш}} = \frac{N}{\delta l_{ш}} \leq R_p^{св} \text{ или } R_{сж}^{св}, \quad (2.1)$$

где N — усилие, воспринимаемое сварным швом; δ — наименьшая толщина соединяемых деталей; $l_{ш}$ — расчетная длина шва, равная при наличии выводных планок ширине стыкуемых деталей, при их отсутствии уменьшается на 1 см.

Остальные обозначения приведены в табл. 2.4.

При визуальных способах контроля такой шов не является равнопрочным с основным металлом (табл. 2.4), так как $R^{св} < R$ (R — расчетное сопротивление стали). В этом случае может быть выполнен косой шов (см. табл. 2.2, а), который является более трудоемким из-за сложности подгонки деталей и увеличения длины шва.

Напряжения в косом шве встык при растяжении или сжатии равны

$$\sigma_{ш} = \frac{N \sin \alpha}{\delta l_{ш}} \leq R_p^{св} \text{ или } R_{сж}^{св}. \quad (2.2)$$

В шве возникают срезающие напряжения, которые проверяются по формуле

$$\tau_{ш} = \frac{N \cos \alpha}{\delta l_{ш}} \leq R_{ср}^{св}. \quad (2.3)$$

Косые швы с заложением 1 : 2 равнопрочны с основным металлом и не требуют проверки.

При действии на соединяемые сварным швом элементы изгибающего момента M напряжения в шве равны:

$$\sigma_{ш} = \frac{M}{W_{ш}} \leq R_p^{св}. \quad (2.4)$$

Здесь момент сопротивления сварного шва $W_{ш}$ равен моменту сопротивления основного сечения.

Если изгибающий момент действует на соединение совместно с нормальной силой, то напряжения в стыковом шве проверяются по формуле

$$\sigma_{ш} = \frac{N}{F_{ш}} + \frac{M}{W_{ш}} = \frac{N}{\delta l_{ш}} + \frac{6M}{\delta l_{ш}^2} \leq R_p^{св}. \quad (2.5)$$

Таблица 2.4. Расчетные сопротивления $R^{св}$ сварных соединений

Сварные соединения	Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления в $кгс/см^2$ сварных соединений в конструкциях из стали класса						
			С38/23	С44/20	С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
Встык	Сжатие	$R_c^{св}$	2100	2600	2900	3400	3800	4400	5300
	Растяжение: а) автоматическая сварка; полуавтоматическая и ручная сварка с физическим контролем качества швов	$R_p^{св}$	2100 (2600)	2600 (3000)	2900 (3100)	3400	3800	4400	5300
	б) полуавтоматическая и ручная сварка	$R_p^{св}$	1800	2200	2500	—	—	—	—
Угловые швы	Срез	$R_y^{св}$	1500	1800	2000	2200	2400	2800	3400
Встык	Срез	$R_{ср}^{св}$	1300	1500	1700	2000	2300	2600	3100

Примечания: 1. В скобках указаны расчетные сопротивления растяжению сварных соединений встык, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести.

2. Сварные соединения всех видов должны подвергаться визуальному контролю качества швов (наружный осмотр, измерение швов), а физический контроль качества шва (рентгено- и гаммаграфирование, ультразвуковая дефектоскопия, магнитографический способ) является дополнением к визуальному.

3. Для элементов из стали разных классов расчетное сопротивление сварного соединения встык принимается равным расчетному сопротивлению соединения встык из менее прочной стали.

4. Расчетные сопротивления сварных соединений встык установлены для швов, выполненных двусторонней сваркой или односторонней с подваркой корня шва.

5. При применении в соединяемых элементах конструкций проката более толстого, чем указано в приложении V, расчетные сопротивления сварных соединений устанавливаются в соответствии с расчетными сопротивлениями основного металла (примечание 2 к табл. 1.7).

При работе соединения встык на срез касательные напряжения в сварном шве равны:

$$\tau_{ш} = \frac{QS}{I\delta} \leq R_{ср}^{св}, \quad (2.6)$$

где Q — поперечная сила; I, S — момент инерции и статический момент сопротивления шва; δ — наименьшая из толщин соединяемых элементов.

При действии изгибающего момента и поперечной силы на стыковое соединение напряжения в шве проверяются по формуле

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_p^{\text{св}}, \quad (2.7)$$

где σ_x, σ_y — нормальные напряжения от изгиба, определяемые по формуле (2.4); $\tau_{xy} = \frac{Q}{l_{\text{ш}} \delta}$ — среднее касательное напряжение от срезающей силы Q , определенное из условия равномерного распределения напряжений по сечению.

Угловые швы. Фланговые угловые швы воспринимают продольное усилие и работают на срез (табл. 2.2, б). Напряжения по длине шва распределяются неравномерно. Наибольшие касательные напряжения возникают в начале и конце шва, к середине шва напряжения выравниваются. Если усилие не передается по всей длине шва, то длина шва не должна превышать $l_{\text{ш}} \leq 50 h_{\text{ш}}$, иначе шов полностью не включится в работу.

Касательные напряжения в угловом фланговом шве принимаются равномерно распределенными по длине шва

$$\tau_{\text{ш}} = \frac{N}{F_{\text{ш}}} = \frac{N}{\beta h_{\text{ш}} l_{\text{ш}}} \leq R_y^{\text{св}}, \quad (2.8)$$

где $h_{\text{ш}}$ — толщина углового шва, принимаемая равной катету вписанного равнобедренного треугольника; β — коэффициент, принимаемый равным 1 для однопроходной; 0,9 — для двухпроходной автоматической сварки; 0,85 — для однопроходной, 0,8 — для двух- и трехпроходной полуавтоматической сварки; 0,7 — для ручной сварки, а также для многопроходной автоматической и полуавтоматической сварки; $R_y^{\text{св}}$ — расчетное сопротивление углового шва срезу. $l_{\text{ш}}$ — полная длина шва, если начало и конец его выводятся на подкладки в других случаях; $l_{\text{ш}} = l - 10$ мм.

При прикреплении угловыми швами несимметричных профилей усилие между сварными швами распределяется обратно пропорционально расстоянию от центра тяжести до сварного шва. Так, при прикреплении равнополочных уголков, неравнополочных малой или большой полоч сварные швы на обушке воспринимают 0,7; 0,75; 0,65 действующего усилия соответственно. Оставшаяся часть усилия воспринимается сварными швами у пера.

Лобовые угловые швы воспринимают продольное усилие и рассчитываются условно на срез. В действительности эти швы находятся в сложном напряженном состоянии, работая на изгиб, растяжение (сжатие) и срез в связи с искривлением силового потока в месте соединения.

Касательные напряжения в лобовом шве проверяются по формуле (2.8).

При работе соединения с угловыми швами на изгиб напряжения по поверхности среза равны:

$$\sigma_{\text{ш}} = \frac{M}{W_{\text{ш}}} \leq R_y^{\text{св}}. \quad (2.9)$$

Здесь $W_{\text{ш}}$ — момент сопротивления сварного шва определяется по очертанию соединяющего шва, толщина которого принимается равной ($\beta h_{\text{ш}}$).

Угловые швы при одновременном действии срезающих напряжений в двух направлениях рассчитываются на равнодействующую этих напряжений

$$\sigma = \sqrt{\sigma_{ш}^2 + \tau_{ш}^2} \leq R_y^{cb} . \quad (2.10)$$

Комбинированные соединения. В комбинированном соединении имеются различные виды швов (стыковые, угловые), которые работают совместно (табл. 2.2, в). Условно принято, что напряжения в швах распределяются равномерно по поверхности среза

$$\tau_{ш} = \frac{N}{\beta h_{ш} \Sigma l_{ш}} \leq R_y^{cb} , \quad (2.11)$$

где $\Sigma l_{ш}$ — суммарная расчетная длина шва в соединении.

В соединениях со стыковыми швами и накладками напряжения в стыковом шве и в накладке принимаются одинаковыми

$$\sigma = \frac{N}{F_{л} + \Sigma F_{н}} \leq R_p^{cb} \text{ или } R_{сж}^{cb} , \quad (2.12)$$

где $F_{л}$ — площадь сечения соединяемых листов (площадь стыкового шва); $\Sigma F_{н}$ — суммарная площадь сечения накладок в рассматриваемом сечении.

В зависимости от усилия в накладке определяется длина сварных угловых швов из формулы (2.11)

$$N_{н} = \sigma F_{н} . \quad (2.13)$$

При работе сварного соединения на вибрационную нагрузку расчетное сопротивление сварного шва умножается на коэффициент понижения напряжений при вибрационной нагрузке $\gamma \leq 1$ (см. § 5).

Расчетные сопротивления сварных швов зависят от вида соединения, напряженного состояния и класса стали. Приведенные в табл. 2.4 расчетные сопротивления сварных швов соответствуют соединениям, выполненным двумя- или односторонней сваркой с подваркой корня шва. Если в соединениях встык подварку корня шва осуществить невозможно, расчетные сопротивления снижаются на 30%.

При обычных методах контроля, к которым относится наружный осмотр 100% швов, несущая способность сварного соединения при растяжении принимается равной $\approx 0,85 R$, где R — расчетное сопротивление основного металла.

Равнопрочность сварного соединения с основным металлом гарантируется при физических методах контроля, к которым относятся рентгено- и гаммапросвечивание, ультразвуковая дефектоскопия, магнитографические способы и др.

Для всех конструкций, за исключением тех, швы которых подвергаются физическим способам контроля, производится выборочная проверка качества швов ультразвуком или засверливанием.

В листовых конструкциях, предназначенных для хранения газа или жидкости, контролируется плотность сварных швов керосином, вакуумом или химическими методами. Если сосуды работают под давлением, то кроме плотности швов проверяется их прочность гидравлическим или воздушным давлением.

Применение методов контроля сварных соединений должно оговариваться в проекте.

Конструктивные требования. Проектируя сварные соединения, необходимо обеспечивать возможность применения механизированных способов сварки. Применение ручной сварки должно допускаться в основном при монтаже.

Катеты сварных швов назначаются равными 4, 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16 мм. Швы толщиной более 8 мм являются многопроходными при ручной, более 16 мм — при автоматической и полуавтоматической сварке. Следует применять однопроходную сварку, как менее трудоемкую и более качественную. При сварке стыковых швов электрошлаковой сваркой размер шва не ограничивается.

Наибольшая толщина угловых швов не должна превышать 1,2 меньшей из толщин соединяемых элементов. При сварке прокатных профилей, имеющих закругленные кромки, катеты сварных швов должны приниматься в соответствии с табл. 2.5.

Таблица 2.5. Наименьшая толщина угловых швов вдоль кромок, имеющих закругления

Расположение шва	Толщина шва, мм				
	4	6	8	10	12
У пера уголков при толщине полки, мм	6	8	10	12	14
У полок двутавров	До № 14	№ 16—27	№ 30—40	№ 45	№ 50—60
У полок швеллеров	До № 12	№ 14—27	№ 30	№ 36—40	

При сварке в тавр (табл. 2,2, д) для обеспечения полного провара без разделки кромок катет шва принимается равным $h_{ш} = 0,8 \delta$.

Минимальная толщина шва, удовлетворяющая конструктивным и расчетным требованиям, принимается по табл. 2.6.

Таблица 2.6. Минимально возможные толщины швов

Толщина более толстого из свариваемых элементов, мм	До 10	11—20	21—30	31—50	50
Катет шва для углеродистых сталей	4	6	8	10	12
Катет шва для низколегированных сталей	6	8	10	12	—

Минимальная длина углового шва должна быть не менее 40 мм или $4h_{ш}$. Длина углового шва должна быть не более $50h_{ш}$. Если усилие передается на всем протяжении шва, то его длина не ограничивается.

Применение прерывистых швов допускается только при статических нагрузках для неответственных конструкций (площадки, настилы, ребра в настилах, обшивки). Расстояние между ними в сжатых элементах должно быть не более 15 толщин наиболее тонкого элемента, а в растянутых — не более 30.

Не допускается пересечение сварных швов в конструкциях, работающих на динамическую нагрузку. Стыки с накладками могут использоваться при статических нагрузках. В этом случае швы у накладок не доводятся до оси стыка на 25 мм. При динамических нагрузках соединение листовых деталей допускается только встык. Начало и конец шва выводятся на подкладки.

Если разница в толщине составляет больше 4 мм или $\frac{1}{8}$ толщины более тонкого листа, то в толстом листе устраивается скос с уклоном 1 : 5.

Расстояние между параллельными швами должно быть не менее 10 толщин основного элемента.

При статических нагрузках допускается любая форма сварного шва. При динамических нагрузках поверхность шва должна быть вогнутой с соотношением катетов для лобовых швов 1 : 1,5, для фланговых — 1 : 1.

Вышеуказанные требования необходимо учитывать при конструировании сварных соединений и указывать на чертеже. Другие требования, относящиеся к конструированию сварных соединений, приведены в главах, посвященных расчету конструкций.

Примеры расчета

Пример 2.1. Рассчитать соединение встык ручной сваркой с визуальным контролем двух полос сечением 200×10 мм из стали класса С46/33 марки 10Г2С1, если растягивающее усилие равно $N = 56$ тс.

Для сварки принимаем электроды типа Э50А (табл. 2.1) с $R_p^{cb} = 2500$ кгс/см² (табл. 2.4).

Напряжения в сварном шве по формуле (2.1) равны

$$\sigma_{ш} = \frac{N}{\delta_{ш}} = \frac{56\,000}{1(20-1)} = 2947 \text{ кгс/см}^2 > R_p^{cb} = 2500 \text{ кгс/см}^2.$$

Прямой стык (рис. 2.1, а) не обеспечивает прочности соединения.

Принимаем косой стык (рис. 2.1, б) с заложением 1 : 2, подваркой корня шва и V-образной разделкой кромок (рис. 2.1, в).

Пример 2.2. Проверить возможность монтажного соединения встык двух частей колонны, выполненной из сварных двутавров № 17 (МРТУ 7—14—66) ($F = 283$ см², $W_x = 7980$ см³) из стали класса С38/23 марки ВСтЗкп2, нагруженных сжимающей нормальной силой $N = 425$ тс и изгибающим моментом $M = 40$ тс·м.

Принимаем электроды типа Э42 с расчетным сопротивлением при работе на сжатие $R_{сж}^{cb} = 2100$ кгс/см².

Напряжения в сварном шве по формуле (2.5) равны

$$\sigma_{ш} = \frac{N}{F_{ш}} + \frac{M}{W_{ш}} = \frac{425\,000}{283} + \frac{4\,000\,000}{7980} = 2003 \text{ кгс/см}^2 < R_{сж}^{cb}.$$

Здесь $W_{ш} = W = 7980$ см³, а $F_{ш} = F = 283$ см².

Сварной шов на стенке выполняется с подваркой корня и разделкой кромок в соответствии с рис. 2.2; разделка кромок полок — К-образная. Во избежание больших сварочных деформаций сваривается сначала стенка, затем полки. Сварка незаваренных участков

колонны длиной 500 мм, примыкающих к стыку, производится в последнюю очередь.

Пример 2.3. Рассчитать соединение встык ручной сваркой двутавровой балки № 40 ($F=72,6 \text{ см}^2$, $W_x=953 \text{ см}^3$) из стали класса С38/23 марки ВСтЗпсб, нагруженной изгибающим моментом $M_x = 17,4 \text{ тс} \cdot \text{м}$ и поперечной силой $Q=25,2 \text{ тс}$.

Принимаем электроды типа Э42 с расчетным сопротивлением $R_p^{\text{св}} = 1800 \text{ кгс/см}^2$ при визуальных методах контроля.

Нормальные напряжения в шве по формуле (2.4) равны

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = \frac{1740000}{953} = 1826 \text{ кгс/см}^2.$$

Средние касательные напряжения в шве равны

$$\tau_x = \frac{Q}{F_{\text{ш}}} = \frac{25200}{72,6} = 347 \text{ кгс/см}^2.$$

Здесь $W_{\text{ш}} = W_x = 953 \text{ см}^3$, $F_{\text{ш}} = F = 72,6 \text{ см}^2$.

Приведенные напряжения в соединении определяются по формуле (2.7) при $\sigma_y=0$, $\tau_y=0$.

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{прш}} &= \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_x^2} = \sqrt{1826^2 + 3 \cdot 347^2} = 1922 \text{ кгс/см}^2 < 1,15R_{\text{сж}}^{\text{св}} = \\ &= 1,15 \cdot 1800 = 2070 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

Сварка стенки производится без разделки кромок, для полок применяем V-образную разделку. Сначала сваривается стенка, затем полки.

Пример 2.4. Рассчитать соединение встык нижнего пояса фермы из труб сечением $\varnothing 159 \text{ мм}$ ($\delta=4,5 \text{ мм}$, $F=21,8 \text{ см}^2$, ГОСТ 10704—63) из стали класса С60/45 марки 15Г2СФ термообработанной. Растягивающее усилие в поясе $N=72 \text{ тс}$.

Принимаем стык на остающемся подкладном кольце. Сварка производится электродами типа Э60А с применением физических методов контроля; $R_p^{\text{св}} = 3800 \text{ кгс/см}^2$.

Напряжения в сварном шве

$$\sigma_{\text{ш}} = \frac{N}{F_{\text{ш}}} = \frac{72000}{21,8} = 3302 \text{ кгс/см}^2.$$

Так как сталь марки 15Г2СФ (термообработанная), разупрочняется, переходит в класс С52/40 с расчетным сопротивлением $R = 3400 \text{ кгс/см}^2$, проверяем несущую способность трубы в месте соединения:

$$N = RF = 3400 \cdot 21,8 = 74,12 \text{ тс} > 72 \text{ тс}.$$

Стык выполняется с полным проваром (рис. 2.3) без разделки кромок.

Пример 2.5. Рассчитать и запроектировать прикрепление уголка 125×8 из стали класса С38/23 марки ВСтЗкп2 лобовыми и фланговыми швами с листом толщиной 10 мм по условиям равнопрочности. Сварка ручная электродами Э42 с визуальным контролем; $R_y^{\text{св}} = 1500 \text{ кгс/см}^2$.

Несущая способность сечения уголка при площади поперечного сечения $F_{уг} = 19,7 \text{ см}^2$ равна $N = F_{уг} R = 19,7 \cdot 2100 = 41500 \text{ кгс}$. Усилие, воспринимаемое лобовым швом длиной $l_{ш} = 12,6 - 1 = 11,5 \text{ см}$ с катетом $h_{ш} = 4 \text{ мм}$, равно:

$$N_{л} = \beta h_{ш} R_{у}^{св} l_{ш} = 0,7 \cdot 0,4 \cdot 1500 \cdot 11,5 = 4830 \text{ кгс.}$$

Усилие, воспринимаемое фланговыми швами, составляет

$$N_{ф} = N - N_{л} = 45000 - 4830 = 40170 \text{ кгс.}$$

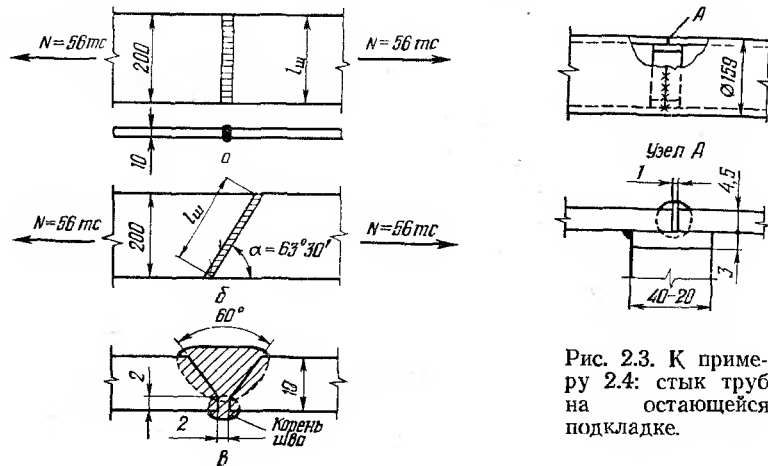


Рис. 2.3. К примеру 2.4: стык труб на остающейся подкладке.

Рис. 2.1. К примеру 2.1:

а, б — прямой и косой стыковые швы; в — разделка кромок.

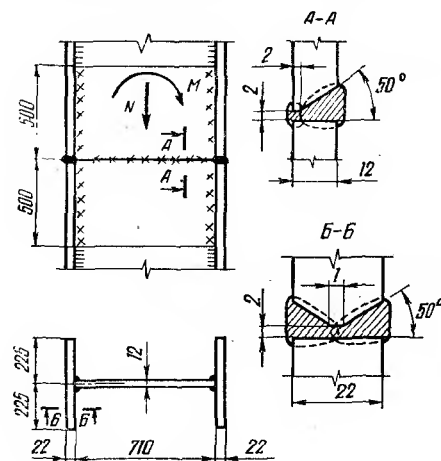


Рис. 2.2. К примеру 2.2.

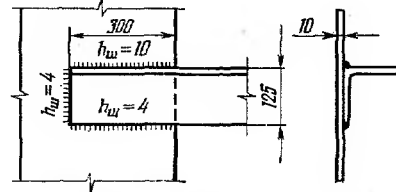


Рис. 2.4. К примеру 2.5.

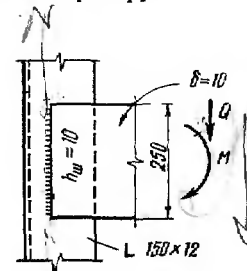


Рис. 2.5. К примеру 2.6.

Наибольший катет шва у обушка равен $h_{ш} = 1,2 \delta_{уг} = 1,2 \cdot 8 = 10 \text{ мм}$. Длина шва у обушка, учитывая, что этот шов воспринимает $0,7 N_{ф}$, равна:

$$l_{ш}^{об} = \frac{0,7N_{\phi}}{\beta h_{ш} R_y^{св}} + 1 = \frac{0,7 \cdot 40170}{0,7 \cdot 1,0 \cdot 1500} + 1 = 27 + 1 = 28 \text{ см.}$$

Катет шва у пера принимаем 4 мм (табл. 2.6). Длина этого шва, воспринимающего оставшееся усилие, составляет

$$l_{ш}^{п} = \frac{0,3N_{\phi}}{\beta h_{ш} R_y^{св}} + 1 = \frac{0,3 \cdot 40170}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 1500} + 1 = 29 + 1 = 30 \text{ см.}$$

Конструкция соединения показана на рис. 2.4.

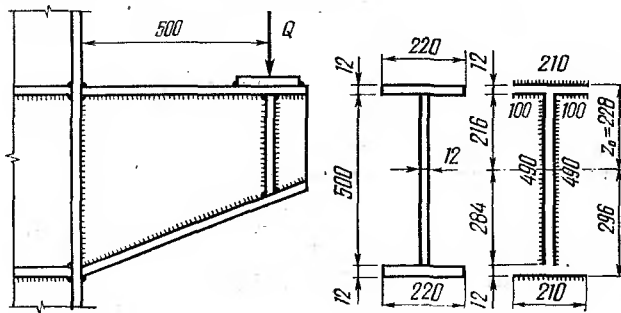


Рис. 2.6. К примеру 2.7.

Пример 2.6. Рассчитать присоединение планки сечением 250×100 мм из стали класса С38/23 марки ВСтЗкп2, нагруженной изгибающим моментом $M=0,98$ тс·м и поперечной силой $Q=5,5$ тс, к ветви колонны.

Принимаем ручную сварку электродами типа Э42, $\beta=0,7$; $R_{сy}^в = 1500$ кгс/см². Длина шва $l_{ш} = 25 - 1 = 24$ см, $h_{ш} = 10$ мм. Шов работает на изгиб и срез (рис. 2.5).

Напряжения в шве от изгиба по формуле (2.9) составляют

$$\sigma_{ш} = \frac{M}{W_{ш}} = \frac{6M}{\beta h_{ш} l_{ш}^2} = \frac{98000 \cdot 6}{0,7 \cdot 1 \cdot 24^2} = 1458 \text{ кгс/см}^2.$$

Касательные напряжения в шве по формуле (2.8) равны:

$$\tau_{ш} = \frac{Q}{\beta h_{ш} l_{ш}} = \frac{5500}{0,7 \cdot 1 \cdot 24} = 327 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжения в шве от совместного действия нормальных и касательных напряжений по формуле (2.10) равны:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_{ш}^2 + \tau_{ш}^2} = \sqrt{1458^2 + 327^2} = 1494 \text{ кгс/см}^2 \quad R_y^{св} = 1500 \text{ кгс/см}^2.$$

Пример 2.7. Рассчитать прикрепление консоли, нагруженной сосредоточенной силой $Q=31,6$ тс, к металлической колонне. Сила приложена на расстоянии 500 мм от грани колонны. Сечение и размеры консоли показаны на рис. 2.9. Материал консоли ВСтЗкп2.

В месте прикрепления консоли действуют изгибающий момент $M=0,5 \times 31,6 = 15,8$ тс·м и поперечная сила $Q=31,6$ тс. Принимаем катеты всех швов $h_{ш} = 8$ мм; сварка ручная, электроды типа Э42, $R_y^{св} = 1500$ кгс/см².

Площадь сечения всех расчетных швов в соответствии со схемой (рис. 2.6) равна

$$F_{\text{ш}} = \beta h_{\text{ш}} \Sigma l_{\text{ш}} = 0,7 \cdot 0,8 (2 \cdot 21 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 49) = 89,6 \text{ см}^2.$$

Находим положение центра тяжести сварных швов

$$z_0 = \frac{S_{\text{ш}}}{F_{\text{ш}}} = \frac{0,7 \cdot 0,8 (2 \cdot 10 \cdot 1,2 + 2 \cdot 49 \cdot 25,7 + 21 \cdot 25,4)}{89,6} = 22,8 \text{ см}.$$

Момент инерции сварных швов равен:

$$I_{\text{ш}} = 0,7 \cdot 0,8 \left(\frac{2 \cdot 21,6^3}{3} + \frac{2 \cdot 28,4^3}{3} + 21 \cdot 29,6^2 + 21 \cdot 22,8^2 + 2 \cdot 10 \cdot 21,6^2 \right) = 33\,960 \text{ см}^4.$$

Моменты сопротивления верхнего и нижнего волокон верхнего и нижнего сварного швов составляют

$$W_{\text{ш}}^{\text{в}} = \frac{33\,960}{22,8} = 1490 \text{ см}^3; \quad W_{\text{ш}}^{\text{н}} = \frac{33\,960}{29,6} = 1155 \text{ см}^3.$$

Нормальные напряжения в нижнем шве

$$\sigma_{\text{ш}}^{\text{н}} = \frac{M}{W_{\text{ш}}^{\text{н}}} = \frac{1\,580\,000}{1155} = 1368 \text{ кгс/см}^2.$$

Поперечная сила воспринимается вертикальными швами. Касательные напряжения в них равны:

$$\tau_{\text{ш}} = \frac{Q}{\beta h_{\text{ш}} l_{\text{ш}}} = \frac{31\,600}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 49} = 567 \text{ кгс/см}^2.$$

Равнодействующая напряжений в швах внизу консоли

$$\sqrt{(\sigma_{\text{ш}}^{\text{н}})^2 + \tau_{\text{ш}}^2} = \sqrt{1368^2 + 567^2} = 1485 \text{ кгс/см}^2 < R_y^{\text{св}} = 1500 \text{ кгс/см}^2.$$

Сварка однопроходная с К-образной разделкой кромок (см. рис. 2.6).

Пример 2.8. Полоса сечения 200×12 мм из стали класса С38/23 марки ВСтЗпб соединяется стыковым швом с накладками. Рассчитать соединение из условия равнопрочности. Сварка ручная, электроды типа Э42; $R_y^{\text{св}} = 1500$ кгс/см².

Несущая способность полосы $N = FR = 20 \cdot 1,2 \cdot 2100 = 50400$ кгс.

Принимаем накладки сечением 160×8 мм (рис. 2.10). Напряжения в накладке по формуле (2.12) равны:

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{N}{F_{\text{л}} + \Sigma F_{\text{н}}} = \frac{50\,400}{1,2(20-1) + 2 \cdot 0,8 \cdot 16} = 1084 \text{ см}^2.$$

Усилие в накладке $N_{\text{н}} = \sigma_{\text{н}} F_{\text{н}} = 1084 \cdot 0,8 \cdot 16 = 13875$ кгс/см². При $h_{\text{ш}} = 8$ мм длина угловых швов составляет

$$\Sigma l_{\text{ш}} = \frac{N_{\text{н}}}{\beta h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}} + 1 = \frac{13\,875}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} + 1 = 16,5 + 1 \approx 18 \text{ см}.$$

Длина накладки с учетом зазора между угловыми и стыковым швом по 25 мм

$$l_{\text{ш}} = \left(\frac{18}{2} + 2,5 \right) 2 = 23 \text{ см.}$$

Стыковой шов выполняется с V-образной разделкой кромок и подваркой корня шва (рис. 2.7). После сварки шов зачистить заподлицо с основным металлом.

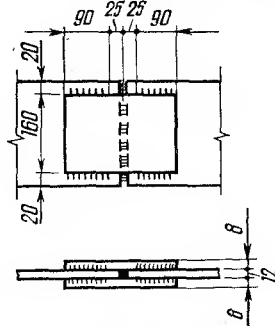


Рис. 2.7. К примеру 2.8.

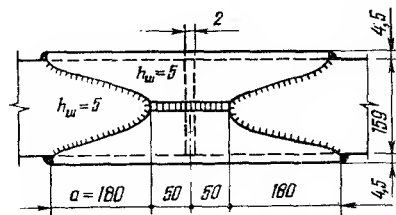


Рис. 2.8. К примеру 2.9.

Пример 2.9. Рассчитать соединение нижнего пояса фермы из труб $\varnothing 159 \times 4,5$ мм ($F = 21,8 \text{ см}^2$) из стали класса С60/45 марки 15Г2СФ термообработанной ($R = 3800 \text{ кгс/см}^2$) на накладках. Пояс воспринимает растягивающее усилие 72 тс.

Принимаем накладку из двух половинок трубы $\varnothing 159 \times 4,5$ мм с двумя фигурными вырезами (рис. 2.8). Ручная сварка производится электродами типа Э60А, $R_y^{\text{св}} = 2400 \text{ кгс/см}^2$. Принимаем катет шва $h_{\text{ш}} = 5$ мм. Требуемую длину сварных швов на накладке определяем из формулы (2.11)

$$\Sigma l_{\text{ш}} = \frac{N}{\beta h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}} = \frac{72000}{0,7 \cdot 0,5 \cdot 2400} = 85,7 \text{ см.}$$

Длину швов на накладке определяем по формуле

$$l_{\text{ш}} \approx 2n \sqrt{a^2 + \left(\frac{\pi D}{2n} \right)^2} = 2 \cdot 2 \sqrt{18^2 + \left(\frac{3,14 \cdot 15,9}{2 \cdot 2} \right)^2} = 87,6 \text{ см,}$$

где $a = 180$ мм — размер лепестка (глубина фигурного выреза вдоль оси трубы);

$n = 2$ — число лепестков по периметру трубы; $D = 159$ мм — диаметр трубы.

Конструкция соединения показана на рис. 2.8.

Зона термического влияния для одного участка шва параллельно оси трубы составляет $3,5 \delta$. Длина участков шва, перпендикулярных оси трубы, равна $\frac{\pi D}{12} n'$ (n' — количество участков). Площадь

зоны термического влияния

$$F_{\text{т}} = \left(3,5 \cdot 0,45 \cdot 4 + \frac{3,14 \cdot 15,9}{12} \cdot 4 \right) 0,45 = 10,33 \text{ см}^2.$$

Несущая способность сечения трубы с учетом разупрочнения стали 15Г2СФ после сварки ($R_{т.о} = 3400 \text{ кгс/см}^2$) составляет

$$N = (F - F_T) R + F_T R_{т.о} = (21,8 - 10,33) \cdot 3800 + 10,33 \cdot 3400 = 78,71 \text{ тс} > 72 \text{ тс.}$$

По сравнению со стыковым соединением (пример 2.4) длина сварных швов увеличилась на 75%, возросла металлоемкость стыка и трудоемкость изготовления в связи со сложностью конфигурации накладки.

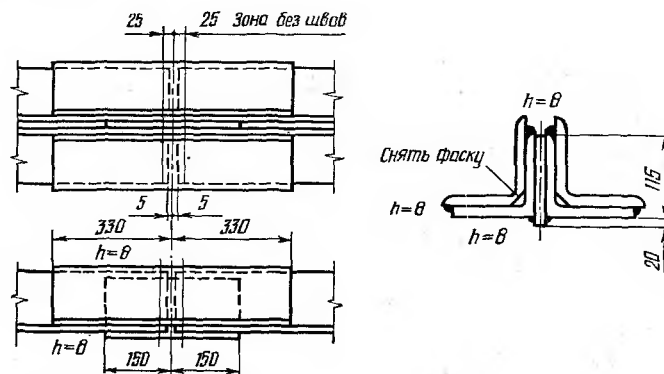


Рис. 2.9. К примеру 2.10.

Пример 2.10. Состыковать сечение из двух уголков $2L 125 \times 10 \text{ мм}$ ($2F = 48,6 \text{ см}^2$) из стали класса С46/33 марки 14Г2 из условия равнопрочности при работе на растяжение.

Несущая способность сечения $N = FR = 48,6 \cdot 2900 = 140940 \text{ кгс}$. Принимаем накладки из двух уголков $L 125 \times 10$ из стали класса С46/33 марки 14Г2. Сварка ручная, электроды типа Э50А ($R_y^{св} = 2000 \text{ кгс/см}^2$).

Необходимая длина сварных швов при катете 8 мм составляет

$$\Sigma l_{ш} = \frac{N}{\beta h_{ш} R_y^{св}} = \frac{140940}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 2000} = 126 \text{ см.}$$

Принимаем длину одного шва

$$l_{ш} = \frac{126}{4} + 1 = 32,5 \text{ см.}$$

Длина накладки с учетом зоны без швов (рис. 2.9) и зазора между уголками 10 мм равна

$$l_n = 2(32,5 + 2,5) + 1 = 66 \text{ см.}$$

В сечение вводим прокладку сечением $135 \times 12 \text{ мм}$ длиной 300 мм из стали ВСтЗпс5, которую привариваем швом 8 мм электродами типа Э42.

§ 7. БОЛТОВЫЕ И ЗАКЛЕПОЧНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

ХАРАКТЕРИСТИКА БОЛТОВ И ЗАКЛЕПОК

Для соединения металлических конструкций применяют:

1. *Болты грубой* (ГОСТ 15589—70*) и *нормальной точности* (ГОСТ 7798—70*) и *гайки к ним* (ГОСТ 5915—70). Изготавливаются из углеродистой стали штамповкой или точением. Ставятся в продавленные или просверленные отверстия диаметром на 2—3 мм больше диаметра болта. За счет этого соединения получаются деформативными, поэтому болты нормальной и грубой точности рекомендуется применять при укрупнительной сборке на заводе и на монтаже, а также при работе соединяемых элементов на растяжение при небольших сдвигающих усилиях.

2. *Болты повышенной точности* (ГОСТ 7805—70*) и *гайки к ним* (ГОСТ 5927—70). Изготавливаются из углеродистой или низколегированной стали точением. Ставятся в сверленные или продавленные, диаметр которых равен диаметру болта. Соединение получается плотное, малодеформативное и хорошо работает на сдвиг.

3. *Высокопрочные болты* (ГОСТ 7798—70*) *с резьбой* (ГОСТ 9150—59*). Изготавливаются из углеродистой стали 35 или легированной стали 40Х, 40ХФА, 38ХС точением с последующей термообработкой типа закалки. Ставятся в отверстие диаметром на 2—3 мм больше диаметра болта. За счет натяжения болта, величина которого контролируется тарировочным ключом, обеспечивается плотное, малодеформативное соединение. Передача сдвигающих усилий осуществляется за счет трения соединенных поверхностей элементов. Высокопрочные болты применяются в монтажных соединениях ответственных конструкций.

4. *Заклепки* (ГОСТ 10299—10301—68*). Изготавливаются из Ст2 заклепочной или низколегированной стали 09Г2С. Ставятся в отверстие, на 1—1,5 мм больше диаметра заклепки. При клепке заклепка осаживается, плотно заполняет отверстие и, остывая, стягивает соединяемые детали. Применяются для конструкций со значительными динамическими и вибрационными нагрузками.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ БОЛТОВЫХ И ЗАКЛЕПОЧНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Болты нормальной, грубой и повышенной точности, а также заклепки рассчитываются на срез, смятие и растяжение (отрыв головки). В соответствии с этим напряжения в одном болте или заклепке определяются по формулам:

при работе на срез

$$\tau = \frac{N}{n_{\text{ср}} \cdot \frac{\pi d^2}{4}} < R_{\text{ср}}^{\text{закл}} \text{ или } R_{\text{ср}}^{\text{б}}; \quad (2.14)$$

при работе на смятие

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N}{d \Sigma \delta} \leq R_{\text{см}}^{\text{закл}} \text{ или } R_{\text{см}}^{\text{б}} ; \quad (2.15)$$

при работе заклепки на отрыв головки

$$\sigma = \frac{4N}{\pi d^2} \leq R_{\text{р}}^{\text{закл}} ; \quad (2.16)$$

при работе болта на растяжение

$$\sigma = \frac{4N}{\pi d_0^2} \leq R_{\text{р}}^{\text{б}} . \quad (2.17)$$

Здесь N — усилие, приходящееся на один болт или одну заклепку; d — диаметр болта в болтовом соединении или диаметр отверстия в заклепочном; $\Sigma \delta$ — наименьшая суммарная толщина листов, сминаемая в одном направлении болтом или заклепкой; d_0 — внутренний диаметр болта по нарезке; $n_{\text{ср}}$ — количество плоскостей среза в одном направлении.

Предельная несущая способность одного болта или заклепки определяется по формулам:

при работе на срез

$$[N]_{\text{ср}}^{\text{б}} \text{ или } [N]_{\text{ср}}^{\text{закл}} = n_{\text{ср}} \cdot \frac{\pi d^2}{4} R_{\text{ср}}^{\text{закл}} \text{ (или } R_{\text{ср}}^{\text{б}}); \quad (2.18)$$

при работе на смятие

$$[N]_{\text{см}}^{\text{б}} \text{ или } [N]_{\text{см}}^{\text{закл}} = d \Sigma \delta R_{\text{см}}^{\text{закл}} \text{ (или } R_{\text{см}}^{\text{б}}). \quad (2.19)$$

В соединениях на высокопрочных болтах несущая способность одного болта определяется по формуле

$$[N]_{\text{б}} = n_{\text{тр}} P f m, \quad (2.20)$$

где $P = 0,65 \sigma_{\text{вр}} F_{\text{нт}}$ — осевое усилие натяжения болта; $\sigma_{\text{вр}}$ — временное сопротивление разрыву стали высокопрочного болта; $F_{\text{нт}}$ — площадь сечения болта нетто (по резьбе); $n_{\text{тр}}$ — число плоскостей трения; f — коэффициент трения, принимаемый по табл. 2.7; m — коэффициент условий работы болтового соединения, равный 0,9.

Временное сопротивление разрыву для термообработанных болтов из стали марки 35 принимается равным 8000 кгс/см^2 , из стали 40Х — 11000 , из стали 40ХФА и 38ХС — 13500 кгс/см^2 .

Необходимое количество болтов или заклепок в соединении определяется исходя из минимальной несущей способности одного болта или заклепки по формуле

$$n \geq \frac{N}{[N]_{\text{мин}}} , \quad (2.21)$$

где $[N]_{\text{мин}}$ — минимальная несущая способность одного болта или заклепки из условия среза, смятия или несущей способности высокопрочного болта.

При работе болтовых или заклепочных соединений на вибрационную нагрузку расчетное сопротивление материала умножается на коэффициент понижения напряжений или вибрационной нагрузке $\gamma \leq 1$ (см. § 5).

Таблица 2.7. Значения коэффициента трения

Способ предварительной обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Значения f для соединяемых элементов конструкций из стали		
	углеродистой С38/24	низколегированной С44/29, С46/33, С52/40	высокопрочной С60/45, С70/60, С85/75
Пневматическая; кварцевым песком с содержанием SiO_2 не ниже 94% или металлическим порошком	0,45	0,55	0,55
Химическая; растворами кислот, травильными пастами	0,45	0,50	0,50
Огневая; многопламенными горелками на ацетилене	0,40	0,45	0,45
Стальными ручными или механическими щетками	0,35	0,35	0,40
Без обработки (при частичной замене заклепок или болтов)	0,25	0,25	0,35

При работе болтовых или заклепочных соединений на растяжение или сжатие усилие между всеми болтами или заклепками распределяется равномерно (рис. 2.10, а). Усилие, приходящееся на один болт или одну заклепку, равно:

$$N = \frac{N^1}{n}, \quad (2.22)$$

где N^1 — усилие, воспринимаемое соединением; n — количество болтов или заклепок по одну сторону стыка.

При работе соединения на изгиб (рис. 2.10, б) усилие, приходящееся на наиболее удаленную от оси стыка заклепку или болт, определяется по формуле

$$N = \frac{M l_{\text{макс}}}{k \sum l_i^2}, \quad (2.23)$$

где M — изгибающий момент, действующий на соединение; $l_{\text{макс}}$ — расстояние между парой наиболее удаленных заклепок или болтов от оси стыка, проходящей через центры тяжести соединяемых элементов; $\sum l_i^2$ — сумма квадратов расстояний между парами болтов или заклепок в одном ряду относительно оси стыка; k — число рядов болтов или заклепок с одной стороны стыка.

При внецентренном растяжении или сжатии (рис. 2.10, в) усилие в наиболее удаленной от оси стыка заклепке или болте определяется по формуле

$$\dot{N} = \frac{N^1}{n} + \frac{M l_{\text{макс}}}{k \sum l_i^2}. \quad (2.24)$$

При работе соединения на изгиб и срез (рис. 2.10, г) усилие в наиболее удаленной от оси стыка заклепке или болте равно

$$N = \sqrt{\left(\frac{M l_{\text{макс}}}{k \sum l_i^2}\right)^2 + \left(\frac{Q}{n}\right)^2}, \quad (2.25)$$

где Q — поперечная сила, воспринимаемая стыком.

Расчетные сопротивления болтовых (табл. 2.8) и заклепочных (табл. 2.9) соединений зависят от вида напряженного состояния, материала болтов или заклепок и группы соединений В или С.

В многоболтовых соединениях на болтах грубой и нормальной точности расчетные сопротивления срезу снижаются за счет неравномерного распределения напряжений между болтами.

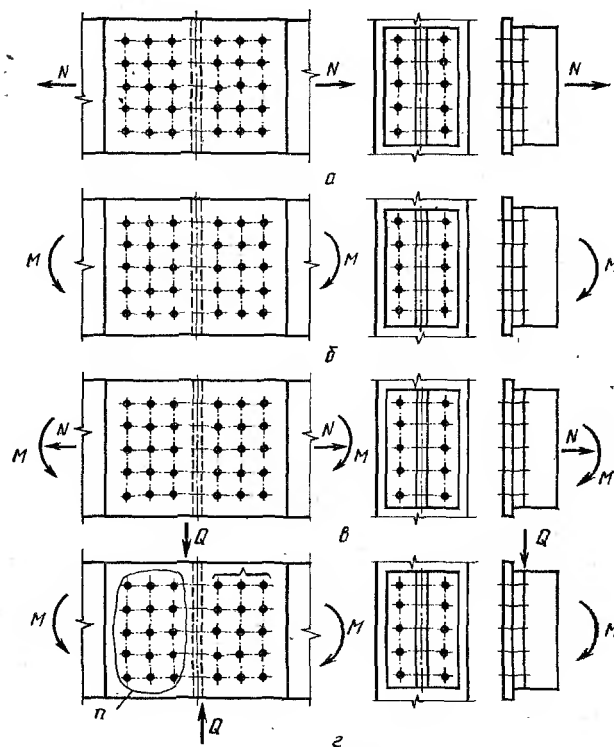


Рис. 2.10. Схема болтовых или заклепочных соединений, работающих на растяжение или сжатие (а), изгиб (б), внецентренное растяжение или сжатие (в), изгиб и срез (г).

Конструктивные требования к болтовым и заклепочным соединениям. В одной конструкции следует принимать минимальное число разных диаметров и длин болтов или заклепок. В рабочих элементах конструкций число болтов или заклепок должно быть не меньше двух.

Наиболее употребительные диаметры болтов и заклепок приведены в табл. 2.10.

Болты и заклепки в прокатных элементах следует располагать по рискам в рядовом или шахматном порядке (приложение VI, табл. 11, 12, 13).

Таблица 2.8. Расчетные сопротивления R^b болтовых соединений

Болты	Соединения	Напряженное состояние и группа соединения	Условное обозначение	Расчетные сопротивления, kg/cm^2									
				растяжению и срезу болтов из стали класса			смятию соединяемых элементов конструкций из стали класса						
				4,6	5,6	8,8	C38/23	C44/29	C46/33	C52/40			
Повышенной точности	Одноболтовые и многоболтовые	Растяжение	R_p^b	—	—	4000	—	—	—	—	—	—	—
		Срез В	$R_{ср}^b$	—	—	3000	—	—	—	—	—	—	—
		Смятие В	$R_{см}^b$	—	—	—	3800	4700	5200	6100	—	—	—
Нормальной точности	Одноболтовые	Растяжение	R_p^b	1700	2100	4000	—	—	—	—	—	—	—
		Срез	$R_{ср}^b$	1500	1700	3000	—	—	—	—	—	—	—
		Смятие	$R_{см}^b$	—	—	—	3800	4700	5200	6100	—	—	—
Грубой точности	Одноболтовые	Растяжение	R_p^b	1700	2100	4000	—	—	—	—	—	—	—
		Срез	$R_{ср}^b$	1300	1500	2500	—	—	—	—	—	—	—
		Смятие	$R_{см}^b$	—	—	—	3400	4200	4600	—	—	—	—
Грубой точности	Многоболтовые	Растяжение	R_p^b	1700	2100	—	—	—	—	—	—	—	—
		Срез	$R_{ср}^b$	1500	1700	—	—	—	—	—	—	—	—
		Смятие	$R_{см}^b$	—	—	—	3800	—	—	—	—	—	—
Грубой точности	Многоболтовые	Растяжение	R_p^b	1700	2100	—	—	—	—	—	—	—	—
		Срез	$R_{ср}^b$	1300	1500	—	—	3400	—	—	—	—	—
		Смятие	$R_{см}^b$	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: 1. Характеристику группы В болтового соединения см. в примечании 1 к табл. 2.9.
 2. При применении в соединяемых элементах конструкций проката более тонкого, чем указано в приложении V, расчетные сопротивления смятию устанавливаются в соответствии с указаниями примечания 2 к табл. 1.7.

Таблица 2.9. Расчетные сопротивления $R_{закл}$ заклепочных соединений

Напряженное состояние и группа соединения	Условное обозначение	Расчетные сопротивления, кгс/см ²					
		срез и растяжению заклепок из стали марки		смятию соединяемых элементов конструкций из стали класса			
		Ст. 2	09Г2	С38/23	С44/29	С46/33	С52/40
Срез В } Срез С }	$R_{ср}^{закл}$	1800	2200	—	—	—	—
		1600	—	—	—	—	—
Смятие В } Смятие С }	$R_{см}^{закл}$	—	—	4200	5200	5800	6800
		—	—	3800	—	—	—
Растяжение (отрыв головок)	$R_{р}^{закл}$	1200	1500	—	—	—	—

Примечания: 1. К группе В относятся соединения, в которых заклепки поставлены в отверстия:

- сверление на проектный диаметр в собранных элементах;
- сверление на проектный диаметр в отдельных элементах и деталях по кондукторам;
- сверленные или продавленные на меньший диаметр в отдельных деталях с последующим рассверливанием до проектного диаметра в собранных элементах;

К группе С относятся соединения, в которых заклепки поставлены в продавленные отверстия или в отверстия, сверленные без кондуктора в отдельных деталях (без последующего рассверливания).

2. При применении заклепок с потайными или полупотайными головками значения расчетных сопротивлений заклепочных соединений срезу и смятию понижаются умножением на коэффициент 0,8. Работа указанных заклепок на растяжение не допускается.

3. При применении в соединениях элементах конструкций проката более толстого, чем указано в приложении V, расчетные сопротивления смятию устанавливаются в соответствии с указаниями примечания 2 к табл. 1.7.

Таблица 2.10. Наиболее употребительные диаметры болтов и заклепок

Болты грубой, нормальной, повышенной точности и высокопрочные				Заклепки	
Диаметр, мм		Площадь сечения, см ²		Диаметр, мм	
болта	отверстия	$F_{бр}$	$F_{нт}$	заклепки	отверстия
12	15	1,13	0,76	12	13
(14)	17	1,54	1,05	(14)	15
16	19	2,01	1,44	16	17
18	21	2,25	1,75	(18)	19
20	23	3,14	2,25	20	21
22	25	3,80	2,81	22	23
24	27	4,52	3,24	24	25
(27)	30	5,73	4,27	(27)	28
30	33	7,07	5,19	30	32

Примечания: 1. Диаметры болтов и заклепок в скобках применять не рекомендуется.

2. Отверстия под болты повышенной точности равны диаметру болта.

Таблица 2.11. Размещение болтов и заклепок

Характеристика размещения	Величина расстояния в стальных конструкциях
Расстояние между центрами болтов и заклепок в любом направлении	
а) минимальное: для болтов	$3 d$
для заклепок	$3 d$
б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	$8 d$ или 12δ
в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков: при растяжении	$16 d$ или 24δ
при сжатии	$12 d$ или 18δ
Расстояние от центра болта или заклепки до края элемента:	
а) минимальное вдоль усилия	$2 d$
б) то же поперек: при образных кромках	$1,5 d$
при прокатных »	$1,2 d$
в) максимальное	$4 d$ или 8δ

Примечание. Здесь d — диаметр отверстия; δ — толщина более тонкого паружного листа пакета.

Размещение болтов и заклепок должно производиться в соответствии с табл. 2.11; в рабочих соединениях шаг их должен быть минимальным, а в конструктивных — максимальным.

При конструировании болтовых и заклепочных соединений следует стремиться к симметричной передаче усилия относительно силового потока. В соединениях с односторонними накладками или при одностороннем креплении элемента в связи с несимметричной передачей усилия количество болтов и заклепок следует увеличивать на 10%. При соединении листов разной толщины ставятся компенсирующие прокладки. Количество болтов или заклепок, работающих через прокладку, увеличивается на 10%.

В стыках профильного металла при одностороннем расположении накладок, в связи с большой жесткостью профиля, количество болтов или заклепок против расчетного не увеличивается.

При передаче усилия в соединениях через корыты общее число болтов или заклепок увеличивается на 50% против расчетного.

Площадь накладок в соединении должна быть не меньше площади соединяемых элементов с учетом ослабления отверстиями. Обычно площадь накладок принимают на 10—20% больше площади соединяемых элементов.

Если толщина соединяемого пакета превышает пять диаметров заклепки или семь диаметров при заклепках с повышенной головкой, в конструкциях следует применять болты повышенной точности.

Длина заклепок зависит от толщины соединяемого пакета и принимается:

$$l_3 = A\delta + B + C, \quad (2.26)$$

где δ — толщина пакета; A — коэффициент, определяющий длину стержня заклепки, необходимую для полного заполнения отверстия; B — длина стержня заклепки, необходимая для образования головки; C — припуск, учитывающий возможное увеличение диаметра отверстия.

Значения величины A, B, C принимаются по табл. 2.12.

Таблица 2.12. Значения коэффициентов A, B, C для определения длин заклепок

Коэффициенты	Вид замыкающей головки	Диаметр заклепок, мм				
		18	20	22	24	27
A	Полукруглая и потайная	1,11	1,11	1,10	1,08	1,12
B	{ Полукруглая	19,0	22,3	25,7	28,9	32,2
	{ Потайная	4,3	6,2	7,3	8,2	9,3
C	Полукруглая и потайная	5—9	5—10	6—10	6—11	7—12

Примеры расчета

Пример 2.11. Запроектировать стык двух полос сечением 400×16 мм из стали класса С46/33 марки 10Г2С1, воспринимающих усилие $N = 148$ тс на болтах нормальной точности.

Стык проектируем симметричным на двух накладках сечением 400×10 мм. Принимаем болты диаметром 22 мм из стали класса 5.6.

Несущая способность болта из условия среза при двух поверхностях среза равна (формула 2.18):

$$[N]_{\text{ср}}^6 = n_{\text{ср}} \frac{\pi d^2}{4} \cdot R_{\text{ср}}^6 = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} \cdot 1500 = 11\,400 \text{ кгс.}$$

Несущая способность болта из условия смятия (формула 2.19) составляет

$$[N]_{\text{см}}^6 = d \Sigma \delta R_{\text{см}}^6 = 2,2 \cdot 1,6 \cdot 4600 = 16\,190 \text{ кгс.}$$

Расчетным является срез болта, так как $[N]_{\text{ср}}^6 < [N]_{\text{см}}^6$. Количество болтов с одной стороны стыка равно (формула 2.25):

$$n = \frac{N}{[N]_{\text{ср}}^6} = \frac{148\,000}{11\,400} = 13,0 \text{ шт.}$$

Принимаем три ряда по пять болтов на полунакладке. Несущая способность листа, ослабленного отверстиями диаметром 25 мм, равна:

$$N = F_{\text{нт}} R = 1,6 (40 - 5 \cdot 2,5) 2900 = 127\,600 < 148\,000 \text{ кгс.}$$

Так как ослабленный отверстиями лист не может выдержать усилия 148 тс, то принимаем 13 болтов на полунакладке, расположен-

ных в шахматном порядке. Несущая способность ослабленного листа составляет

$$N = 1,6 (40 - 3 \cdot 2,5) 2900 = 150\,800 > 148\,000 \text{ кгс.}$$

Размещение болтов показано на рис. 2.11.

Пример 2.12. Рассчитать соединение из примера 2.11 на высокопрочных болтах диаметром 20 мм из стали 40Х, $\sigma_{вр} = 11000 \text{ кгс/см}^2$. Поверхность трения подвергается огневой зачистке. В этом случае коэффициент трения равен 0,45 (табл. 2.7).

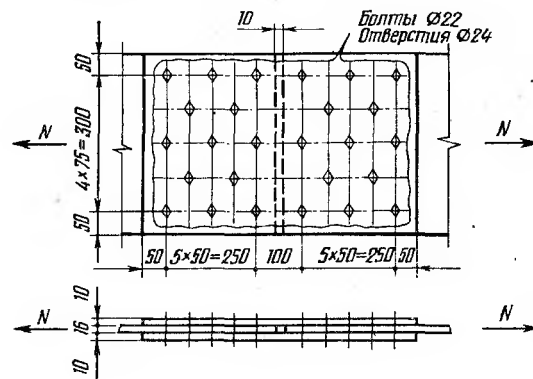


Рис. 2.11. К примеру 2.11.

Несущая способность болта (формула 2.20) ($F_{нт} = 2,25 \text{ см}^2$) при двух поверхностях трения и силе натяжения $P = 0,65 \sigma_{вр} \times F_{нт} = 0,65 \cdot 11000 \cdot 2,25 = 16100 \text{ кгс}$ равна

$$[N]_6 = n_{тр} P f m = 2 \cdot 16\,100 \cdot 0,45 \cdot 0,9 = 13\,040 \text{ кгс.}$$

Необходимое количество болтов на полунакладке

$$n = \frac{148\,000}{13\,040} = 11,3 \text{ шт.}$$

Принимаем 12 болтов (рис. 2.12). Несущая способность листа, ослабленного отверстиями, составляет

$$N = F_{нт} R = 1,6 (40 - 3 \cdot 2,3) 2900 = 153\,600 > 148\,000 \text{ кгс.}$$

Способ обработки поверхностей трения должен быть указан на чертеже.

Пример 2.13. Рассчитать присоединение уголка $L 100 \times 10$ из стали класса С38/23 к фасонке толщиной 12 мм на заклепках. Расчетное усилие в соединении $N = 24 \text{ тс}$. Материал заклепок Ст2закл. Отверстия — давленые, группа С.

В соответствии с табл. 11 приложения VI принимаем диаметр отверстия равным 23, а заклепки — 22 мм.

Несущая способность заклепки из условия среза (формула 2.18) равна:

$$[N]_{см}^{закл} = n_{ср} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot R_{ср}^{закл} = 1 \cdot \frac{3,14 \cdot 2,3^2}{4} \cdot 1600 = 6640 \text{ кгс.}$$

Несущая способность заклепки из условия смятия (формула 2.19) составляет

$$[N]_{\text{см}}^{\text{закл}} = d \Sigma \delta R_{\text{см}}^{\text{закл}} = 2,3 \cdot 1,0 \cdot 3800 = 8740 \text{ кгс.}$$

Расчетным является срез заклепки. Необходимое количество заклепок в соединении (формула 2.21)

$$n = \frac{N}{[N]_{\text{ср}}^{\text{закл}}} = \frac{24000}{6640} = 3,61 \text{ шт.}$$

Так как соединение является несимметричным, увеличиваем количество заклепок на 10%, т. е. $n = 3,61 \cdot 1,1 = 3,97$ шт. Принимаем четыре заклепки. Конструкция соединения показана на рис. 2.13.

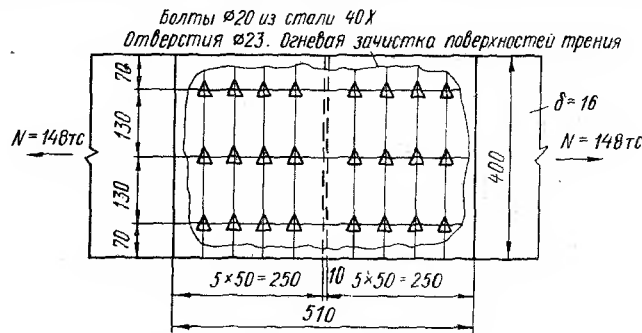


Рис. 2.12. К примеру 2.12.

Необходимая длина заклепки по формуле (2.26) равна:

$$l_3 = A\delta + B + C = 1,10 \cdot 22 + 25,7 + 8 = 57,9 \text{ мм.}$$

Принимаем $l_3 = 58$ мм по ГОСТ 10299—68.

Пример 2.14. Рассчитать прикрепление двутавра № 27 из стали класса С38/23 марки ВСтЗсп5 к нижнему поясу фермы сечением 2L 125×10 из той же стали на заклепках из стали Ст2закл. Расчетное усилие в месте прикрепления $N = 8,6$ тс.

Допускаемый диаметр отверстия для двутавра 21 мм (табл. 12 приложения VI), а для уголка — 25 мм. Принимаем диаметр заклепки с полукруглой головкой 20 мм, исходя из допускаемого диаметра отверстия в двутавре.

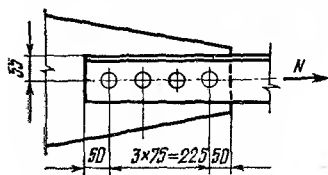


Рис. 2.13. К примеру 2.13.

Несущая способность одной заклепки при работе ее на растяжение составляет (формулы 2.16, 2.18).

$$[N]_{\text{р}}^{\text{закл}} = \frac{\pi d^2}{4} \cdot R_{\text{закл}} = \frac{3,14 \cdot 2,1^2}{4} \cdot 1200 = 4150 \text{ кгс.}$$

Требуемое количество заклепок

$$n = \frac{N}{[N]_{\text{р}}^{\text{закл}}} = \frac{8600}{4150} = 2,07 \text{ шт.}$$

Конструктивно принимаем четыре заклепки (рис. 2.14).

Пример 2.15. Рассчитать соединение примера 2.14 на болтах грубой точности диаметром 18 мм из стали класса 4.6. Несущая способность болта с площадью сечения по резьбе $F_{нт} = 1,75 \text{ см}^2$ при работе на растяжение равна:

$$[N]_p^6 = F_{нт} R_p^6 = 1,75 \cdot 1700 = 2980 \text{ кгс.}$$

Требуемое количество болтов

$$n = \frac{8600}{2980} = 2,9 \text{ шт.}$$

Принимаем четыре болта. Конструкция соединения аналогична соединению, показанному на рис. 2.14.

Пример 2.16. Рассчитать присоединение консоли, состоящей из двух швеллеров № 40 из стали класса С38/23 марки ВСтЗкп2, в колонне на болтах нормальной точности из стали класса 4.6 ($R_{cp}^6 = 1300$, $R_{cm}^6 = 3400 \text{ кгс/см}^2$). К консоли приложена сила 8 тс на расстоянии 600 мм от оси колонны.

Изгибающий момент в консоли равен: $M = 8 \cdot 0,6 = 4,8 \text{ тс} \cdot \text{м}$. Приходящаяся на один швеллер поперечная сила и изгибающий момент соответственно равны: $N' = 8/2 = 4 \text{ тс}$, $M' = 4,8/2 = 2,4 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

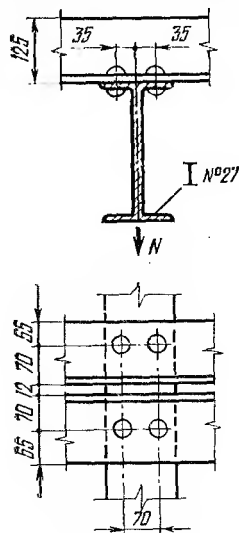


Рис. 2.14. К примеру 2.14.

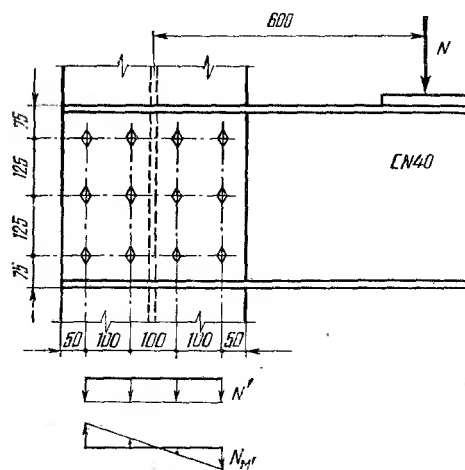


Рис. 2.15. К примеру 2.16.

Несущие способности одного болта из условия среза и смятия соответственно составляют (формулы 2.18, 2.21):

$$[N]_{cp}^6 = n_{cp} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot R_{cp}^6 = 1 \cdot \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} \cdot 1300 = 4082 \text{ кгс.}$$

$$[N]_{cm}^6 = d \Sigma \delta R_{cm}^6 = 2 \cdot 0,8 \cdot 3400 = 5440 \text{ кгс.}$$

Здесь $\delta = 0,8 \text{ см}$ — толщина стенки швеллера № 40. Расчетным является срез болта.

Конструкция соединения с учетом расположения рисок швеллера приведена на рис. 2.15. Общее количество болтов $n = 12$, количество рядов — $k = 2$.

Усилие, приходящееся на один крайний болт по формуле (2.24), равно

$$[N]^6 = \frac{N'}{n} + \frac{M' l_{\text{макс}}}{k \Sigma l_i^2} = \frac{4000}{12} + \frac{240\,000 \cdot 30}{3(10^2 + 30^2)} = 2733 \text{ кгс}.$$

Здесь принята сумма усилий от момента и поперечной силы, ибо направление напряжений от этих силовых воздействий совпадают (рис. 2.15).

Глава 3

БАЛКИ И БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

§ 8. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

РАСЧЕТ НАСТИЛА

Балки широко применяются в конструкциях рабочих площадок, промышленных и гражданских зданий, эстакад, мостов и других сооружений.

Наиболее часто для балок применяется двутавровое сечение, которое может быть прокатным или сварным составным, симметричным или несимметричным. В тяжелых конструкциях при больших динамических воздействиях применяются клепаные составные балки. По статической схеме балки бывают разрезные (однопролетные) и неразрезные (многопролетные) и консольные. Пояса балок могут выполняться из сталей повышенной или высокой прочности, а стенка — из углеродистой стали. Эти балки называются бистальными.

Балочные клетки. Система несущих балок, образующих конструкцию перекрытия, называется балочной клеткой. Применяются три типа балочных клеток: упрощенная (рис. 3.1, а), нормальная (рис. 3.1, б) и усложненная (рис. 3.1, в). Нагрузка на балки передается через металлический настил, который может выполняться из рифленой (ГОСТ 8568—57*), просечно-вытяжной (ГОСТ 8706—58) или толстолистовой стали. Толщина настила принимается равной 6—12 мм. Применяется настил из полос на ребро, а также железобетонный настил.

Шаг балок настила назначается в зависимости от нагрузки—0,5—1,5 м, шаг вспомогательных балок 1,5—4 м, главных 4—6 м. Пролет главных балок обычно составляет 6—18 м.

Сопряжение балок может быть этажное (рис. 3.2, а) в одном уровне (рис. 3.2, б) и пониженное (рис. 3.2, в).

Расчет стального листового настила. Стальной настил крепится к балкам с помощью сварки (рис. 3.3) и рассчитыва-

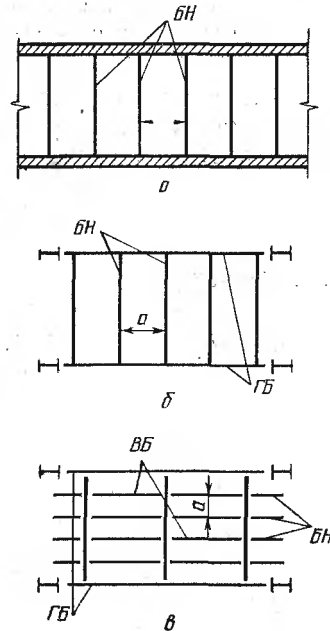


Рис. 3.1. Типы балочных клеток:

а — упрощенная; б — нормальная; в — усложненная (здесь и далее СН — стальной настил; БН — балки настила; ГБ — главная балка; ВБ — вспомогательная балка).

ется на прочность и жесткость. Из расчета на жесткость определяется отношение пролета настила l_n к его толщине δ_n :

$$\frac{l_n}{\delta_n} = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q^n} \right). \quad (3.1)$$

Назначив l_n , находят δ_n , или наоборот.

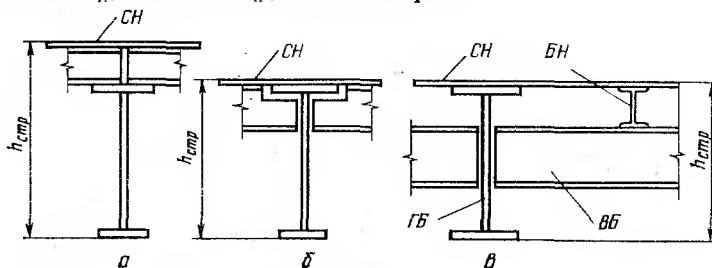


Рис. 3.2. Сопряжения балок.

а — этажное; б — в одном уровне; в — пониженное; $h_{стр}$ — строительная высота.

Растягивающее усилие в настиле, по которому проверяется его прочность, а также рассчитываются сварные швы, крепящие настил, находят по формуле

$$N = n \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{f}{l} \right]^2 E_1 \delta_n, \text{ кгс/см}. \quad (3.2)$$

Здесь $n_0 = \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{150}$ — отношение пролета настила к предельному прогибу; $E_1 = \frac{E}{1-\nu^2} = 2,3 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$ (ν — коэффициент Пуассона);

q^n — нормативная нагрузка на настил; n — коэффициент перегрузки от действующей нагрузки.

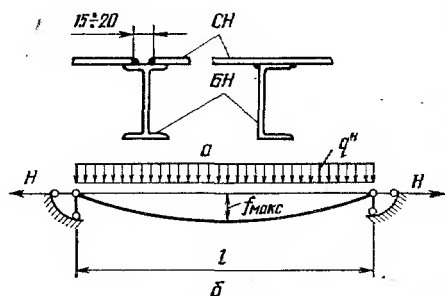


Рис. 3.3. Плоский металлический настил:

а — опирание настила на балки; б — расчетная схема настила.

максимального изгибающего момента определяется по формуле

$$W_{тр} = \frac{M_{\max}}{R}, \quad (3.3)$$

где R — расчетное сопротивление стали.

§ 9. РАСЧЕТ БАЛОК

РАСЧЕТ ПРОКАТЫХ БАЛОК

Прокатные балки проектируются из двутавров (ГОСТ 8239—72) или швеллеров (ГОСТ 8240—72). Требуемый момент сопротивления балки для восприятия расчетного

По сортаменту прокатных профилей находится номер профиля с моментом сопротивления, равным или большим требуемого.

Пластическую работу материала для прокатных балок из сталей класса С38/23, С44/29, С52/40 разрешается учитывать при статической нагрузке, если обеспечена общая и местная устойчивость и касательные напряжения в месте наибольшего момента не превышают $0,3 R$. В этом случае момент сопротивления при изгибе в плоскости стенки и в плоскости, параллельной полкам, соответственно равен:

$$W_{\text{тр}}^{\text{пл}} = \frac{M_{\text{макс}}}{1,12R}; \quad (3.4)$$

$$W_{\text{тр}}^{\text{пл}} = \frac{M_{\text{макс}}}{1,2R}.$$

Прочность выбранного сечения балки обеспечена, если

$$\sigma = \frac{M_{\text{макс}}}{W} \leq R, \quad (3.5)$$

где W — упругий (или пластический $W^{\text{пл}}$) момент сопротивления.

При наличии сосредоточенной нагрузки на поясе балки стенка проверяется на прочность от местного давления:

$$\sigma_{\text{м}} = \frac{P}{\delta z} \leq R, \quad (3.6)$$

где $\sigma_{\text{м}}$ — местные напряжения смятия; P — расчетная сосредоточенная нагрузка; δ — толщина стенки; z — условная длина распределения местного давления, принимаемая равной

$$z = b + 2k, \quad (3.7)$$

где b — длина нагруженного участка балки; k — толщина верхнего пояса балки, если нижняя балка сварная (рис. 3.4, а), или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (рис. 3.4, б).

Проверка общей устойчивости прокатных балок выполняется в соответствии с § 5.

Проверка жесткости балки заключается в определении относительного прогиба, который не должен превышать нормативного. Для разрезных балок относительный прогиб определяется по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(p^{\text{н}} + q^{\text{н}}) l^3}{EI} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (3.8)$$

или

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M^{\text{н}} l}{EI} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (3.9)$$

где $p^{\text{н}}$, $q^{\text{н}}$, $M^{\text{н}}$ — нормативная временная и постоянная равномерно-распределенные нагрузки, нормативный изгибающий момент; l , I — пролет и момент инерции балки; $\left[\frac{f}{l} \right]$ — нормативный прогиб (приложение IV).

РАСЧЕТ СОСТАВНЫХ БАЛОК

Составные балки симметричного (рис. 3.5) и несимметричного (рис. 3.6) сечений проектируются, как правило, сварными.

Требуемый момент сопротивления определяется по формуле (3.3). Для балок постоянного сечения по длине, работающих в упругой стадии, при отношениях $\frac{b_{п}}{\delta_{п}} \leq 20 \sqrt{\frac{2100}{R}}$ и $\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} \leq 80 \sqrt{\frac{2100}{\kappa}}$

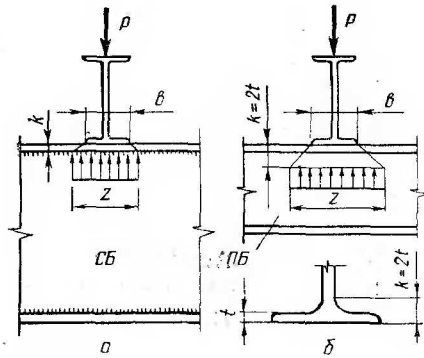


Рис. 3.4. Этажное опирание балок:
а — нижняя балка сварная; б — то же прокатная; СБ — сварная балка; ПБ — прокатная балка.

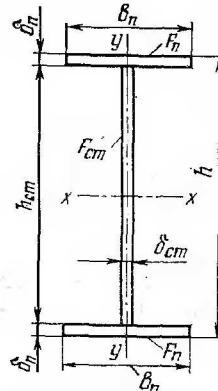


Рис. 3.5. Сечение составной балки симметричного сечения.

($b_{п}$, $\delta_{п}$ — ширина и толщина сжатого пояса; $h_{ст}$ — высота стенки; $\delta_{ст}$ — толщина стенки) разрешается учитывать развитие пластических деформаций — формула (3.4).

Минимальная высота, обеспечивающая необходимую жесткость балки, назначается по формуле

$$h_{мин} = \frac{IR}{10^6 \left[\frac{f}{l} \right]} \cdot \frac{M^н}{M}, \quad (3.10)$$

где M , $M^н$ — расчетный и нормативный изгибающие моменты.

Оптимальная высота балки, обеспечивающая минимальный расход стали, равна

$$h_{опт} = k \sqrt{\frac{W_{1р}}{\delta_{ст}}}, \quad (3.11)$$

Рис. 3.6. Сечение составной балки несимметричного сечения.

где k — коэффициент, зависящий от соотношения конструктивных коэффициентов поясов и стенки балки, принимаемый равным 1,10—1,15.

Для балок высотой до 2 м толщина стенки в мм может назначаться по эмпирической формуле

$$\delta_{ст} = 7 + 3h, \text{ мм} \quad (3.12)$$

где h — высота балки, m , принимается равной $\left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right)l$.

Кроме того, толщина стенки может ориентировочно назначаться по табл. 3.1.

Таблица 3.1. Рекомендуемые соотношения высоты балки и толщины стенки

h, m	1	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
$\delta_{ст}, мм$	8—10	10—12	12—14	16—18	20—22	22—24
$h/\delta_{ст}$	100—125	125—150	145—165	165—185	185—200	210—230

Высота балки назначается по большей из величин $h_{опт}$ или $h_{мин}$ с кратностью модуля 100 мм. Высота стенки предварительно принимается на 4—6 см меньше высоты балки.

Принятая толщина стенки балки проверяется на срез по формуле

$$\delta_{ст} \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{макс}}{h_{ст}R_{ср}}, \quad (3.13)$$

где $Q_{макс}$ — максимальная поперечная сила; $h_{ст}$ — высота стенки; $R_{ср}$ — расчетное сопротивление материала стенки срезу.

Площадь пояса составной балки симметричного сечения определяется по формуле

$$F_{п} \approx \frac{W_{тр}}{h} - \frac{\delta_{ст}h}{6}. \quad (3.14)$$

Сечение пояса назначается с учетом требований общей и местной устойчивости. Ширина листа принимается $\frac{b_{п}}{\delta_{п}} = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3}\right)$, но не менее 180 мм, а соотношение между шириной и толщиной пояса не должно превышать $\frac{b_{п}}{2\delta_{п}} \leq 15 \sqrt{\frac{2100}{R}}$. Для поясов рекомендуется применять широкополосную (универсальную) сталь по ГОСТ 82—70.

Для подобранного сечения определяются момент инерции (I_x), момент сопротивления (W_x) и статический момент полусечения относительно нейтральной оси (S_x). Затем проверяются нормальные (формула 3.5) и касательные напряжения

$$\tau = \frac{Q_{макс}S_x}{I_x\delta_{ст}} \leq R_{ср}. \quad (3.15)$$

Местные напряжения определяются по формуле (3.6), прогиб разрезной составной балки — по (3.8).

Для разрезных балок, работающих в упругой стадии при пролете более 12 м на расстоянии $1/6 l$ от опоры, сечение поясов может

быть уменьшено с целью экономии металла. В этом случае должны быть выдержаны следующие соотношения:

$$b'_n \geq \frac{1}{2} b_n; b'_n \geq \frac{1}{10} h_b; b_n \geq 180 \text{ мм.} \quad (3.16)$$

Здесь b'_n — ширина уменьшенного сечения пояса; b_n — первоначальная ширина пояса; h_b — высота балки.

Момент сопротивления измененного сечения определяется по формуле (3.3) с подстановкой вместо расчетного сопротивления стали расчетного сопротивления сварного шва растяжению R_p^{cb} (см. табл. 2.4). Стыковой шов проектируется, как правило, прямым и выполняется ручной или полуавтоматической сваркой.

Приведенные напряжения в месте наиболее неблагоприятного сочетания изгибающих моментов и поперечных сил (в месте изменения сечения, на опоре неразрезной балки) проверяются по формуле

$$\sigma_{прив} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15R. \quad (3.17)$$

При наличии местной нагрузки на верхнем поясе балки и отсутствии ребер жесткости в рассматриваемом сечении приведенные напряжения равны

$$\sigma_{прия} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_m^2 - \sigma_1\sigma_m + 3\tau_1^2} \leq 1,15R. \quad (3.18)$$

Если эта проверка не выполняется, стенку балки необходимо укрепить ребром жесткости, верхний торец которого должен быть пристроган к поясу.

В формулах (3.17) и (3.18)

$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} \cdot \frac{h_{ст}}{h_b}$ — нормальные напряжения в стенке балки на уровне

поясных швов; $\tau_1 = \frac{Q_1 S_n}{I_1^{дст}}$ — касательные напряжения на уровне

поясных швов; σ_m — местные сжимающие напряжения (формула 3.7); M_1, Q_1 — изгибающий момент и поперечная сила в рассматриваемом (измененном) сечении; W_1, I_1, b_n — геометрические характеристики рассматриваемого сечения; S — статический момент пояса относительно нейтральной оси.

Касательные напряжения на опоре балки с измененным сечением проверяются по формуле (3.15).

Для балок несимметричного сечения (см. рис. 3.6) с более развитым верхним поясом коэффициент асимметрии определяется отношением

$$A = \frac{W_b}{W_n} = \frac{h_n}{h_b}, \quad (3.19)$$

где W_b, W_n — моменты сопротивления соответственно для верхних и нижних волокон сечения; h_b, h_n — расстояние от нейтральной оси до верхних и нижних волокон.

Коэффициент асимметрии назначается в зависимости от соотношения нормальных напряжений в горизонтальной и вертикальной плоскостях:

$$A = 1,1 \div 1,5.$$

Минимальная высота балки определяется по формуле (3.10). Оптимальная высота с учетом коэффициента асимметрии равна:

$$h_{\text{опт}} = \sqrt{\frac{3A}{A+1} \cdot \frac{W_{\text{тр}}}{\delta_{\text{ст}}}}. \quad (3.20)$$

Требуемый момент сопротивления при упругой или упруго-пластической работе и толщина стенки назначаются как для балок симметричного сечения.

Площадь поперечного сечения балки

$$F = \frac{A+1}{h} W_{\text{тр}} + \frac{(A+1)^2}{6A} h \delta_{\text{ст}}; \quad (3.21)$$

площадь верхнего пояса

$$F_{\text{в.п}} = \frac{A}{A+1} F - \frac{\delta_{\text{ст}} h}{2}; \quad (3.22)$$

площадь нижнего пояса

$$F_{\text{н.п}} = F \frac{1}{A+1} - \frac{\delta_{\text{ст}} h}{2}. \quad (3.23)$$

По этим данным конструируется поперечное сечение так же, как и для балок симметричного сечения. Определение геометрических характеристик выполняется с учетом фактического положения центра тяжести.

Наибольшие касательные напряжения проверяются по формуле (3.15). Нормальные напряжения в верхнем ($\sigma_{\text{в}}$) и нижнем ($\sigma_{\text{н}}$) волокнах сечения определяются по формулам:

$$\sigma_{\text{в}} = \sigma_x + \sigma_y = \frac{M_x}{W_{\text{в}}} + \frac{M_y}{W_y} \leq R; \quad (3.24)$$

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{M_x}{W_{\text{н}}} \leq R, \quad (3.25)$$

где M_x , M_y — изгибающие моменты, действующие соответственно в вертикальной и горизонтальной плоскости (M_y воспринимается только верхним поясом); σ_x , σ_y — напряжения в верхнем поясе от вертикальных и горизонтальных нагрузок; $W_{\text{в}}$, $W_{\text{н}}$ — моменты сопротивления для верхних и нижних волокон сечения; W_y — момент сопротивления верхнего пояса относительно оси $y-y$.

Проверка общей устойчивости балок симметричного и несимметричного сечений не требуется при жестком закреплении верхнего пояса из плоскости изгиба, а также при выполнении требований табл. 3.2. В других случаях проверка общей устойчивости выполняется в соответствии с материалами, помещенными в § 5.

Проверка местной устойчивости поясов и стенки балки изложена в § 11, а расчет поясных соединений, опорных ребер, стыков и деталей — в § 12.

Таблица 3.2. Наибольшие значения l/b , при которых не требуется проверки устойчивости балок из стали класса С38/23

Тип балки	h/b	Наибольшие значения l/b для балок с соотношением размеров					
		$h/\delta_1=100$			$h/\delta_1=50$		
		при нагрузке, приложенной к поясу		при промежуточных креплениях верхнего пояса, независимо от места приложения нагрузки	при нагрузке, приложенной к поясу		при промежуточных креплениях верхнего пояса, независимо от места приложения нагрузки
		верхнему	нижнему		верхнему	нижнему	
Сварная	2	16	25	19	17	26	20
	4	15	23	17	16	24	18
	6	13	21	16	15	22	17
Клепаная	2	21	30	22	30	42	33
	4	18	28	19	25	35	27
	6	16	25	18	21	32	24

Примечание. l — длина верхнего пояса между связями, препятствующими смещению пояса, при отсутствии связей; l — пролет балки; h — высота балки; b , δ_1 — ширина и толщина сжатого пояса.

Для балок из других классов сталей значения l/b умножить на $\sqrt{\frac{2100}{R}}$.

РАСЧЕТ БИСТАЛЬНЫХ БАЛОК

Сварные бистальные балки проектируют с поясами из низколегированной стали и стенкой из углеродистой. За счет этого достигается экономия стали на 12—17% по сравнению с балками из стали Ст3.

При максимальном моменте нормальные напряжения в поясах достигают расчетных, а в стенке, на участках, примыкающих к поясу, — предела текучести. В связи с этим бистальные балки работают в упруго-пластической стадии. Зона упругой работы стенки составляет

$$2a = \frac{R_{Ст3}}{R_{нл}} \cdot h, \quad (3.26)$$

где $R_{нл}$, $R_{Ст3}$ — расчетные сопротивления низколегированной стали и Ст3.

Для бистальных балок симметричного сечения (рис. 3.7, а) оптимальную и минимальную высоты определяем по формулам (3.10) и (3.11), считая, что балка выполнена полностью из низколегирован-

ной стали. Толщина стенки для балок симметричного и несимметричного сечений назначается по формуле (3.12) или табл. 3.1.

Изгибающий момент, воспринимаемый поясами, составляет

$$M_{\text{п}} = M - M_{\text{ст}}, \quad (3.27)$$

где M — расчетный изгибающий момент; $M_{\text{ст}} = R_{\text{стз}} \cdot \frac{\delta_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^2}{4} m$ — изгибающий момент, воспринимаемый стенкой;

$$m = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{\text{стз}}}{R_{\text{нл}}} \right)^2.$$

Требуемая площадь пояса равна:

$$F_{\text{п}} = \frac{M_{\text{п}}}{R_{\text{нл}} h}. \quad (3.28)$$

Поперечное сечение комплектуется с учетом требований общей и местной устойчивости.

Приведенный момент сопротивления равен:

$$W_{\text{пр}} = F_{\text{п}} \left(h_{\text{ст}} + \frac{\delta_{\text{п}}}{2} \right) + \frac{\delta_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^2}{6} \cdot m_1, \quad (3.29)$$

где $m_1 = \frac{3}{2} \frac{R_{\text{стз}}}{R_{\text{нл}}} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{\text{стз}}}{R_{\text{нл}}} \right)^2 \right]$ — коэффициент использования эпюры напряжений.

Прочность бистальной балки проверяется путем сравнения фактической несущей способности с расчетным изгибающим моментом:

$$M_{\text{ф}} = R_{\text{нл}} F_{\text{п}} h + R_{\text{стз}} \frac{\delta_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^2}{4} m \geq M_{\text{макс}}. \quad (3.30)$$

Местные, касательные напряжения и жесткость проверяются как для обычных балок симметричного сечения (см. § 9.2).

Бистальные балки несимметричного сечения применяются при наличии как вертикальной, так и горизонтальной нагрузки. Зона упругой работы стенки в верхней и нижней ее частях относительно нейтральной оси составляет (рис. 3.8, б):

$$a_{\text{в}} = \frac{R_{\text{стз}}}{R_{\text{нл}}} \cdot h_{\text{в}} = \frac{R_{\text{стз}}}{R_{\text{нл}}} \cdot \frac{1}{A+1} \cdot h; \quad (3.31)$$

$$a_{\text{н}} = \frac{R_{\text{стз}}}{R_{\text{нл}}} \cdot h_{\text{н}} = \frac{R_{\text{стз}}}{R_{\text{нл}}} \cdot \frac{A}{A+1} \cdot h, \quad (3.32)$$

где A — коэффициент асимметрии (формула 3.19).

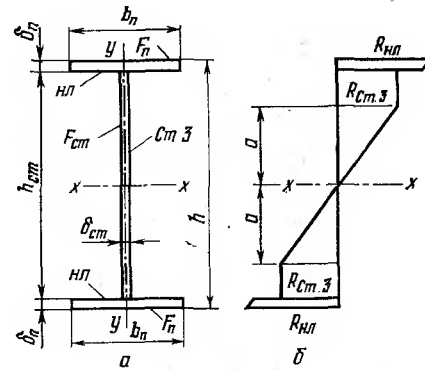
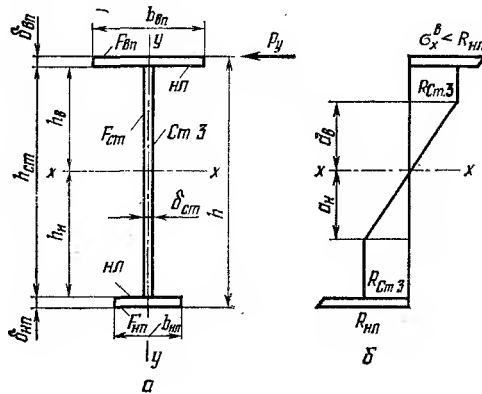


Рис. 3.7. Бистальная балка симметричного сечения: а — поперечное сечение; б — эпюра нормальных напряжений.

Для бистальных балок несимметричного сечения (рис. 3.8, а) минимальная высота назначается по формуле (3.10), а оптимальная — по (3.20), как для балки, выполненной полностью из низколегированной стали.

Стенка воспринимает изгибающий момент



$$M_{ст} = R_{стз} \frac{\delta_{ст} h_{ст}^2}{2} \times \frac{A^2 + 1}{(A + 1)^2} \cdot m. \quad (3.33)$$

Общая площадь поясов составляет

$$F_{п} = \frac{2M_{п}}{R_{нл}h}, \quad (3.34)$$

где $M_{п}$ — изгибающий момент, воспринимаемый поясами (формула 3.27).

Площадь верхнего пояса определяется по формуле

$$F_{в.п} = \frac{F}{1 + \beta^2}, \quad (3.35)$$

где $\beta = 0,85 \div 0,95$ — коэффициент, характеризующий долю напряжений в верхнем поясе от вертикальных нагрузок.

Площадь нижнего пояса

$$F_{н.п} = F - F_{в.п}. \quad (3.36)$$

Для подобранного сечения находят положение центра тяжести и определяется момент инерции.

Несущая способность бистальной балки несимметричного сечения проверяется по формуле

$$M = R_{нл} \left[F_{в.п} \left(h_v - \frac{\delta_{в.п}}{2} \right) + F_{н.п} \left(h_n - \frac{\delta_{н.п}}{2} \right) \right] + R_{стз} \frac{\delta_{ст} h_{ст}^2}{2} \cdot \frac{A^2 + 1}{(A + 1)^2} \cdot m \geq M_{\max}; \quad (3.37)$$

где A — фактический коэффициент асимметрии.

Для определения нормальных напряжений в крайних волокнах верхнего и нижнего поясов определяется фактический изгибающий момент, воспринимаемый поясами. Нормальные усилия, приложенные по осям верхнего и нижнего поясов, равны:

$$N_{в.п} = \frac{M_{п}}{\left(h_{в} - \frac{\delta_{в.п}}{2}\right) + \frac{1}{A} \left(h_{н} - \frac{\delta_{н.п}}{2}\right)} ; \quad (3.38)$$

$$N_{н.п} = \frac{M_{п}}{\left(h_{в} - \frac{\delta_{в.п}}{2}\right) A + \left(h_{н} - \frac{\delta_{н.п}}{2}\right)} . \quad (3.39)$$

Обозначения в формулах ясны из рис. 3.7.

Нормальные напряжения в крайних волокнах верхнего и нижнего поясов соответственно составляют:

$$\sigma_x^в = \frac{N_{в.п}}{F_{в.п}} \cdot \frac{h_{в}}{h_{в} - \frac{\delta_{в.п}}{2}} ; \quad (3.40)$$

$$\sigma_x^н = \frac{N_{н.п}}{F_{н.п}} \cdot \frac{h_{н}}{h_{н} - \frac{\delta_{н.п}}{2}} . \quad (3.41)$$

Напряжения в верхнем поясе от совместного действия вертикальных и горизонтальных моментов равны:

$$\sigma_u = \sigma_x^в + \frac{M_y}{W_y} \leq R_{нл}, \quad (3.42)$$

где W_y — момент сопротивления пояса относительно оси $y-y$.

Приведенные напряжения в бистальных балках не проверяют, так как стенка работает в упруго-пластической стадии.

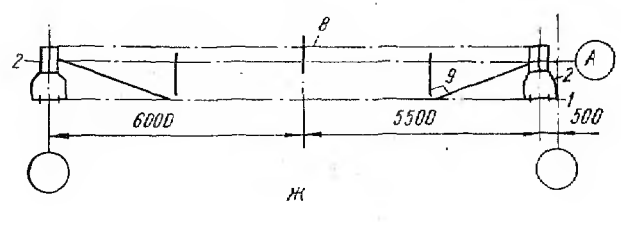
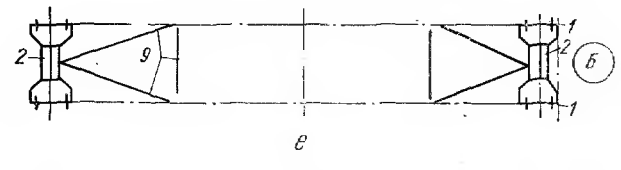
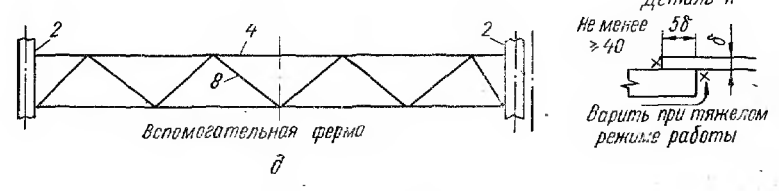
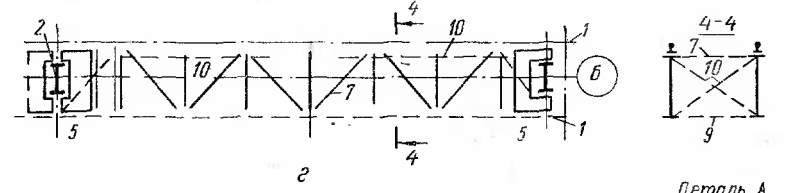
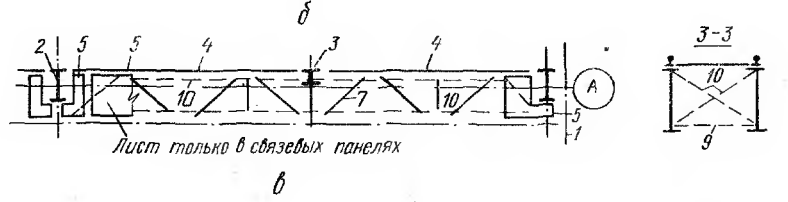
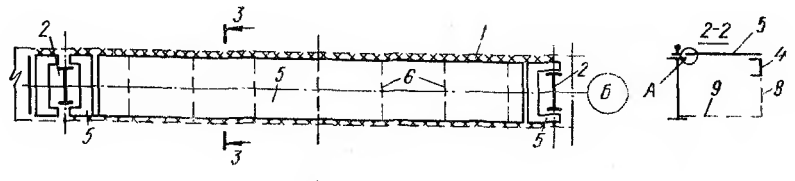
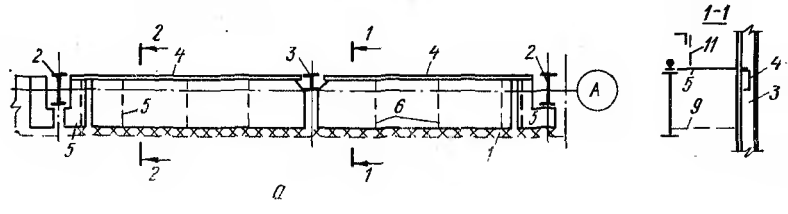
Проверка местных и касательных напряжений, а также жесткости выполняется как для балки, работающей в упругой стадии. Методика проверки общей устойчивости изложена в § 5. Узлы и детали соединения проектируются, как для обычных балок.

Изменение сечения поясов в составных бистальных балках не рекомендуется. Однако замена низколегированной стали углеродистой (без изменения сечения пояса) на участках, где напряжения в поясах меньше $R_{нл}$, позволяет получить конструкцию с более полным использованием материала.

§ 10. ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ. НАГРУЗКИ

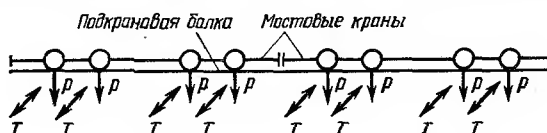
Подкрановая конструкция состоит из подкрановой балки и тормозной конструкции (балки или фермы). Подкрановые балки проектируются сплошными двутаврового сечения. Тормозная балка состоит из швеллера и листа, усиленного ребрами жесткости и приваренного к верхнему поясу подкрановой балки. При ширине тормозной конструкции более 1,25 м, пролете балок 12 м и более применяются тормозные фермы, как более экономичные по расходу



стали, чем тормозные балки (рис. 3.9, а, б). В этом случае решетка выполняется из одиночных уголков, которые крепятся к верхнему поясу подкрановой балки и тормозному швеллеру.

Тормозные фермы могут поставляться и монтироваться отдельно от подкрановых балок (рис. 3.9, в, г) или присоединяться к балкам на заводе при монтаже блоками. Пространственная жесткость подкрановой конструкции обеспечивается связями (рис. 3.9, е, ж).

Рис. 3.10. Схема нагрузок на подкрановую балку от двух сближенных кранов.



В местах расположения вертикальных связей между колоннами устанавливаются тормозные балки, а подкрановые балки крепятся к колонне на сварке (см. стр. 89).

По тормозным фермам в зданиях с тяжелым режимом работы устанавливаются ходовые площадки шириной не менее 500 мм для обслуживания крана. Временная вертикальная равномерно распределенная нагрузка на площадке тормозной конструкции принимается равной 200 кгс/см^2 с коэффициентом перегрузки $n=1,4$.

Расчетные нагрузки на подкрановые конструкции определяются от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности (рис. 3.10). Наибольшее нормативное давление колес крана ($R_{\text{макс}}^н$) приведено в стандартах на краны. Расчетные вертикальные и горизонтальные нагрузки от одного колеса крана на подкрановую балку определяются по формулам:

$$P = knP_{\text{макс}}^н; \quad (3.43)$$

$$T = nf \frac{Q + G_{\text{т}}}{n_{\text{к}}} \cdot \frac{n_0'}{n_0} \cdot \alpha, \quad (3.44)$$

где P — расчетное вертикальное давление колеса крана; T — расчетная горизонтальная сила на одно колесо крана от торможения тележки; k — коэффициент динамичности, равный 1,1; n — коэффициент перегрузки, равный 1,3 для кранов грузоподъемностью менее 5 тс и 1,2 — для кранов большей грузоподъемности; $n_{\text{к}}$ — число колес на одной стороне крана; $\frac{n_0'}{n_0} = \frac{1}{2}$ — отношение числа тормозных колес тележки к числу всех ее колес; f — коэффициент трения, равный 0,1 и 0,2 соответственно для кранов с гибким и жестким подве-

Рис. 3.9. Схемы тормозных балок и ферм:

а — тормозная балка для крайнего ряда при наличии стойки фахверка; б — тормозная балка для среднего ряда; в — тормозная ферма для крайнего ряда при наличии стойки фахверка; г — тормозная ферма для среднего ряда; д — вспомогательная ферма (ставится при отсутствии стойки фахверка); е — связи по нижним поясам балок для среднего ряда; ж — то же, для крайнего ряда; 1 — ось подкрановой балки; 2 — колонна; 3 — стойка фахверка; 4 — пояс тормозной балки или фермы; 5 — тормозной лист; 6 — ребра жесткости; 7 — тормозная ферма; 8 — вспомогательная ферма; 9 — горизонтальные связи; 10 — съемные элементы для транспортировки ($\angle 50 \times 5$); 11 — элементы ограждения.

сом груза; Q — грузоподъемность крана, $тс$; G_t — вес тележки, принимаемый по стандартам на краны (для кранов с гибким подвесом $G_t \approx 0,3Q$); α — коэффициент, учитывающий воздействие боковых сил и принимаемый при тяжелом режиме работы по табл. 3.3; во всех других случаях $\alpha = 1$.

Таблица 3.3. Коэффициенты α для определения боковых сил от мостовых кранов

Тип крана	Грузоподъемность, $тс$	Значения коэффициента α для расчета	
		верхнего пояса подкрановых балок и тормозных конструкций	крепления тормозных конструкций к подкрановым балкам и колоннам
С гибким подвесом	5—10	2,5	5,0
	15—20	2,0	4,0
	30—150	1,5	3,0
	175—275	1,3	2,6
	300—350	1,1	2,2
С жестким подвесом	—	1,5	3,0

Расчетные усилия в подкрановых балках определяются от системы подвижных грузов по линиям влияния или по правилу Винклера.

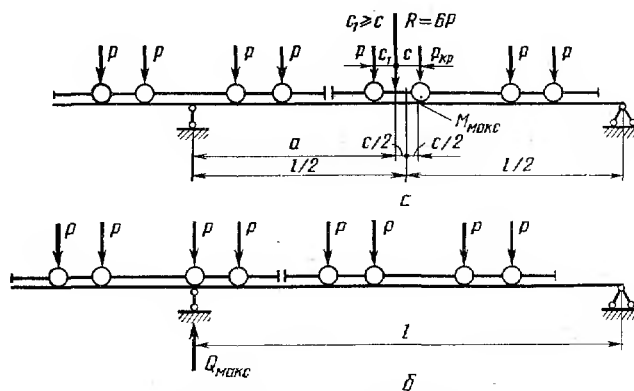


Рис. 3.11. Установка кранового поезда для определения: a — максимального изгибающего момента; b — максимальной поперечной силы.

По этому правилу наибольший изгибающий момент (M_{max}) в разрезной балке от системы сил будет в том случае, если равнодействующая всех сил, находящихся на балке, и ближайшая к ней сила равноудалены от середины балки. При этом наибольший изгибающий момент будет под силой, ближайшей к середине балки (рис. 3.11, a).

Правильность установки колес крана проверяется по двум критериям:

$$R_1 + P_{кр} \geq \frac{a}{l} \sum P; \quad (3.45)$$

$$R_1 \leq \frac{a}{l} \sum P,$$

где R_1 — равнодействующая грузов, расположенных слева от рассматриваемого сечения на участке a балки пролетом l ; $\sum P$ — сумма давлений всех подвижных грузов, расположенных на балке; $P_{кр}$ — величина критического груза.

Наибольшая поперечная сила (Q_{\max}) в разрезной балке будет в том случае, если одна из сил расположена над опорой, а в пролете расположено наибольшее количество сил как можно ближе к опоре (рис. 3.11, б).

Расчетный изгибающий момент и поперечная сила с учетом собственного веса подкрановой балки и тормозной конструкции определяется по формулам:

$$M_p = \beta_M M; \quad (3.46)$$

$$Q_p = \beta_Q Q, \quad (3.47)$$

где β_M , β_Q — коэффициенты, учитывающие влияние собственного веса на величину расчетного момента и поперечной силы (табл. 3.4).

Т а б л и ц а 3.4. Значения коэффициентов β_M и β_Q

Пролет балок, м	6	12	18	24	30	36
β_M	1,03	1,05	1,08	1,10	1,15	1,20
β_Q	1,02	1,04	1,07	1,09	1,12	1,17

Расчетный изгибающий момент и поперечная сила от поперечного торможения находятся по формулам

$$M_p^T = \frac{T}{P} \cdot M_p; \quad (3.48)$$

$$Q_p^T = \frac{T}{P} \cdot Q_p. \quad (3.49)$$

РАСЧЕТ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК И ТОРМОЗНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Подбор сечения подкрановых балок выполняется так же, как и обычных балок.

При определении требуемого момента сопротивления (формула 3.3) для балок симметричного сечения принимают расчетное сопро-

тивление уменьшенным на 150—200 кгс/см² с целью учесть дополнительные напряжения от горизонтальных боковых сил.

При подборе сечения подкрановых балок вводятся коэффициенты условий работы: для кранов грузоподъемностью 5 тс и более тяжелого и весьма тяжелого режимов работы $m=0,9$, во всех других случаях $m=1$.

Толщина стенки подкрановой балки назначается из условия ее работы на срез по формуле (3.14) и с учетом местного смятия

$$\delta_{\text{мин}} = \frac{n_1 P_1}{3,25 m R} \cdot \sqrt{\frac{n_1 P_1}{3,25 R I_{\text{п}}}}, \quad (3.50)$$

где $P_1 = P^n n$ — расчетное давление колеса крана с учетом коэффициента перегрузки $n=1,2$; n_1 — коэффициент, принимаемый при тяжелом режиме работы для кранов с гибким подвесом 1,3; с жестким — 1,5; для других подкрановых балок — 1,1; $I_{\text{п}}$ — сумма моментов инерции пояса и рельса относительно собственных осей при прикреплении рельса прижимными планками; в случае приварки рельса $I_{\text{п}}$ — общий момент инерции пояса и рельса. При расчетах приближенно принимается, что $I_{\text{п}}$ равен моменту инерции рельса.

Поперечное сечение подкрановой балки компонуется с учетом требований местной и общей устойчивости (§ 5, 11). Наибольшие нормальные напряжения определяются по формулам: при наличии тормозной балки

$$\sigma_{\text{в}} = \frac{M_p}{W_{\text{нт}}^{\text{в}}} + \frac{M_p^{\text{т}}}{W_{\text{у.нт}}^{\text{т}}} \leq mR; \quad (3.51)$$

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{M_p}{W_{\text{нт}}^{\text{н}}} \leq mR, \quad (3.52)$$

где $\sigma_{\text{в}}$, $\sigma_{\text{н}}$ — наибольшие нормальные напряжения в крайних волокнах верхнего и нижнего поясов; M_p — расчетный изгибающий момент от вертикальной нагрузки; $M_p^{\text{т}}$ — расчетный изгибающий момент от горизонтальных поперечных сил; $W_{\text{нт}}^{\text{в}}$ — момент сопротивления нетто для верхнего волокна балки с учетом ослабления сечения отверстиями под болты для крепления рельса; $W_{\text{нт}}^{\text{н}}$ — момент сопротивления нетто для нижних волокон балки; $W_{\text{у.нт}}^{\text{т}}$ — момент сопротивления тормозной конструкции, состоящей из верхнего пояса балки, горизонтального листа и крайнего окаймляющего пояса (или пояса смежной балки) относительно оси $y-y$; если тормозная конструкция отсутствует, рассматривается только один верхний пояс;

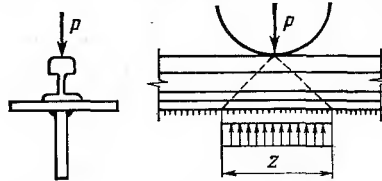
при наличии тормозной фермы

$$\sigma_{\text{в}} = \frac{M_p}{W_{\text{бр}}^{\text{в}}} + \frac{N_{\text{т}}}{\varphi F_{\text{в.п}}} + \frac{M_{\text{м}}}{W_{\text{в.п}}} \leq mR, \quad (3.53)$$

где $N_{\text{т}} = \frac{M_p^{\text{т}}}{h_{\text{т}}}$ — расчетное продольное усилие в верхнем поясе балки от горизонтальных поперечных сил ($h_{\text{т}}$ — высоты тормозной фермы); $F_{\text{в.п}}$ — площадь верхнего пояса балки брутто; φ — коэффи-

циент продольного изгиба верхнего пояса балки, определяемый по расчетной длине, равной расстоянию между узлами тормозной фермы; $M_m = 0,9 \cdot \frac{Td}{4}$ — местный изгибающий момент в верхнем поясе балки от поперечной горизонтальной силы (d — расстояние между узлами тормозной фермы; 0,9 — коэффициент, учитывающий нераз-

Рис. 3.12. Местное давление в стенке балки от колес крана.



резность верхнего пояса); $W_{в.п}$ — момент сопротивления верхнего пояса балки брутто относительно вертикальной оси.

Напряжение в нижнем поясе проверяется по формуле (3.52), наибольшее касательное напряжение у опоры — по (3.15).

Напряжение в стенке от местного деления колес крана (рис. 3.12) равны

$$\sigma_m = \frac{n_1 P}{\delta_{ст} z}, \quad (3.54)$$

где n_1 — см. формулу (3.50); $P = n P_{\max}^н$ — величина расчетной сосредоточенной нагрузки (без учета коэффициента динамичности);

$z = c \sqrt[3]{\frac{I_{п}}{\delta_{ст}}}$ — условная длина распределения местного давления;

$c = 3,25$ — для прокатных и сварных, $c = 3,75$ — для клепаных балок.

Расчет на выносливость производится для подкрановых балок тяжелого режима работы от нормативной нагрузки одного крана наибольшей грузоподъемности. Расчетные сопротивления основного металла, сварных соединений уменьшаются умножением на коэффициент γ (§ 5).

Местная устойчивость поясов и стенок подкрановых балок проверяется как у обычных балок (см. § 11). Прогиб балки вычисляется по формуле (3.9); расчет сварных соединений — по (3.73).

Поясные швы, а также швы, крепящие ребра жесткости, выполняются непрерывными автоматической или полуавтоматической сваркой. Верхние поясные швы рекомендуется выполнять с проваром на всю толщину стенки. При этом катет шва $h_{ш} \geq 0,8 \delta_{ст}$. Для нижних поясных швов $h_{ш} \geq 0,6 \delta_{ст}$ ($\delta_{ст}$ — толщина стенки балки).

Ребра жесткости, параллельные стыковым швам стенки, должны быть удалены от стыков на расстояние не менее $10 \delta_{ст}$. Торцы вертикальных ребер не доводятся до нижнего пояса на 60—100 мм. Строганные торцы ребер разрешается доводить до нижнего пояса без приварки к последнему. Пересечения вертикальных и горизонтальных ребер выполняются в соответствии с рис. 3.13. Расчет опорных ребер балки, крепления балки к колонне изложены в § 12.

Тормозные конструкции рассчитываются на усилия от горизонтального торможения. Сечением тормозной балки задаются и затем проверяются напряжения в тормозном швеллере от горизонтальных сил и вертикальных нагрузок на площадке. Жесткость швеллера от вертикальных нагрузок проверяется по формуле (3.8).

В тормозных фермах напряжения в поясе проверяются аналогично. Решетка тормозной фермы проектируется из одиночных уголков

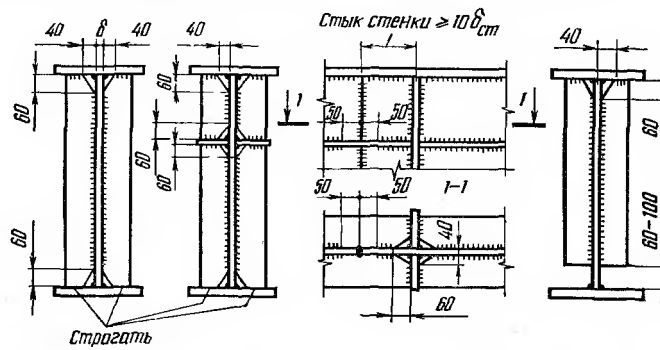


Рис. 3.13. Устройство ребер жесткости в подкрановых балках.

и рассчитывается на усилие от горизонтальных сил, определяемых по линиям влияния. При наличии вертикальной нагрузки на тормозной конструкции стойки фермы проверяются на сжатие с изгибом.

§ 11. ПРОВЕРКА МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ПОЯСОВ И СТЕНКИ

В балках из прокатных профилей проверка местной устойчивости поясов и стенки не требуется.

В составных балках местная устойчивость сжатого пояса всегда обеспечена, если соотношение между неокаймленным свесом пояса и его толщиной не превышает значений, указанных в табл. 3.5.

Таблица 3.5. Предельные значения отношения $\frac{b}{2\delta_{п}}$

Класс стали	38/23	44/29, 46/33	52/40	60/45	70/60	85/75
$\frac{b_{п}}{2\delta_{п}}$	15	13	11	10,5	10	9

В случае недонапряжения балки отношение $\frac{b_{п}}{2\delta_{п}}$ может быть увеличено в $\sqrt{\frac{R}{\sigma}}$ раз, но не более чем на 25%. Здесь σ — бóльшая из величин, получаемая по формуле (1.13) или (3.51).

Местная устойчивость стенки, укрепленной поперечными основ-

ными парными ребрами (рис. 3.15, а, б), поставленными на всю высоту стенки, обеспечена при отсутствии местных напряжений ($\sigma_m = 0$), если $\frac{h_0}{\delta} \leq 110 \sqrt{\frac{2100}{R}}$, а при наличии местного напряжения ($\sigma_m \neq 0$), если $\frac{h_0}{\delta} \leq 80 \sqrt{\frac{2100}{R}}$. При $\frac{h_0}{\delta} > 7 \sqrt{2100/R}$ стенка всегда укрывается поперечными ребрами жесткости. Расстояние между ними не должно превышать $2 h_0$ при $\frac{h_0}{\delta} > 100$ и $2,5 h_0$ при $\frac{h_0}{\delta} < 100$. Ширина ребра жесткости должна быть не менее $b_p \geq h_0/30 + 40$ мм, а толщина — не менее $1/15 b_p$.

В остальных случаях требуется проверка местной устойчивости стенки, находящейся под действием следующих напряжений:

$$\sigma = \frac{M_x}{I_x} \cdot y, \quad (3.55)$$

где σ — краевое сжимающее напряжение у расчетной границы отсека, принимается со знаком (+); M_x — изгибающий момент в расчетном сечении, определяется в соответствии с рис. 3.14; y — расстояние от нейтральной оси до расчетной границы отсека;

$$\tau = \frac{Q}{h_0 \delta}, \quad (3.56)$$

где τ — касательное напряжение, вычисленное по среднему значению поперечной силы Q в пределах отсека; h_0, δ — высота и толщина стенки балки;

$$\sigma_m = \frac{n_1 P}{z \delta}, \quad (3.57)$$

где σ_m — местное сжимающее напряжение под сосредоточенным грузом; n_1 — коэффициент перегрузки, равный 1,1 для подкрановых и 1 для всех других балок. Остальные обозначения даны в формуле (3.6) и (3.54).

Если сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу балки, то при проверке местной устойчивости учитываются только σ и τ или σ_m и τ (рис. 3.15, б).

Проверка местной устойчивости симметричных сечений с основными поперечными ребрами жесткости (рис. 3.15, а) ведется по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leq m. \quad (3.58)$$

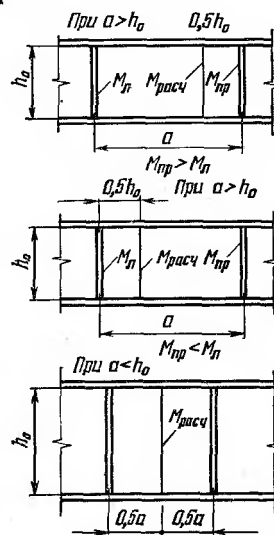
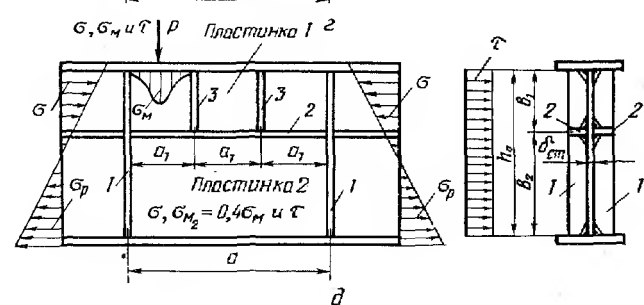
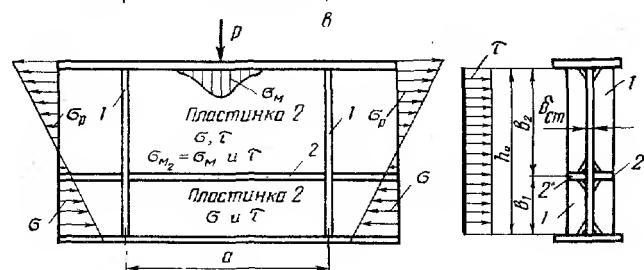
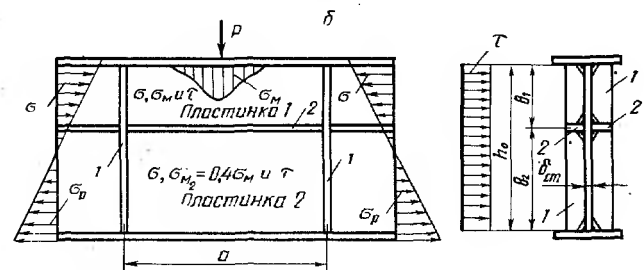
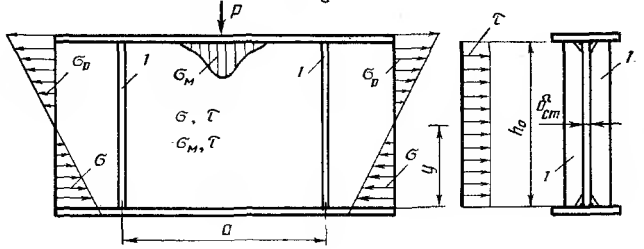
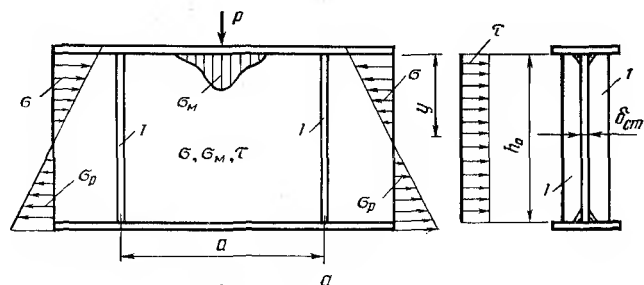


Рис. 3.14. Схемы определения расчетного изгибающего момента в пределах отсека.



Для подкрановых балок $m=0,9$, для прочих — $m=1$. При $\sigma_m=0$ критические нормальные напряжения равны:

$$\sigma_0 = k_0 \left(\frac{100\delta}{h_0} \right)^2, \quad \tau c / \text{см}^2. \quad (3.59)$$

При $\sigma_m \neq 0$ и $\frac{a}{h_0} \leq 0,8$ σ_{m0} определяется по формуле

$$\sigma_{m0} = k_1 \left(\frac{100\delta}{a} \right)^2, \quad \tau c / \text{см}^2, \quad (3.60)$$

а σ_0 — по формуле (3.59). Здесь a — длина отсека.

При $\sigma_m \neq 0$, $\frac{a}{h_0} > 0,8$ и $\left(\frac{\sigma_m}{\sigma} \right)_{\text{действ}} > \left(\frac{\sigma_m}{\sigma} \right)_{\text{табл}}$ (табл. 3.6),

$$\sigma_0 = k_2 \left(\frac{100\delta}{h_0} \right)^2, \quad \tau c / \text{см}^2. \quad (3.61)$$

σ_{m0} определяем по формуле (3.60).

При $\sigma_m \neq 0$, $\frac{a}{h_0} > 0,8$ и $\left(\frac{\sigma_m}{\sigma} \right)_{\text{действ}} \leq \left(\frac{\sigma_m}{\sigma} \right)_{\text{табл}}$ σ_0 определяется

по формуле (3.59), а σ_m — по (3.60) с подстановкой вместо a величины $a/2$ как в эту формулу, так и в табл. 3.6.

Коэффициенты k_0, k_1, k_2 определяются по табл. 3.6.

Критические касательные напряжения в отсеке равны:

$$\tau = \left(1,25 + \frac{0,95}{\mu^2} \right) \left(\frac{100\delta}{d} \right)^2, \quad \tau c / \text{см}^2, \quad (3.62)$$

где μ — отношение большей стороны отсека к меньшей; d — меньшая сторона отсека.

Проверка местной устойчивости симметричных сечений, укрепленных основными и дополнительными (короткими) ребрами жесткости ведется по формуле (3.58). При этом считается, что короткие ребра отсутствуют и $\sigma_m=0$. Кроме того, должно выполняться неравенство

$$1,5\sigma_m \left(\frac{a_1}{100\delta} \right)^2 \leq 1. \quad (3.63)$$

Длина коротких ребер должна быть не менее $0,3 h$ и $0,4 a_1$ (где a_1 — расстояние между осями коротких ребер или короткого и основного ребер).

Рис. 3.15. К проверке местной устойчивости стенки балки:

a — схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами (1) жесткости при приложении сосредоточенного груза P к сжатому поясу; b — то же к растянутому; $в, з$ — схема балки, укрепленной поперечными основными (1) и одним продольным ребром жесткости (2) при приложении сосредоточенного груза P соответственно к сжатому и растянутому поясам; $д$ — схема балки, укрепленной основными (1), дополнительными поперечными (3) и продольным ребром жесткости (2).

Таблица 3.6. Коэффициенты k_0 , k_1 , k_2 и предельные значения $\frac{\sigma_m}{\sigma}$ табл.

γ	k_0 для сварных балок	k_1, k_2 при $\frac{a}{h_0}$						Предельные значения $\frac{\sigma_m}{\sigma}$ при $\frac{a}{h_0}$ табл.										
		0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	>2,0	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	>2,0
k_1 для сварных балок																		
$\leq 0,8$	6,30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	6,62	2,42	2,61	3,10	3,78	4,65	5,69	6,86	8,17	9,57	—	—	—	—	—	—	—	—
2	7,00	2,52	2,74	3,38	4,28	5,39	6,75	8,23	9,77	11,70	—	—	—	—	—	—	—	—
4	7,27	2,59	2,80	3,48	4,53	5,91	7,62	9,50	11,53	13,67	—	—	—	—	—	—	—	—
6	7,32	2,60	2,84	3,52	4,64	6,11	8,04	10,23	12,48	14,80	—	—	—	—	—	—	—	—
10	7,87	2,61	2,86	3,55	4,72	6,30	8,34	10,71	13,30	16,08	—	—	—	—	—	—	—	—
≥ 30	7,46	2,62	2,87	3,58	4,81	6,50	8,75	11,30	14,33	17,57	—	—	—	—	—	—	—	—
k_2 для сварных балок																		
0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	>2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,3	7,78	8,23	9,50	11,1	13,02	15,25	17,79	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
k_3 для клепаных балок																		
0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	>2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,3	7,78	8,23	9,50	11,1	13,02	15,25	17,79	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: 1. Для клепаных балок $k_0=7$, а k_1 определяется при $\gamma=10$.

2. Коэффициент $\gamma=c \frac{b_{\text{п}}}{h_0} \left(\frac{\delta_{\text{п}}}{\delta} \right)^3$, где $b_{\text{п}}$ и $\delta_{\text{п}}$ — ширина и толщина сжатого пояса.

3. Коэффициент $c=\infty$ для подкрановых балок при приваренных рельсах и для прочих балок при непрерывном опирании жестких плит на сжатый пояс; $c=2$ при приваренных рельсах; $c=0,8$ для отсеков с нагрузкой на растянутом поясе и во всех остальных случаях.

Проверка местной устойчивости симметричных сечений, укрепленных поперечными и одним продольным ребром жесткости (рис. 3.15, в, г), которое ставится при $h_0/\delta \geq 160 \sqrt{2100/R}$ в сжатой зоне на расстоянии $b_1 = 0,2 \div 0,3 h_0$ от сжатой кромки отсека, производится отдельно для верхней и нижней пластинок. Размеры ребер назначаются такими, чтобы их моменты инерции удовлетворяли формулам:

$$\begin{aligned} I_{\text{поп.р}} &\geq 3h_0\delta^3; \\ I_{\text{прод.р}} &\geq 1,5h_0\delta^3 \end{aligned} \quad (3.64)$$

(поп. р — поперечное ребро; прод. р — продольное ребро).

Устойчивость верхней пластинки проверяется по формуле

$$\frac{\sigma}{\sigma_{01}} + \frac{\sigma_M}{\sigma_{M01}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{01}} \right)^2 \leq m. \quad (3.65)$$

Здесь σ_1 , σ_M , τ и m определяются, как и для формулы (3.58); τ_{01} вычисляется по (3.62) с подстановкой размеров проверяемой пластинки.

Значения σ_{01} и σ_{M01} определяются следующим образом: при $\sigma_M = 0$

$$\sigma_{01} = \frac{1}{1 - b_1/h_0} \left(\frac{100\delta}{b_1} \right)^2 \tau c / \text{см}^2. \quad (3.66)$$

При $\sigma_M \neq 0$ и $\mu_1 = \frac{a}{b_1} \leq 2$ критические напряжения σ_{01} и σ_{M01} определяются по формулам:

$$\sigma_{01} = \frac{0,25}{1 - b_1/h_0} \frac{(1 + \mu_1^2)^2}{\mu_1^2} \cdot \left(\frac{100\delta}{b_1} \right)^2, \tau c / \text{см}^2; \quad (3.67)$$

$$\sigma_{M01} = k' \frac{(1 + \mu_1^2)^2}{\mu_1^2} \cdot \left(\frac{100\delta}{a} \right)^2, \tau c / \text{см}^2. \quad (3.68)$$

Если $\mu_1 = \frac{a}{b_1} > 2$, в формулы (3.67) и (3.68) подставляется $\mu_1 = 2$.

Значение коэффициента k' определяется по табл. 3.7.

Т а б л и ц а 3.7. Значение коэффициента k'

$\mu_1 = \frac{a}{b_1}$	1	1,5	2
k'	0,36	0,42	0,45

Устойчивость нижней пластинки проверяется следующим образом:

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma(1 - 2b_1/h_0)}{\sigma_{02}} + \frac{\sigma_{M2}}{\sigma_{M02}} \right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{02}} \right)^2} \leq 1; \quad (3.69)$$

$$\sigma_{02} = \frac{1,14}{(0,5 - b_1/h_0)^2} \left(\frac{100\delta}{h_0} \right)^2, \text{ тс/см}^2. \quad (3.70)$$

Здесь δ_{m02} определяем, как δ_{m0} — по формуле (3.60) при $\gamma=0,8$ и заменяем a/h_0 на $a/(h_0-b_1)$; τ_{02} — определяется по формуле (3.62) с подстановкой в нее размеров пластинки; $\sigma_{m2}=0,4 \sigma_m$ — при приложении нагрузки к сжатому поясу; $\sigma_{m2} = \sigma_m$ — то же к растянутому поясу.

Если верхняя пластинка укрепляется дополнительными короткими поперечными ребрами (рис. 3.15, д), то их следует доводить до продольного ребра. Проверка местной устойчивости ведется по формулам (3.65) — (3.68) при $a=a_1$ (a_1 — расстояние между осями коротких ребер). Проверка пластинки остается без изменений.

Проверка местной устойчивости несимметричных сечений с более развитым сжатым поясом ведется по тем же формулам, что и для симметричных сечений со следующими изменениями:

1) для стенок, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, в формулах (3.58) и (3.61) и в табл. 3.6 под h_0 понимается удвоенное расстояние от нейтральной оси до расчетной (сжатой) границы отсека. При $a/h_0 > 0,8$ и $\sigma \neq 0$ требуются обе проверки по формулам для симметричных сечений с поперечными ребрами независимо от значений $\left(\frac{\sigma_m}{\sigma} \right)$;

2) для стенок, укрепленных поперечными ребрами и одним продольным ребром, расположенным в сжатой зоне в формулы (3.66), (3.67) и (3.69) вместо b_1/h_0 подставляется $ab_1/2$, а в формулу (3.70) вместо $(0,5 - b_1/h_0)$ — $(1/a - b_1/h_0)$, где $a = (\sigma - \sigma_p)$ (здесь σ и σ_p — краевое растягивающее напряжение со знаком (—) у расчетной границы отсека).

Проверка местной устойчивости стенки бистальной балки симметричного сечения, укрепленного поперечными ребрами жесткости, при работе стенки в упруго-пластической стадии выполняется по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0} + \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0} \right)^2} \leq m\gamma, \quad (3.71)$$

где $\sigma_1 = \sqrt{R_{ст}^2 - 3\tau^2}$ — предельные нормальные напряжения в стенке у расчетной границы отсека ($R_{ст}$ — расчетное сопротивление материала стенки); σ_m, τ определяются по формулам (3.57) и (3.56) соответственно; σ_0, σ_{m0} — критические нормальные и местные напряжения для стенки, работающей в упругой стадии при шарнирном закреплении ее в поясах, т. е. при $\gamma=0,8$; τ_0 — критические касательные напряжения, определяемые по формуле (3.62); $\gamma = \frac{\beta^2 + 27c_1}{\beta^2 + 27} \cdot \frac{2a}{h_0}$ — коэффициент, учитывающий упруго-пластическую

работу стенки; $\beta = \frac{\sigma_1}{\tau}$;

c_1 — коэффициент, определяемый по табл. 3.8 в зависимости от μ — отношения большей стороны отсека к меньшей; $2a$ — зона упругой работы стенки, определяется по формуле (3.26) для балок симметричного и $2a = (a_b + a_n)$ по (3.31), (3.32) — для балок несимметричного сечений.

Т а б л и ц а 3.8. Значение коэффициента c_1 .

μ	1	2	3	4	∞
c_1	1,31	1,19	1,10	1,04	1,00

Проверка местной устойчивости стенки бистальной балки, укрепленной поперечными и одним продольным ребром жесткости, выполняется для верхней пластинки, работающей в упруго-пластической стадии по формуле (3.65) с учетом коэффициента ν и шарнирного закрепления пластинки. Устойчивость нижней пластинки, работающей в упругой стадии, проверяется по формуле (3.69).

Проверка местной устойчивости стенок бистальных балок несимметричного сечения, укрепленных поперечным и одним продольным ребром жесткости, проверяется как для обычных балок с учетом упруго-пластической работы материалов и шарнирного закрепления стенки в поясах и продольном ребре.

Стенку бистальной балки для обеспечения местной устойчивости всегда необходимо укреплять поперечными ребрами жесткости с шагом $a \leq 1,5 m$ при любом значении $\frac{h_0}{\delta}$, которое не должно превышать $\frac{h_0}{\delta} < 160 \sqrt{\frac{2100}{R}}$. Укрепление стенки короткими ребрами жесткости не рекомендуется.

§ 12. РАСЧЕТ УЗЛОВ И ДЕТАЛЕЙ БАЛОК

РАСЧЕТ ПОЯСНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Толщина сварных швов назначается:

а) при статической равномерно распределенной и узловой нагрузке, приложенной в местах, укрепленных приваренными или плотно пригнанными к верхнему поясу ребрами жесткости

$$h_{ш} \geq \frac{QS_{п}}{2\beta I_6 R_y^{св}}; \quad (3.72)$$

б) при подвижной сосредоточенной нагрузке, а также при наличии неподвижной сосредоточенной нагрузки на поясе (нижнем или верхнем) балки на участках между ребрами жесткости

$$h_{ш} \geq \frac{1}{2\beta R_y^{св}} \sqrt{\left(\frac{QS_{п}}{I_6}\right)^2 + \left(\frac{n_1 P}{z}\right)^2}. \quad (3.73)$$

Поясные швы, выполненные с проваром на всю толщину стенки, считаются равнопрочными со стенкой.

РАСЧЕТ ОПОРНЫХ РЕБЕР

Опорные участки прокатных балок, не укрепленные ребрами (рис. 3.16, а), проверяются на устойчивость по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{\text{оп.ч}}} \leq R, \quad (3.74)$$

где $F_{\text{оп.ч}} = (b+k)\delta_{\text{ст}}$ — площадь опорной части стенки; b — длина опорной части балки; k — расстояние от наружной грани балки до начала закругления стенки; $\delta_{\text{ст}}$ — толщина стенки; φ — коэффициент продольного изгиба, определяется по гибкости $\lambda = \frac{h}{r} = \frac{h}{0,38\delta_{\text{ст}}}$; h — высота балки.

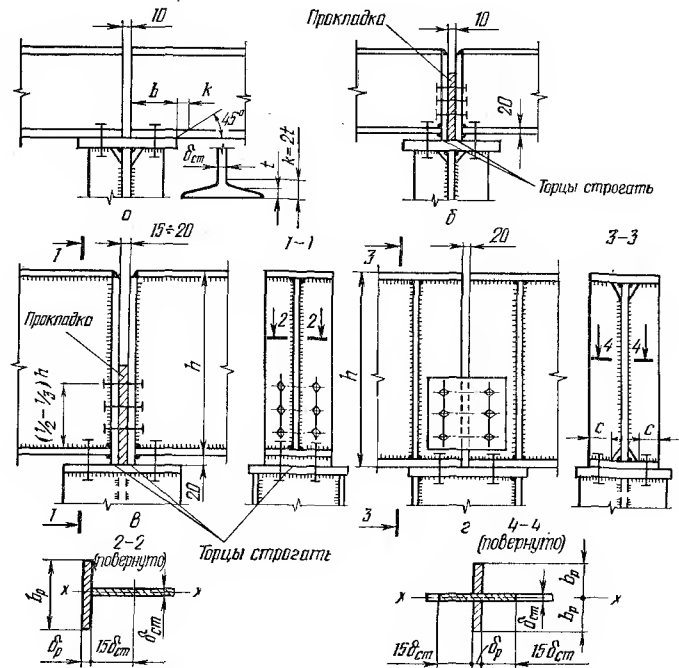


Рис. 3.16. Узлы опирания прокатных (а, б) и составных (в, г) балок.

Укрепленные ребрами опорные участки прокатных и составных балок проверяются на смятие по формуле

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N}{F_{\text{оп.ч}}} \leq R_{\text{см}}, \quad (3.75)$$

где $F_{\text{оп.ч}} = b_{\text{в}} \cdot \delta_{\text{р}}$ — для варианта, показанного на рис. 3.16, б, в; $F_{\text{оп.ч}} = 2c\delta_{\text{р}}$ — то же, 3.16, г.

Из формулы (3.75) определяется $F_{\text{оп.ч}} = \frac{N}{R_{\text{см}}}$; задавшись $b_p \geq \geq 180$ мм, находим $\delta_p = \frac{F_{\text{оп.ч}}}{b_p} \geq 14-25$ мм. Окончательные размеры опорного ребра назначаются с учетом требований местной устойчивости (см. табл. 3.5).

Условная опорная стойка, состоящая из ребра с частью стенки, равной 15δ в обе стороны от ребра, проверяется на устойчивость по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{\text{ст}}} \leq R, \quad (3.76)$$

где $F_{\text{ст}} = 15\delta_{\text{ст}} + b_p \delta_p$ — для варианта, показанного на рис. 3.16, в; $F_{\text{ст}} = 30\delta_{\text{ст}} + 2b_p \delta_p$ — то же, 3.16, з.

Коэффициент продольного изгиба находится в зависимости от гибкости $\lambda = \frac{h}{r_{\text{хст}}}$, где $r_{\text{хст}} = \sqrt{\frac{I_{\text{хст}}}{F_{\text{ст}}}}$, $I_{\text{хст}} = \frac{\delta_p b_p^3}{12}$ — для варианта, показанного на рис. 3.16, б, в; $I_{\text{хст}} = \frac{\delta_p (2b_p + \delta_{\text{ст}})^3}{12}$ — то же на рис. 3.16, з.

Катет шва, прикрепляющий опорное ребро к стенке балки, назначается по формуле

$$h_{\text{ш}} = \frac{N}{n \beta l_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}}, \quad (3.77)$$

где N — опорная реакция балки; n — количество швов, прикрепляющих ребро к стенке; $l_{\text{ш}} = h_{\text{ст}} - 1$ см ($h_{\text{ст}}$ — высота стенки балки).

Горизонтальные швы, прикрепляющие ребро к полкам балки, при строганных торцах ребер назначаются минимального катета. Если торец ребра не пристроган, то шов проверяется на срез от опорной реакции.

РАСЧЕТ СТЫКОВ

Стыки балок бывают заводские и монтажные. Заводские стыки (в основном сварные) применяются при изготовлении металлоконструкций при отсутствии проката необходимой длины. Монтажные стыки (сварные, болтовые, клепаные) применяются для сборки отправочных элементов в монтажные марки.

Соединения встык составных и прокатных балок (рис. 3.17, а) должны располагаться в зоне, где изгибающий момент составляет $0,85 M_{\text{макс}}$. Расчет этого соединения ведется по материалам, помещенным в § 6.

Соединение встык с накладками (рис. 3.17, б) позволяет получить соединение, равнопрочное с основным металлом. Площадь накладки на поясах балки определяется по формуле

$$F_{\text{н}} = \frac{M - WR_p^{\text{св}}}{hR}, \quad (3.78)$$

где M — изгибающий момент, действующий в месте соединения; W — момент сопротивления балки; h — высота балки.

Угловые швы, крепящие накладку по обе стороны стыка, рассчитываются обычно из условия равнопрочности на усилие

$$N_n = F_n R. \quad (3.79)$$

В соединениях с помощью накладок (рис. 3.17, в) изгибающий момент M передается через поясные накладки, а поперечная сила

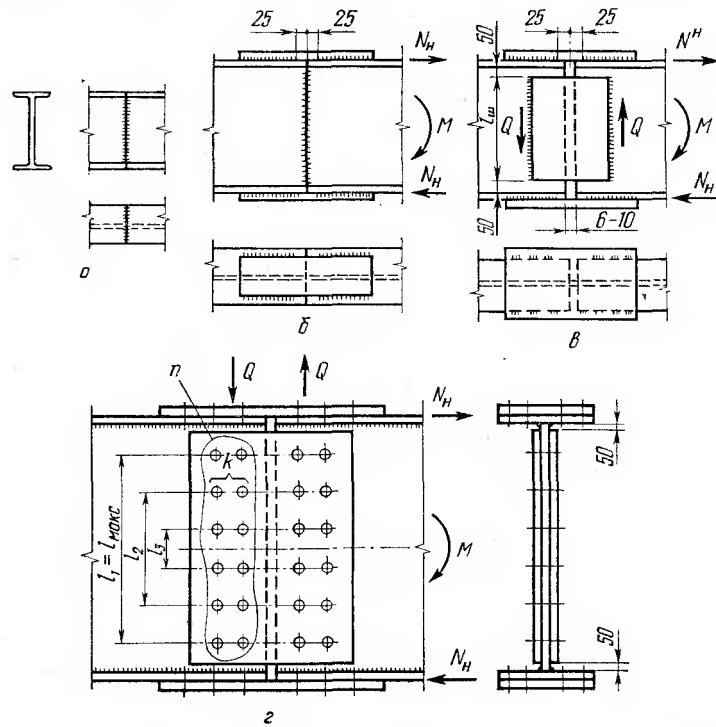


Рис. 3.17. Соединение балок встык (а); встык с накладками (б); в — с помощью накладок; болтовой (клепаный) стык (г).

Q — через накладки на стенке. Усилие в поясной накладке равно:

$$N_n = \frac{M}{h}, \quad (3.80)$$

откуда площадь накладки

$$F_n = \frac{N_n}{R}. \quad (3.81)$$

Угловые швы, крепящие накладку, рассчитываются на усилие N_n .

Сечение накладок на стенке принимается шириной 150—200 мм и толщиной, примерно равной толщине стенки. Угловые вертикальные швы назначаются из условия среза (формула 2.8).

Усилия в болтовых и клепаных стыках балок распределяются следующим образом.

Изгибающий момент, воспринимаемый стенкой, равен:

$$M_{ст} = M \frac{I_{ст}}{I_б}, \quad (3.82)$$

где $I_{ст}, I_б$ — моменты инерции стенки и балки.

Изгибающий момент, воспринимаемый поясами, равен:

$$M_{п} = M \frac{I_б - I_{ст}}{I_б}. \quad (3.83)$$

Поясные накладки рассчитываются на усилие N_n от момента M_n , определяемое по формуле (3.80). Площадь накладок находится по (3.81). Необходимое количество болтов или заклепок для прикрепления накладок к поясу определяется по формуле (2.21).

Равнодействующее усилие в крайнем болте от момента и поперечной силы, прикрепляющем накладку на стенке, определяется по формуле (2.26).

По этому усилию определяется диаметр болтов.

Стык на стенке сначала конструируется (рис. 3.17, г). Толщина накладок принимается $\delta_n = \delta_{ст} - (2-4 \text{ мм})$ ($\delta_{ст}$ — толщина стенки балки). Количество вертикальных рядов болтов или заклепок принимается не меньше двух.

РАСЧЕТ СОПРЯЖЕНИЙ

При этажном соединении в месте опирания балки (рис. 3.18, а) ребро ставится в том случае, если напряжения от местного давления, определенные по формуле (3.6), превышают расчетное сопротивление материала нижней балки. Болты ставятся конструктивно для фиксации положения балки.

В шарнирном соединении балок в одном уровне (рис. 3.18, б) поперечная сила $Q \leq 5 \text{ тс}$ воспринимается болтами, работающими на срез и изгиб от момента $M = Qe$ (e — расстояние от оси болта до стенки балки). Усилие в крайнем болте определяется по (2.24). Сварной шов, крепящий перо уголка к стенке балки, проверяется следующим образом:

$$\tau_{ш} = \frac{1}{n_{ш} \beta h_{ш} l_{ш}} \cdot \sqrt{Q^2 + \left(\frac{6M}{l}\right)^2}, \quad (3.84)$$

где $n_{ш}$ — количество сварных швов в соединении; $l_{ш} = (l - 1 \text{ см})$ — длина сварного шва (рис. 3.18, б); $M = Qe$ — изгибающий момент в соединении.

При величине опорной реакции более 5 тс поперечная сила и изгибающий момент в соединении воспринимаются расчетными сварными швами (рис. 3.18, в, сечение 3—3), которые рассчитываются на срез и изгиб по формуле (2.24). Болты в этом соединении ставятся конструктивно с учетом максимального расстояния между ними.

При шарнирном прикреплении балки к колонне опорная реакция передается через опорный столик (рис. 3.18, г, д), который в зависимости от нагрузки выполняется из листа толщиной 25—40 мм или из неравнополочного уголка со срезанной меньшей полкой, или из сварного столика таврового сечения. Швы, крепящие опорный столик, рассчитываются на срез (рис. 3.18, г) или на срез и изгиб (рис. 3.18, д) с учетом коэффициента условий работы m , равном 0,65. Болты в соединении ставятся конструктивно.

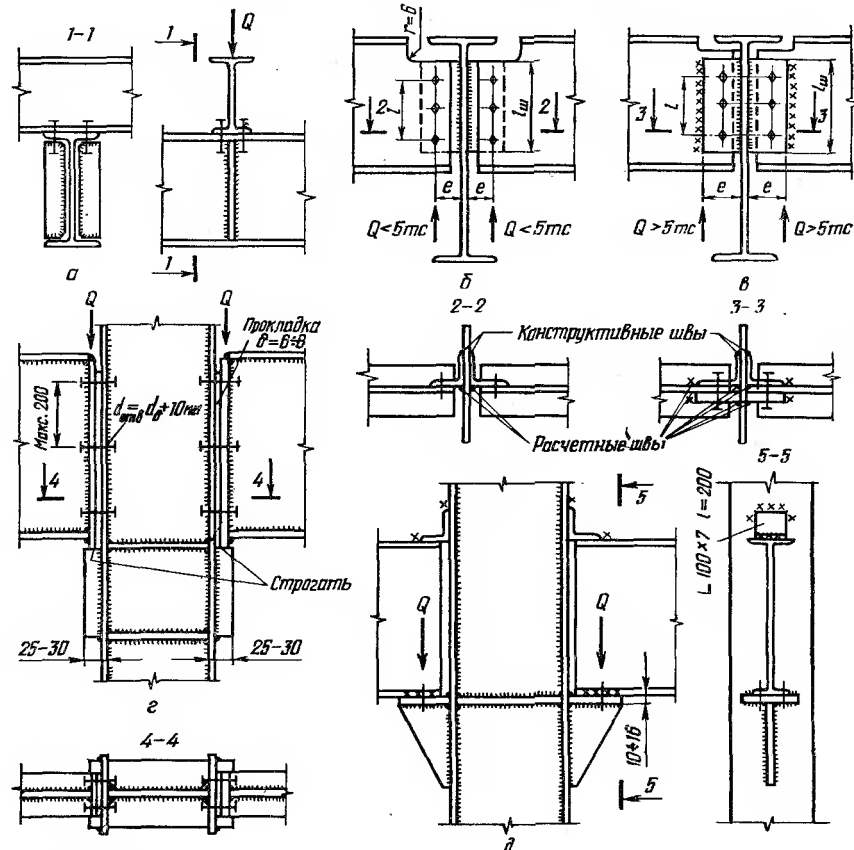


Рис. 3.18. Узлы шарнирного сопряжения балок:
 а — этажное соединение балок; б — соединение балок в одном уровне при $Q < 5 \text{ тс}$; в — то же при $Q > 5 \text{ тс}$; г, д — примыкания балок к колоннам сбоку.

РАСЧЕТ ПРИКРЕПЛЕНИЯ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК К СТАЛЬНЫМ КОЛОННАМ

Вертикальные болты, крепящие подкрановую балку к опорной плите (траверсе колонны) (рис. 3.19), рассчитываются на срез от силы продольного торможения кранов

$$T_{\text{пр}} = 0,1 \Sigma P, \quad (3.85)$$

где ΣP — сумма давлений всех тормозных колес крана на балку (число тормозных колес принимается равным половине всех колес крана).

К связевым колоннам подкрановые балки дополнительно крепятся сварным швом (рис. 3.19).

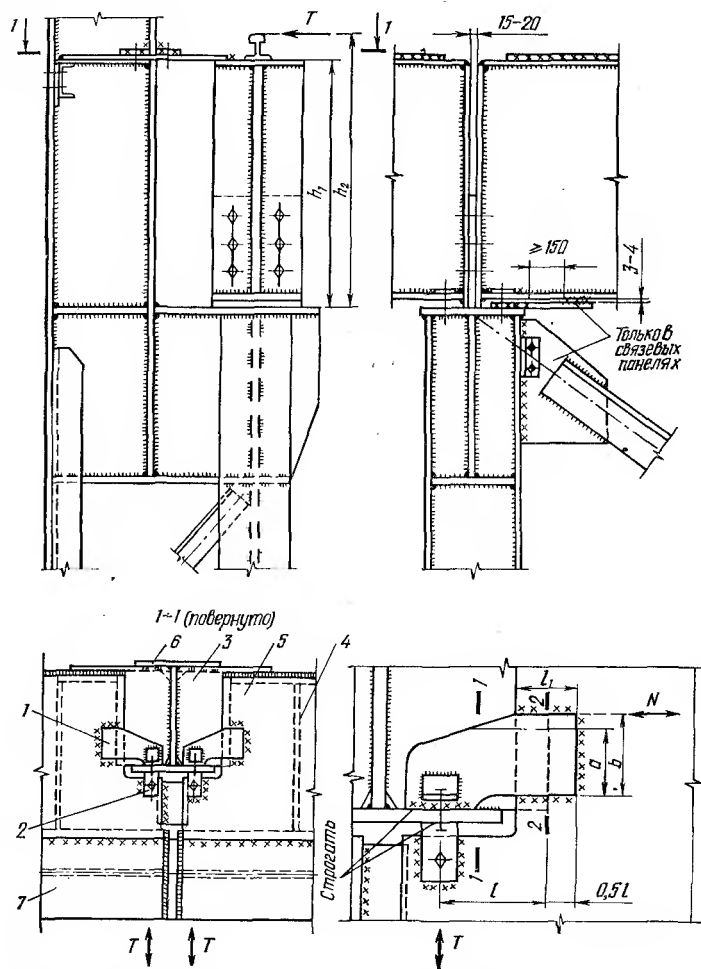


Рис. 3.19. Крепление подкрановой балки к колонне:

1, 2 — тормозная и упорная планки; 3, 4 — ребра колонны и жесткости; 5 — тормозной лист; 6 — колонна; 7 — подкрановая балка.

Горизонтальное прикрепление верхнего пояса подкрановой балки к колонне рассчитывается на горизонтальную реакцию балки от сил поперечного торможения:

$$T_{\text{II}} = \frac{T}{P} \cdot Q_{\text{макс}} \cdot \frac{h_2}{h_1} \alpha, \quad (3.86)$$

где $T_{\text{п}}$ — горизонтальная сила от поперечного торможения тележки, определяемая по формуле (3.34); $Q_{\text{макс}}$ — максимальная поперечная сила от вертикального давления кранов; h_1 — высота балки на опоре; h_2 — высота балки и кранового рельса (рис. 3.19); α — коэффициент, учитывающий влияние боковых сил от действия мостовых кранов (см. табл. 3.3).

Толщина тормозной планки 1 определяется из условия ее работы на срез в сечении $1-1$ (рис. 3.19) по формуле

$$\delta_{\text{т.п}} = \frac{1,5T_{\text{п}}}{R_{\text{ср}}\alpha} \quad (3.87)$$

или на изгиб в сечении $2-2$ от изгибающего момента:

$$\delta_{\text{т.п}} = \frac{6M}{Rb^2} \quad (3.88)$$

Обозначения в формулах (3.86) — (3.88) ясны из рис. 3.19.

Шов, крепящий тормозную планку к тормозному листу, рассчитывается на срез по усилию $T_{\text{п}}$, распределенному на участке длиной b или по усилию $N = \frac{T}{b}$, распределенному по всей длине шва.

Сварные швы, крепящие тормозную планку к колонне, рассчитываются на срез на участке с длиной шва $(c+2\delta_{\text{п}})$, ($\delta_{\text{п}}$ — толщина полки колонны; c — ширина упорной планки). Шов, крепящий ребро 3 , назначается из условия среза силой $T_{\text{п}}$.

Катет сварных швов, крепящих упорную планку 2 (рис. 3.19) определяется из условия среза по формуле

$$h_{\text{ш}} = \frac{T_{\text{п}}}{0,7R_{\text{св}}(l_{\text{ш}}-1)} \quad (3.89)$$

где $(l_{\text{ш}}-1 \text{ см})$ — длина монтажных швов, прикрепляющих упорную планку к тормозному листу.

§ 13. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА БАЛОК

Пример 3.1. Рассчитать балочную клетку с размером ячейки $12 \times 6 \text{ м}$ и металлическим настилом. Нормативная временная равномерно-распределенная нагрузка на балочную клетку $q_0 = 2,2 \text{ тс/м}^2$. Посередине ячейки в продольном направлении с шагом 1 м приложены сосредоточенные нагрузки (P) от технологического оборудования, составляющие $0,5 \text{ тс}$.

Материал балок ВСтЗпсб, настила — ВСтЗкп2.

Рассмотрим два варианта балочной клетки: нормальную (рис. 3.20, а) и усложненную (рис. 3.20, б).

Первый вариант

Расчет настила. Настил воспринимает только равномерно-распределенную нагрузку $q_0 = 2,2 \text{ тс/м}^2 = 0,22 \text{ кгс/см}^2$. Определяем размеры настила по формуле (3.1):

$$\frac{b_H}{\delta_H} = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^2 q_0} \right) = \frac{4 \cdot 150}{15} \left(1 + \frac{72 \cdot 2,3 \cdot 10^6}{150^2 \cdot 0,22} \right) = 98,$$

где $E_1 = 2,3 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$; $n_0 = \left[\frac{l}{f} \right] = 150$.

Принимаем толщину настила $\delta_H = 1 \text{ см}$, тогда $l_H = 98 \delta_H \approx 100 \text{ см}$.

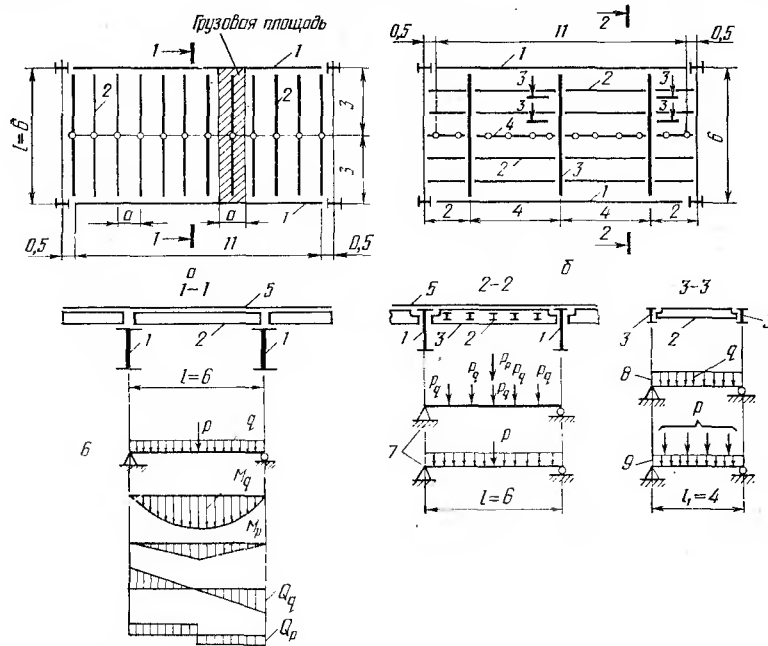


Рис. 3.20. К примеру 3.1:

a — балочная клетка нормального типа; *б* — то же, усложненного; 1 — главная балка; 2, 3 — балки настила и вспомогательная; 4 — балка настила, нагруженная сосредоточенными силами; 5 — стальной настил; 6 — нагрузки на балку настила, расчетная схема, эпюры изгибающих моментов и поперечных сил; 7 — нагрузки и расчетная схема вспомогательной балки; 8 — расчетная схема рядовой балки настила; 9 — расчетная схема балки настила, нагруженной сосредоточенными силами.

Растягивающее усилие на 1 см настила равно (формула 3.2):

$$H = n \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{f}{l} \right]^2 E_1 \delta_H = 1,2 \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{1}{150} \right] 2,3 \cdot 10^6 \cdot 1 = 310 \text{ кгс/см},$$

где $n = 1,2$ — коэффициент перегрузки.

Расчетная толщина углового шва, прикрепляющего настил к балке, составляет ($R_y^{CB} = 1500 \text{ кгс/см}^2$):

$$h_{ш} = \frac{H}{\beta l_{ш} R_y^{CB}} = \frac{310}{0,85 \cdot 1 \cdot 1500} = 0,243 \text{ см},$$

где $\beta = 0,85$ — для однопроходной полуавтоматической сварки.

Принимаем полуавтоматическую сварку; сварочная проволока СВ — 0,8, $h_{ш} = 4 \text{ мм}$.

Расчет балки настила. Определяем нагрузку. Нормативная и расчетная погонная нагрузки на балку соответственно равны:

$$q^n = (q_0 + g_n) a = (2200 + 78,5) \cdot 1 = 2280 \text{ кгс/м};$$

$$q^p = (q n_1 + g_n n_2) a = (2200 \cdot 1,2 + 78,5 \cdot 1,1) \cdot 1 = 2730 \text{ кгс/м}.$$

Здесь $g_n = 78,5 \text{ кгс/м}$ — нормативная нагрузка от веса настила; $n_1 = 1,2$; $n_2 = 1,1$ — коэффициенты перегрузки для временной и постоянной нагрузок; a — шаг балок настила.

Нормативная сосредоточенная нагрузка $P_0 = 500 \text{ кгс}$, а расчетная $P^p = P_0 n_1 = 500 \cdot 1,2 = 600 \text{ кгс}$. Схема загрузки балки приведена на рис. 3.20, а.

Расчетный изгибающий момент посередине пролета и поперечная сила на опоре от всех нагрузок, действующих на балку, равны:

$$M = \frac{q^p l^2}{8} + \frac{P^p l}{4} = \frac{2,73 \cdot 6^2}{8} + \frac{0,6 \cdot 6}{4} = 12,285 + 0,9 = 13,19 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{q^p l}{2} + \frac{P^p}{2} = \frac{2,73 \cdot 6}{2} + \frac{0,6}{2} = 8,5 \text{ тс}.$$

Подбор сечения балки настила. Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (3.4) с учетом развития пластических деформаций, так как балка воспринимает статическую нагрузку и закреплена от потери устойчивости

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{1,12R} = \frac{1319000}{1,12 \cdot 2100} = 561 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр № 33; $W_x = 597 \text{ см}^3$; $I_x = 9840 \text{ см}^4$; $g = 42,2 \text{ кг/м}$.

Расчетная нагрузка и изгибающий момент с учетом собственного веса балки настила равны:

$$q^p = 2730 + 42,2 \cdot 1,1 = 2780 \text{ кгс/м};$$

$$M = \frac{2,78 \cdot 6^2}{8} + 0,9 = 13,41 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Проверяем прочность балки по формуле (3.5)

$$\sigma = \frac{M}{1,12W} = \frac{1341000}{1,12 \cdot 597} = 2004 \text{ кгс/см}^2 < R = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Касательные напряжения в балке не проверяем, так как $\frac{h}{l} < 1/5$.

Проверяем жесткость балки настила. Прогиб от нормативной равномерно распределенной нагрузки с учетом собственного веса балки настила, равный $q^n = 2280 + 42,2 = 2320 \text{ кгс/м} = 23,2 \text{ кгс/см}$ (f_1) и сосредоточенной силы $P_0 = 500 \text{ кгс}$ (f_2), составляет:

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n l^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{23,2 \cdot 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 9840} = 1,89 \text{ см};$$

$$f_2 = \frac{P_0 l^3}{48EI} = \frac{500 \cdot 600^3}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 9840} = 0,11 \text{ см}.$$

Полный прогиб балки равен:

$$f = f_1 + f_2 = 1,89 + 0,11 = 2,0 \text{ см} < 2,4 \text{ см} = \left[\frac{1}{250} \right] l.$$

Прочность и жесткость балки настила обеспечены.

Расход металла по первому варианту при общем количестве второстепенных балок на ячейку 12 штук составляет:

$$g_1 = g_n + \frac{g_{б.н}}{a} = 78,5 + \frac{42,2}{1} = 120,7 \text{ кг/м}^2.$$

Второй вариант

Поскольку шаг балок настила во втором варианте такой же, как и в первом (рис. 3.20, в), принимаем настил по первому варианту толщиной 10 мм.

Расчет рядовой балки настила пролетом 4 м. Нагрузка на рядовую балку такая же, как и в первом варианте: $q^H = 2280 \text{ кгс/м}$; $q^P = 2730 \text{ кгс/м}$. Находим

$$M = \frac{2,73 \cdot 4^2}{8} = 5,46 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{2,73 \cdot 4}{2} = 5,46 \text{ тс};$$

$$W_{тр} = \frac{546000}{1,12 \cdot 2100} = 232 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр № 22; $W_x = 232 \text{ см}^3$; $I_x = 2550 \text{ см}^4$; $g_{б.н} = 24 \text{ кгс/м}$.

Расчетная нагрузка и изгибающий момент с учетом собственного веса настила равны:

$$q^P = 2730 + 24 \cdot 1,1 = 2756 \text{ кгс/м};$$

$$M = \frac{2,756 \cdot 4^2}{8} = 5,512 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Напряжение в балке

$$\sigma = \frac{551200}{1,12 \cdot 232} = 2121 \text{ кгс/см}^2 \approx R = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Прогиб балки от нормативной нагрузки равен:

$$q^H = 2280 + 24 = 2304 \text{ кгс/м} = 23,04 \text{ кгс/см};$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{23,04 \cdot 400^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 2550} = 1,43 \text{ см} < 1,6 \text{ см} = \left[\frac{1}{250} \right] l.$$

Расчет балки настила, воспринимающей кроме равномерно распределенной нагрузки сосредоточенные силы. Опорная реакция балки от сосредоточенных симметрично расположенных сил $P^P = 0,6 \text{ тс}$, равна:

$$Q_p = \frac{\Sigma P^P}{2} = \frac{4 \cdot 0,6}{2} = 1,2 \text{ тс}.$$

Изгибающий момент по середине балки

$$M_p = Q_p \cdot 2 - P^p \cdot 1,5 + P^p \cdot 0,5 = 1,2 \cdot 2 - 0,6 \cdot 1,5 - 0,6 \cdot 0,5 = 1,2 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Полный изгибающий момент посередине балки и поперечная сила на опоре равны;

$$M = 5,46 + 1,2 = 6,66 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q = 5,46 + 1,2 = 6,66 \text{ тс}.$$

Подбираем сечение балки:

$$W_{тр} = \frac{666600}{1,12 \cdot 2100} = 283 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр № 24; $W_x = 289 \text{ см}^3$; $I_x = 3460 \text{ см}^4$; $g_{б.н} = 27,3 \text{ кгс/м}$.

Расчетная нагрузка и максимальный изгибающий момент в балке с учетом собственного веса равны:

$$q^p = 2730 + 27,3 \cdot 1,1 = 2760 \text{ кгс/м};$$

$$M = \frac{2,76 \cdot 4^2}{8} + 1,2 = 6,72 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Напряжения в балке

$$\sigma = \frac{672000}{1,12 \cdot 289} = 2076 \text{ кгс/см}^2 < R = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Нормативную нагрузку на балку определяем по формуле

$$q_n^н = q_n + g_{б.н} + q_s = 2280 + 27,3 + 500 = 2810 \text{ кгс/м} = 28,1 \text{ кгс/см}.$$

Здесь систему сил P_0 в связи с частым расположением на балке заменяем эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой q_s :

$$q_s = \frac{8M}{l^2 n_1} = \frac{8 \cdot 1,2}{4^2 \cdot 1,2} = 0,5 \text{ тс/м}.$$

Прогиб балки

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{28,1 \cdot 400^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 3460} = 1,29 \text{ см} < 1,6 \text{ см} = \left[\frac{1}{250} \right] l.$$

Расчет вспомогательной балки. В связи с частым расположением балок настила нагрузку на вспомогательную балку принимаем равномерно распределенной с одной сосредоточенной силой посередине, равной опорным реакциям балок, нагруженных силами P . Находим

$$q^n = \left(q_0 + g_n + \frac{g_{в.б}}{a} \right) a_1 = \left(2200 + 78,5 + \frac{24}{1} \right) \cdot 4 = 9,21 \text{ тс/м};$$

$$q^p = \left(q_0 n_1 + g_n n_2 + \frac{g_{в.б}}{a} n_2 \right) a_1 = \left(2200 \cdot 1,2 + 78,5 \cdot 1,1 + \frac{24}{1} \cdot 1,1 \right) \cdot 4 = 11,01 \text{ тс/м};$$

$$P_1^n = \frac{2Q_p}{n_1} = \frac{2 \cdot 1,2}{1,2} = 2 \text{ тс};$$

$$P_1^p = 2Q_p = 2 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ тс}.$$

Подбираем сечение балки. Определяем:

$$M = \frac{11,01 \cdot 6^2}{8} + \frac{2 \cdot 6}{4} = 49,545 + 3 = 52,55 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{11,01 \cdot 6}{2} + \frac{2}{2} = 34 \text{ тс};$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{5\,255\,000}{1,12 \cdot 2100} = 2234 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр № 60; $W_x = 2560 \text{ см}^3$; $I_x = 76806 \text{ см}^4$; $g_{в.б} = 108 \text{ кг/м}$.

Проверяем прочность и жесткость балки:

$$q^p = 11,01 + 0,108 \cdot 1,1 = 11,13 \text{ тс/м};$$

$$q^n = 9,21 + 0,108 \approx 9,31 \text{ тс/м} = 93,2 \text{ кгс/см};$$

$$M = \frac{11,13 \cdot 6^2}{8} + 3,0 = 53,08 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$\sigma = \frac{530\,800}{1,12 \cdot 2560} = 1881 \text{ кгс/см}^2 < R = 2100 \text{ кгс/см}^2;$$

$$f_1 = \frac{5}{324} \cdot \frac{93,2 \cdot 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 76\,806} = 1,16 \text{ см};$$

$$f_2 = \frac{2000 \cdot 600^3}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 76\,806} = 0,06 \text{ см};$$

$$f = 1,16 + 0,06 = 1,22 \text{ см} < 2,4 \text{ см} = \left[\frac{1}{250} \right] l.$$

Общая устойчивость вспомогательной балки обеспечена балками настила и настилом.

Данные по первому и второму вариантам сводим в табл. 3.9.

Принимаем первый вариант как более экономичный по расходу стали и имеющий простое конструктивное решение.

Расчет главной балки пролетом 12 м. Определяем нагрузку.

В связи с частым расположением балок настила нагрузку на главную балку принимаем равномерно распределенной. Сосредо-

Таблица 3.9. Сравнение вариантов

Наименование элементов	I вариант		II вариант	
	Расход стали, кг/м ²	Количество балок, шт.	Расход стали, кг/м ²	Количество балок, шт.
Настил	78,5	—	78,5	—
Балки настила	42,2	15	16,00*	12*
			1,52**	3**
Вспомогательные балки	—	—	36,00	3
Итого . . .	120,7	15	132,02	19

Примечание. Одна звездочка — балки из двутавра № 22; две — то же, из двутавра № 24.

точечную нагрузку на балку настила заменяем эквивалентной равномерно распределенной по поперечной силе:

$$\frac{P}{2} = \frac{q_3^H l}{2}; \quad q_3^H = \frac{P}{l} = \frac{500}{6} = 83,3 \text{ кгс/м.}$$

Главная балка нагружена следующими нормативной и расчетной нагрузками с учетом собственного веса перекрытия (g_n) по первому варианту

$$q^H = (q_0 + q_3 + g_n) l = (2200 + 83,3 + 120,7) \cdot 6 = 14,42 \text{ тс/м};$$

$$q^P = (q_0 n_1 + q_3 n_1 + g_n n_2) l = (2200 \cdot 1,2 + 83,3 \cdot 1,2 + 120,7 \cdot 1,1) \cdot 6 =$$

$$= 17,24 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Определение усилий. Расчетный изгибающий момент в главной балке посередине пролета и поперечная сила на опоре равны:

$$M = \frac{q^P L^2}{8} = \frac{17,24 \cdot 12^2}{8} = 310,3 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{q^P L}{2} = \frac{17,24 \cdot 12}{2} = 103,4 \text{ тс.}$$

Нормативный изгибающий момент

$$M^H = \frac{q^H L^2}{8} = \frac{14,42 \cdot 12^2}{8} = 259,6 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Подбор сечения. Главную балку принимаем переменного сечения по длине и поэтому рассчитываем без учета пластических деформаций.

Требуемый момент сопротивления сечения балки (формула 3.3)

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R} = \frac{31\,030\,000}{2100} = 14\,800 \text{ см}^3.$$

Определяем высоту балки. Задаемся толщиной стенки (формула 3.12), принимая $h = 1/10 L = 1,2 \text{ м}$.

$$\delta_{\text{ст}} = 7 + 3h = 7 + 3 \cdot 1,2 \approx 10 \text{ мм.}$$

Оптимальная высота балки по формуле (3.11)

$$h_{\text{опт}} k = \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{\delta}} = 1,1 \sqrt{\frac{14\,800}{1}} = 134 \text{ см.}$$

Минимальная высота балки при $\left[\frac{f}{L}\right] = \frac{1}{400}$ (формула 3.10) составляет

$$h_{\text{мин}} = \frac{LR}{10^7 \left[\frac{f}{L}\right]} \cdot \frac{M^H}{M} = \frac{1200 \cdot 2100}{10^7 (1/400)} \cdot \frac{25\,960\,000}{31\,030\,000} = 84 \text{ см.}$$

Принимаем высоту балки $h = 130 \text{ см}$, а высоту стенки $h_{\text{ст}} = 125 \text{ см}$. Проверяем стенку балки на срез по формуле (3.13).

$$\delta_{\text{ст}} = \frac{3}{2} \frac{Q}{h_{\text{ст}} R_{\text{ср}}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{103\,400}{125 \cdot 1300} = 0,95 \text{ см.}$$

Принимаем окончательно толщину стенки $\delta_{ст} = 10$ мм.
Находим требуемую площадь пояса по формуле (3.14):

$$F_{п} = \frac{W_{тр}}{h} - \frac{\delta_{ст} h}{6} = \frac{1480}{130} - \frac{1 \cdot 300}{6} = 92,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем пояса балки из универсальной широкополосной стали (ГОСТ 82—70) сечением 400×25 мм ($F_{п} = 100 \text{ см}^2$). Площадь пояса принята с запасом, учитывая допущения при выводе формулы (3.14). Отношение $b_{п}/2\delta_{п} = 8 < 15$ (табл. 3.5), следовательно, местная устойчивость пояса обеспечена. Из соображений общей устойчивости $b_{п}/h = 40/130 = 1/3,25$ находится в пределах нормы ($b_{п}/h = 1/5 \div 1/3$).

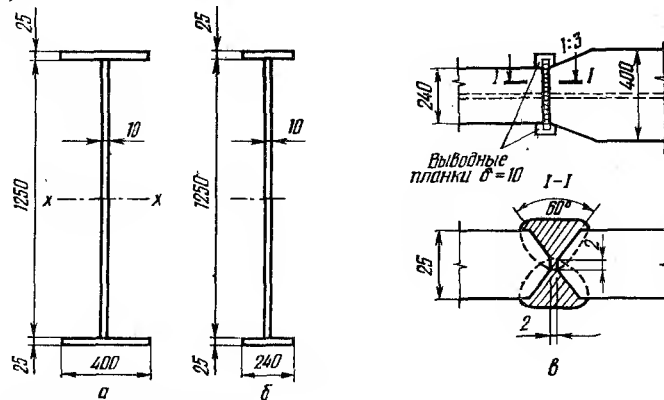


Рис. 3.21. К примеру 3.1:
поперечное (а) и измененное (б, в) сечения балки.

Проверяем подобранное сечение балки (рис. 3.21, а). Момент инерции сечения

$$I_x = \frac{\delta_{ст} h_{ст}^3}{12} + 2\delta_{п} b_{п} \left(\frac{h_{ст}}{2} + \frac{\delta_{п}}{2} \right)^2 = \frac{1 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot 2,5 \cdot 40 \left(\frac{126}{2} + \frac{2,5}{2} \right)^2 = 975\,600 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 975\,600}{130} = 15\,000 \text{ см}^3.$$

Статический момент полусечения относительно оси $x-x$

$$S_x = F_{п} \left(\frac{h_{ст}}{2} + \frac{\delta_{п}}{2} \right) + \frac{F_{ст}}{2} \cdot \frac{h_{ст}}{4} = 100 \left(\frac{125}{2} + \frac{2,5}{2} \right) + \frac{125}{2} \cdot \frac{125}{4} = 8330 \text{ см}^3.$$

При площади поперечного сечения $F = 2 \cdot 100 + 125 = 325 \text{ см}^2$ собственный вес балки составляет

$$g_{г.б} = F\gamma = 0,0325 \cdot 7,85 = 0,26 \text{ тс/м}.$$

Момент от собственного веса с учетом коэффициента перегрузки $n_2=1,1$

$$\Delta M = 1,1 \frac{0,26 \cdot 12^2}{8} = 5,1 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Суммарный изгибающий момент

$$M = 310,3 + 5,1 = 315,4 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Аналогично находим поперечную силу на опоре:

$$Q = 103,4 + 1,1 \frac{0,26 \cdot 12}{2} = 105,1 \text{ тс}.$$

Проверяем прочность и жесткость главной балки. Нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{31\,540\,000}{15\,000} = 2103 \text{ кгс/см}^2 \approx R = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Прогиб от нормативной нагрузки

$$q^H = 14,42 + g_{г.б} = 14,42 + 0,26 = 14,68 \text{ тс/м} = 146,8 \text{ кгс/см}$$

по формуле (3.8)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H L^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{146,8 \cdot 1200^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 975\,600} = 1,9 \text{ см} < 3 \text{ см} =$$

$$= \left[\frac{1}{400} \right] L.$$

Прочность и жесткость балки обеспечены.

Изменение сечения поясов главной балки. Сечение поясов уменьшаем на расстоянии $x = \frac{L}{6} = 2 \text{ м}$ от опоры.

Изгибающий момент в месте изменения сечения

$$M_1 = \frac{qx(L-x)}{2} = \frac{(17,24 + 0,26) \cdot 2 \cdot (12-2)}{2} = 175 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения при выполнении стыка полуавтоматической сваркой ($R_p^{cb} = 1800 \text{ кгс/см}^2$) с обычными методами контроля, равен:

$$W_{1тр} = \frac{M_1}{R_p^{cb}} = \frac{17\,500\,000}{1800} = 9720 \text{ см}^3.$$

Площадь пояса

$$F_n = \frac{W_{1тр}}{h} = \frac{\delta_{ст} h}{6} = \frac{9720}{130} = \frac{1 \cdot 130}{6} = 53,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем пояс площадью 60 см^2 из универсальной широкополосной стали (ГОСТ 82—70) сечением $240 \times 25 \text{ мм}$ (рис. 3.21, б, в) с учетом соотношений (3.16).

Момент инерции и момент сопротивления у измененного сечения равны:

$$I_{x_1} = \frac{1 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot 2,5 \cdot 24 \cdot \left(\frac{125}{2} + \frac{2,5}{2} \right)^2 = 650\,500 \text{ см}^4;$$

$$W_{x_1} = \frac{2I_{x_1}}{h} = \frac{2 \cdot 650\,500}{130} = 10\,000 \text{ см}^3.$$

Нормальные напряжения в сварном шве составляют

$$\sigma = \frac{M_1}{W_{x_1}} = \frac{17\,100\,000}{10\,000} = 1750 \text{ кгс/см}^2 < R_p^{св} = 1800 \text{ кгс/см}^2.$$

Наибольшие касательные напряжения по нейтральной оси сечения, расположенного у опоры балки

$$\tau = \frac{QS_{\Pi}}{I_{x_1} \delta_{ст}} = \frac{105\,000 \cdot 5780}{650\,500 \cdot 1} = 934 \text{ кгс/см}^2 < R_{ср} = 1300 \text{ кгс/см}^2,$$

$$\text{где } S_{\Pi} = 60 \left(\frac{125}{2} + \frac{2,5}{2} \right) + \frac{125}{2} \cdot \frac{125}{4} = 5780 \text{ см}^3.$$

Проверяем приведенные напряжения в месте изменения сечения по формуле (3.17):

$$\sigma_{прив} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{1683^2 + 3 \cdot 412^2} = 1828 \text{ кгс/см}^2 < 1,15 \cdot 2100 = 2415 \text{ кгс/см}^2,$$

где

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_{x_1}} \cdot \frac{h_{ст}}{h_0} = \frac{17\,500\,000}{10\,000} \cdot \frac{125}{130} = 1683 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\tau_1 = \frac{Q_1 S_{\Pi 1}}{I_{x_1} \delta_{ст}} = \frac{70\,000 \cdot 3825}{650\,500 \cdot 1} = 412 \text{ кгс/см}^2;$$

$$Q_1 = q \left(\frac{L}{2} - x \right) = (17,24 + 0,26) \left(\frac{12}{2} - 2 \right) = 70 \text{ тс};$$

$$S_{\Pi 1} = F_{\Pi} \left(\frac{h_{ст}}{2} + \frac{\delta_{\Pi 1}}{2} \right) = 60 \left(\frac{125}{2} + \frac{2,5}{2} \right) = 3825 \text{ см}^3.$$

Прочность балки в месте изменения сечения обеспечена.

Проверка общей устойчивости главной балки не требуется, так как она закреплена в пролете балками настила по всей длине через 1 м.

Проверяем местную устойчивость стенки. Так как $\frac{h_0}{\delta} = \frac{125}{8} = 15,6 < 70 \sqrt{2100/R}$, то необходимо ставить поперечные ребра жесткости. Максимальное расстояние между ними при $\frac{h_0}{\delta} > 100$ равно $a = 2h_0 = 2 \cdot 125 = 250 \text{ см}$. Принимаем $a = 240 \text{ см}$. Схема расстановки ребер жесткости показана на рис. 3.22. При $\frac{h_0}{\delta} = 15,6 > 80 \times \sqrt{2100/R}$ проверка местной устойчивости необходима.

Первый отсек. Проверку устойчивости необходимо вести в сечении на расстоянии $0,5 h_0 = 62,5$ см от ребра жесткости. Однако проверку ведем в более опасном месте, там, где приложена местная нагрузка на расстоянии $x_1 = 1,5$ м от опоры.

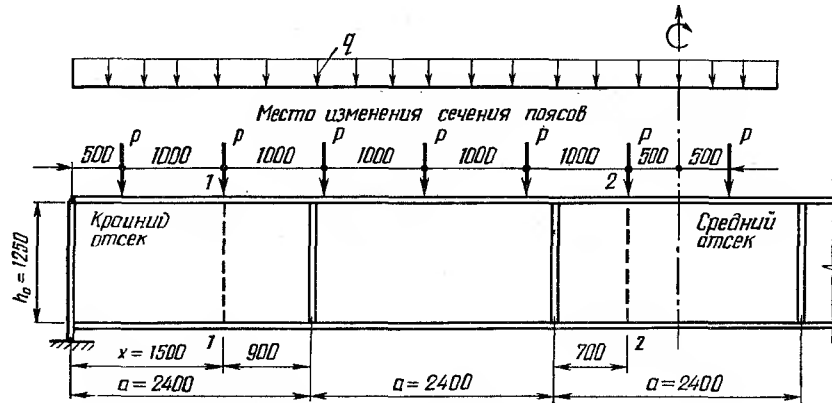


Рис. 3.22. К примеру 3.1. Проверка местной устойчивости стенки:
1—1, 2—2 — сечения, в которых проверяется местная устойчивость.

В сечении действуют

$$M_1 = \frac{qx_1(L-x)}{2} = \frac{17,5 \cdot 1,5 \cdot (12-1,5)}{2} = 137,8 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q_1 = q \left(\frac{L}{2} - x_1 \right) = 17,5 \left(\frac{12}{2} - 1,5 \right) = 78,8 \text{ тс}.$$

Нормальные напряжения сжатия верхнего края стенки (формула 3.55)

$$\sigma = \frac{M_1 y}{I_{x1}} = \frac{13\,780\,000}{650\,500} \cdot 62,5 = 1323 \text{ кгс/см}^2 = 1,32 \text{ тс/см}^2.$$

Среднее касательное напряжение в стенке (формула 3.56)

$$\tau = \frac{Q_1}{h_0 \delta} = \frac{78\,800}{125 \cdot 1} = 630 \text{ кгс/см}^2 = 0,63 \text{ тс/см}^2.$$

Местное сминающее напряжение от реакции балки настила (формула 3.57)

$$\sigma_M = \frac{n_1 P}{\delta z} = \frac{1 \cdot 17,24}{1 \cdot 19} = 0,91 \text{ тс/см}^2,$$

где $P = (2,2 \cdot 1,2 + 0,1207 \cdot 1,1) \cdot 1,6 + 1,2 \cdot \frac{0,5}{2} \cdot 2 = 17,24 \text{ тс};$

$$z = b + 2k = 14 + 2 \cdot 2,5 = 19 \text{ см (формула 3.7);}$$

$b = 14$ см — ширина полки двутавра № 33;

$k = 2,5$ см — толщина пояса главной балки.

Находим $\frac{a}{h_0} = \frac{240}{125} = 1,92$ и коэффициент

$$\gamma = c \cdot \frac{b_{\Pi}}{h_0} \cdot \left(\frac{\delta_{\Pi}}{\delta}\right)^3 = 0,8 \cdot \frac{24}{125} \cdot \left(\frac{2,5}{1}\right)^3 = 2,4.$$

Соотношение напряжений $\frac{\sigma_m}{\sigma} = \frac{0,91}{1,33} = 0,684 < 0,782$ (табл. 3.6).

Критическое нормальное напряжение определяем по формуле (3.59) $\sigma_0 = k_0 \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 = 7,05 \left(\frac{100 \cdot 1}{125}\right)^2 = 4,51 \text{ тс/см}^2$,

где $k_0 = 7,05$ (см. табл. 3.6) при $\gamma = 2,4$.

Критические напряжения от местного давления определяем по формуле (3.60) с подстановкой $a/2$ вместо a , как в эту формулу, так и в табл. 3.6

$$\sigma_{m0} = k_1 \left(\frac{100}{a/2}\right)^2 = 4,14 \left(\frac{100 \cdot 1}{240/2}\right)^2 = 2,87 \text{ тс/см}^2,$$

где $k_1 = 4,14$ (табл. 3.6) при $\frac{a}{2k_0} = \frac{240}{2 \cdot 125} = 0,96$ и $\gamma = 2,4$.

Критические касательные напряжения определяем по формуле (3.62)

$$\tau = \left(1,25 + \frac{0,95}{\mu^2}\right) \left(\frac{100\delta}{d}\right)^2 = \left(1,25 + \frac{0,95}{1,92^2}\right) \left(\frac{100 \cdot 1}{125}\right)^2 = 0,96 \text{ тс/см}^2,$$

где $\mu = \frac{240}{125} = 1,92$; $d = 125 \text{ см}$.

Проверяем устойчивость стенки по формуле (3.58)

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{1,32}{4,51} + \frac{0,91}{2,87}\right)^2 + \left(\frac{0,63}{0,96}\right)^2} = 0,9 < 1.$$

Устойчивость стенки в первом отсеке обеспечена.

Средний отсек. Проверку местной устойчивости ведем на расстоянии $70 \text{ см} \approx 0,5 h_0 = 62,5 \text{ см}$ от ребра жесткости в месте приложения местной нагрузки.

В сечении на расстоянии $x_2 = 5,5 \text{ м}$ от опоры действуют:

$$M_2 = \frac{17,5 \cdot 5,5 (12 - 5,5)}{2} = 312,8 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q_2 = 17,5 \left(\frac{12}{2} - 5,5\right) = 8,75 \text{ тс}.$$

Находим напряжение в отсеке:

$$\sigma = \frac{31\,280\,000}{976\,000} \cdot 62,5 = 2000 \text{ кгс/см}^2 = 2 \text{ тс/см}^2.$$

$$\tau = \frac{8750}{125 \cdot 1} = 73 \text{ кгс/см}^2 = 0,07 \text{ тс/см}^2;$$

$$\sigma_M = 0,91 \text{ тс/см}^2.$$

$$\text{Определяем } \frac{a}{h_0} = \frac{240}{125} = 1,92;$$

$$\gamma = 0,8 \frac{40}{125} \left(\frac{2,5}{1} \right)^3 = 4.$$

Соотношение напряжений равно $\frac{\sigma_M}{\sigma} = \frac{0,91}{1,99} = 0,457 < 1,051$ (см. табл. 3.6).

$$\sigma_0 = 7,27 \left(\frac{100 \cdot 1}{125} \right)^2 = 4,65 \text{ тс/см}^2,$$

где $k_0 = 7,27$ (табл. 3.6) при $\gamma = 4$.

$$\sigma_{M0} = 4,33 \left(\frac{100 \cdot 1}{240/2} \right)^2 = 3 \text{ тс/см}^2,$$

где $k_1 = 4,33$ (табл. 3.6) при $\frac{a}{2h_0} = 0,96$ и $\gamma = 4$; $\tau_0 = 0,96 \text{ тс/см}^2$;

$$\sqrt{\left(\frac{2}{4,65} + \frac{0,91}{3} \right)^2 + \left(\frac{0,07}{0,96} \right)^2} = 0,73 < 1.$$

Местная устойчивость среднего отсека обеспечена.
Назначаем размеры ребер жесткости по формулам:

$$b_p \geq \frac{h_{ст}}{30} + 40 = \frac{1250}{30} + 40 = 82 \text{ мм};$$

$$\delta_p = \frac{1}{15b_p} = \frac{82}{15} = 5,5 \text{ мм}.$$

Принимаем сечение ребра жесткости $90 \times 6 \text{ мм}$. Ребра привариваются к стенке балки сплошным двусторонним швом с минимальным катетом $h_{ш} = 4 \text{ мм}$ (табл. 2.6).

Рассчитываем соединение поясов со стенкой балки. Сварочная проволока СВ-08, $R_y^{св} = 1500 \text{ кгс/см}^2$. Катет сварного шва определяем по формуле (3.73), т. е. с учетом влияния местной нагрузки, расположенной на участках между ребрами жесткости.

$$h_{ш} \geq \frac{1}{2\beta R_y^{св}} \sqrt{\left(\frac{QS_{II}}{I_{x1}} \right)^2 + \left(\frac{n_1 P}{z} \right)^2} = \frac{1}{2 \cdot 1 \cdot 1500} \cdot \sqrt{\left(\frac{105 \cdot 100 \cdot 3875}{650 \cdot 500} \right)^2 + \left(\frac{1 \cdot 17 \cdot 240}{19} \right)^2} = 0,37 \text{ см}.$$

Здесь $S_{II} = 24 \cdot 2,5 \left(\frac{125}{2} + \frac{2,5}{2} \right) = 3875 \text{ см}^3$;

$n_1 P = 17240 \text{ кгс}$; $\beta = 1$ для автоматической односторонней сварки. Принимаем $h_{ш} = 8 \text{ мм}$ в соответствии с табл. 2.6.

Расчет опорного ребра балки (рис. 3.23, а). Ребро нагружено опорной реакцией $Q=105,1$ тс. Определяем площадь опорной части из формулы (3.75) ($R_{см,т}=3200$ кгс/см²):

$$F_{оп,ч} = \frac{Q}{R_{см,т}} = \frac{105100}{3200} = 32,8 \text{ см}^2.$$

Задаемся шириной ребра $b_p = 24$ см и определяем

$$\delta_p = \frac{F_{оп,ч}}{b_p} = \frac{32,8}{24} = 1,37 \text{ см}.$$

Назначаем сечение опорного ребра 240×16 мм: $F_p = 38,4$ см².

Проверяем опорную стойку (ребро плюс 15 толщин стенки) на устойчивость по формуле (3.76)

$$\sigma = \frac{Q}{\varphi F_{ст}} = \frac{105100}{0,965 \cdot 53,4} = 2040 \text{ кгс/см}^2 < R = 2100 \text{ кгс/см}^2,$$

где $F_{ст} = 15\delta_{ст} + b_p\delta_p = 15 \cdot 1 + 24 \times 1,6 = 53,4$ см².

$$I_{хст} = \frac{\delta_p b_p^3}{12} = \frac{1,6 \cdot 24^3}{12} = 1843 \text{ см}^3; r_x = \sqrt{\frac{I_{хст}}{F_{ст}}} = \sqrt{\frac{1843}{53,4}} = 5,77 \text{ см}; \lambda = \frac{h_{ст}}{r} = \frac{125}{5,77} = 22; \varphi = 0,965$$

(табл. 1 приложения I).

Торец ребра, опирающийся на опорный столик, должен быть притроган. Определяем катет сварного шва ($R_y^{св} = 1500$ кгс/см²), прикрепляющего опорное ребро к стенке балки по формуле

$$h_{ш} = \frac{Q}{n\delta I_{ш} R_y^{св}} = \frac{105100}{2 \cdot 0,7 (125 - 1) 1500} = 0,4 \text{ см}.$$

Принимаем конструктивно $h_{ш} = 6$ мм (табл. 2.6).

Расчет соединения главной балки с колонной. Главная балка крепится к колонне сбоку, аналогично узлу, показанному на рис. 3.18, г. Принимаем опорный столик из листа сечением 300×30 мм. Толщина полки колонны 20 мм.

Длина сварных швов катетов $h_{ш} = 12$ мм, крепящих столик к колонне, равна:

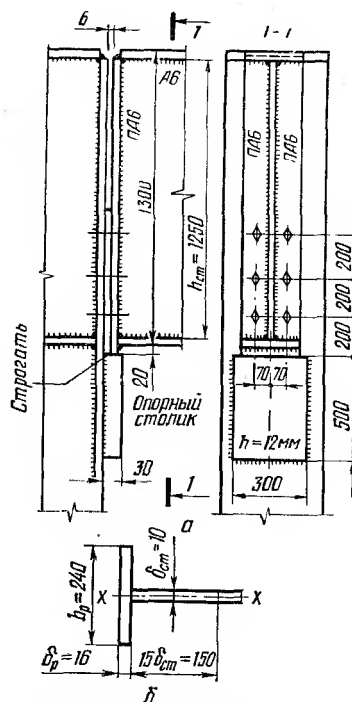


Рис. 3.23. К примеру 3.1:
а — прикрепление балки к колонне;
б — сечение опорной стойки.

$$\Sigma l_{ш} = \frac{Q}{\beta h_{ш} m R_{y}^{св}} = \frac{105100}{0,7 \cdot 1,2 \cdot 0,65 \cdot 1500} = 128,3 \text{ см},$$

где $m = 0,65$ — коэффициент условий работы сварных швов (§ 12.4).
Принимаем столик длиной 50 см. Полная длина сварных швов, присоединяющих столик к колонне, составляет

$$\Sigma l_{ш} = 2 \cdot 50 + 30 = 130 \text{ см} > 128,3 \text{ см}.$$

Главная балка крепится конструктивно тремя рядами болтов нормальной точности диаметром 20 мм из стали класса 4.6, которые ставятся в отверстия диаметром 23 мм (см. рис. 3.23, а).

Балки настила крепятся к главной балке такими же болтами (см. рис. 3.16, а).

Пример 3.2. По данным примера 3.1 подобрать сечение главной балки с поясами из стали класса С46/33 марки 14Г2 ($R_{пл} = 2900 \text{ кгс/см}^2$ и стенкой из стали класса С38/23 марки ВСтЗпб ($R_{ст} = 2100 \text{ кгс/см}^2$).

Расчетные усилия в балке

$$M = 310,3 \text{ тс} \cdot \text{м}; M^н = 259,6 \text{ тс} \cdot \text{м}; Q = 103,4 \text{ тс}.$$

Подбираем сечение. Требуемый момент сопротивления

$$W_{тр} = \frac{M}{R_{пл}} = \frac{31030000}{2900} = 10700 \text{ см}^3.$$

Принимаем толщину стенки $\delta_{ст} = 10 \text{ мм}$ (см. пример 3.1).

Оптимальная высота балки (формула 3.11) равна:

$$h = k \sqrt{\frac{W_{тр}}{\delta_{ст}}} = 1,1 \sqrt{\frac{10700}{1}} = 114 \text{ см}.$$

Находим минимальную высоту балки (формула (3.10) при

$$[f/L] = \frac{1}{400}$$

$$h_{мин} = \frac{LR_{пл}}{10^7 [f/L]} \cdot \frac{M^н}{M} = \frac{1200 \cdot 2900}{10^7 \cdot 1/400} \cdot \frac{25960000}{31030000} = 116 \text{ см}.$$

Принимаем высоту балки $h = 130 \text{ см}$, высоту стенки $h_{ст} = 125 \text{ см}$, толщину стенки $\delta_{ст} = 10 \text{ мм}$. Проверяем стенку на срез:

$$\delta_{мин} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{h_{ст} R_{ср}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{103400}{125 \cdot 1300} = 0,95 \text{ см} < \delta_{ст} = 1 \text{ см}.$$

Находим часть изгибающего момента, воспринимаемого стенкой

$$M_{ст} = R_{ст} \cdot \frac{\delta_{ст} h^2}{4} m = 2100 \cdot \frac{1 \cdot 125^2}{4} \cdot 0,825 = 6770000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = \\ = 67,7 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $m = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{ст}}{R_{пл}} \right)^2 = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2,1}{2,9} \right)^2 = 0,825$ (формула 3.27).

Изгибающий момент, воспринимаемый поясами (формула 3.27) составляет

$$M_{п} = M - M_{ст} = 310,3 - 67,7 = 242,6 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Требуемую площадь пояса определяем по формуле (3.28):

$$F_{\text{п}} = \frac{M_{\text{п}}}{R_{\text{пд}} h} = \frac{24\,260\,000}{2900 \cdot 130} = 64,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем пояса сечением $360 \times 18 \text{ мм}$ ($F_{\text{п}} = 64,8 \text{ см}^2$).

Отношения $\frac{b_{\text{п}}}{2\delta_{\text{п}}} = \frac{36}{2 \cdot 1,8} = 10 < 13$ (табл. 3.5) и $\frac{b_{\text{п}}}{h} = \frac{36}{130} = \frac{1}{3,6}$ находятся в пределах нормы. Уточняем высоту стенки и принимаем ее из листа $1264 \times 10 \text{ мм}$ (рис. 3.24, а).

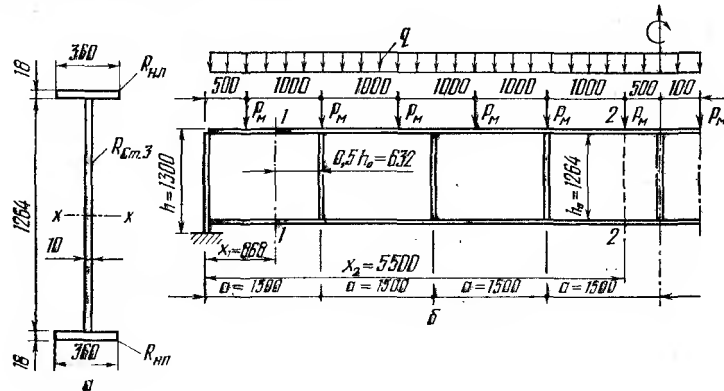


Рис. 3.24. К примеру 3.2:

а — сечение бистальной балки; б — проверка местной устойчивости стенки.

Находим момент инерции подобранного сечения:

$$I_x = \frac{1 \cdot 126,4^3}{12} + 2 \cdot 1,8 \cdot 36 \left(\frac{126,4}{2} + \frac{1,8}{2} \right)^2 = 700\,800 \text{ см}^4.$$

Собственный вес балки при площади поперечного сечения $F_6 = 126,4 + 2 \cdot 64,8 = 256 \text{ см}^2$ равен:

$$g_6 = F_6 \gamma = 0,0256 \cdot 7,85 = 0,20 \text{ тс/м}.$$

Изгибающий момент от собственного веса с коэффициентом перегрузки $n_2 = 1,1$ равен:

$$\Delta M = 1,1 \frac{0,2 \cdot 12^2}{8} = 4 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Суммарный изгибающий момент

$$M = 310,3 + 4 = 314,3 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Аналогично находим поперечную силу на опоре с учетом собственного веса

$$Q = 103,4 + \frac{0,2 \cdot 12}{2} = 104,6 \text{ тс}.$$

Проверяем несущую способность балки по формуле (3.30):

$$M_{\phi} = R_{нл} F_{п} h + R_{ст} \cdot \frac{\delta_{ст} h_{ст}^2}{4} m = 2900 \cdot 64,8 \cdot 130 + 2100 \frac{1 \cdot 126,4^2}{4} \times \\ \times 0,825 = 31\,340\,000 \text{ кгс/см} = 313,4 \text{ тс} \cdot \text{м} \approx 314,3 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Проверяем касательные напряжения у нейтральной оси стенки на опоре балки по формуле (3.15):

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x \delta_{ст}} = \frac{104\,600 \cdot 6150}{700\,800 \cdot 1} = 918 \text{ кгс/см}^2 < R_{сп} = 1300 \text{ кгс/см}^2,$$

где $S_x = 64,8 \left(\frac{126,4}{2} + \frac{1,8}{2} \right) + \frac{126,4}{2} \cdot \frac{126,4}{4} = 6150 \text{ см}^3.$

Напряжения в стенке от местной нагрузки (формула 3.6)

$$\sigma_m = \frac{P}{z\delta} = \frac{17\,240}{1 \cdot 17,6} = 980 \text{ кгс/см}^2 < R = 2100 \text{ кгс/см}^2,$$

где $z = b + 2k.$

Прогиб балки от нормативной нагрузки $q^n = 14,42 + 0,2 = 14,62 \text{ тс/м} = 146,2 \text{ кгс/см}$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n L^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{146,2 \cdot 1200^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 700\,800} = 2,65 \text{ см} < 3 \text{ см} = \left[\frac{1}{400} \right] L.$$

Несущая способность и жесткость балки обеспечены.

Проверка общей и местной устойчивости. Общую устойчивость бистальной балки не проверяем, так как она закреплена в пролете балками настила по всей длине.

Проверка местной устойчивости сжатого пояса балки при работе его в упругой стадии производится в соответствии с табл. 3.5:

$$\frac{b_{п}}{2\delta_{п}} = \frac{36}{2 \cdot 1,8} = 10 < 13.$$

Следовательно, пояс устойчив.

Для проверки местной устойчивости стенки принимаем расстояние между ребрами жесткости $a = 1,5$ (рис. 3.24, б). Устойчивость стенки проверяем по формуле (3.71).

Крайний отсек. Проверку устойчивости производим в сечении на расстоянии $0,5 h_0 = 63,2 \text{ см}$ от ребра жесткости: $x_1 = 86,8 \text{ см}$.

В сечении действуют

$$M_1 = \frac{qx_1(L-x_1)}{2} = \frac{(17,24 + 0,2) \cdot 0,868 \cdot (12 - 0,868)}{2} = 83,3 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q = q \left(\frac{L}{2} - x_1 \right) = 17,44 \left(\frac{12}{2} - 0,868 \right) = 89,5 \text{ тс}.$$

Находим приведенный момент сопротивления бистальной балки (формула 3.29):

$$W_{пр} = F_{п} \left(h_0 + \frac{\delta_{п}}{2} \right) + \frac{\delta_{ст} h_0^2}{6} m_1 = 64,8 \left(126,4 + \frac{1,8}{2} \right) +$$

$$+ \frac{1 \cdot 126,4^2}{6} \cdot 0,896 = 10\,690 \text{ см}^3,$$

$$\text{где } m_1 = \frac{3}{2} \cdot \frac{R_{ст}}{R_{пл}} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{ст}}{R_{пл}} \right)^2 \right] = \frac{3}{2} \cdot \frac{2,1}{2,9} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2,1}{2,9} \right) \right] = 0,896.$$

Нормальные напряжения сжатия верхнего края стенки

$$\sigma = \frac{M_1}{W_{пр}} \cdot \frac{h_0}{h} = \frac{8\,330\,000}{10\,690} \cdot \frac{126,4}{130} = 758 \text{ кгс/см}^2 = 0,76 \text{ тс/см}^2.$$

Следовательно, стенка работает в упругой стадии.

Устойчивость стенки, которую проверяем как для балки, выполненной из стали одного класса (пример 3.1), обеспечена.

Средний отсек. Местную устойчивость стенки проверяем в месте приложения местной нагрузки на расстоянии $x_2 = 5,5$ м от опоры.

Находим

$$M_2 = \frac{17,44 \cdot 5,5(12 - 5,5)}{2} = 311,74 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q_2 = 17,44 \left(\frac{12}{2} - 5,5 \right) = 8,72 \text{ тс}.$$

$$P_m = 17,24 \text{ тс (см. пример 3.1)}.$$

Напряжения в волокнах пояса, примыкающих к стенке,

$$\sigma = \frac{M_2}{W_{пр}} \cdot \frac{h_0}{h} = \frac{31\,174\,000}{10\,690} \cdot \frac{126,4}{130} = 2835 \text{ кгс/см}^2.$$

Следовательно, стенка работает в упруго-пластической стадии. Определяем

$$\tau = \frac{8720}{126,4 \cdot 1} = 69 \text{ кгс/см}^2 = 0,07 \text{ тс/см}^2;$$

$$\sigma_1 = \sqrt{R_{ст}^2 - 3\tau^2} = \sqrt{2100^2 - 3 \cdot 69^2} = 2096 \text{ кгс/см}^2 = 2,096 \text{ тс/см}^2.$$

$$\sigma_m = 0,98 \text{ тс/см}^2 \text{ (см. выше)}.$$

Находим критические нормальные напряжения в стенке, работающей в упругой стадии при шарнирном соединении ее с поясом, $\gamma \leq 0,8$:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma} = \frac{0,98}{2,096} = 0,467 > 0,350 = \left(\frac{\sigma_m}{\sigma} \right)_{\text{табл}} \text{ (табл. 3.6);}$$

$$\sigma_0 = k_0 \left(\frac{100\%}{h_0} \right)^2 = 6,3 \left(\frac{100 \cdot 1}{126,4} \right)^2 = 3,84 \text{ тс/см}^2.$$

Критические касательные и местные напряжения как для шарнирно закрепленной пластинки, работающей в упругой стадии, $\tau_0 = 1,2 \text{ тс/см}^2$ (см. проверку крайнего отсека)

$$\sigma_{\text{м0}} = k_1 \left(\frac{100\delta}{a/2} \right)^2 = 2,61 \left(\frac{100 \cdot 1}{150/2} \right)^2 = 4,62 \text{ тс/см}^2,$$

где

$$k_1 = 2,65 \text{ при } \gamma \leq 0,8 \text{ и } \frac{a}{2h_0} = 0,6 \text{ (табл. 3.6).}$$

Проверяем местную устойчивость стенки по формуле (3.71):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0} + \frac{\sigma_{\text{м}}}{\sigma_{\text{м0}}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0} \right)^2} = \sqrt{\left(\frac{2,096}{3,84} + \frac{0,98}{4,62} \right)^2 + \left(\frac{0,07}{1,2} \right)^2} = 0,75,$$

$$m\nu = 1 \cdot \frac{\beta^2 + 27c_1}{\beta^2 + 27} \cdot \frac{2a}{h_0} = 1 \cdot \frac{29,94^2 + 27 \cdot 1,29}{29,94^2 + 27} \cdot \frac{94,1}{126,4} = 0,75;$$

$$\beta = \frac{2,096}{0,07} = 29,94; c_1 = 1,29 \text{ при } \mu = 1,19 \text{ (табл. 3.8)}$$

$$2a = \frac{R_{\text{ст}}}{R_{\text{нл}}} h = \frac{2,1}{2,9} 130 = 94,1 \text{ см.}$$

Устойчивость стенки в среднем отсеке обеспечена. Расчет и конструирование ребер жесткости; опорных ребер, соединения поясов со стенкой, прикрепления балки к колонне выполняется так же, как в примере 3.1.

Пример 3.3. Рассчитать разрезную подкрановую балку сплошного сечения пролетом $L=12$ м под два крана среднего режима работы грузоподъемностью 125/20 тс (ГОСТ 6711—70) с нормальной высотой подъема. Материал подкрановой балки: пояса — сталь класса С46/33 марки 14Г2 (ГОСТ 5058—65), стенка — сталь класса С38/23 марки В18Гпс5 (ЧМТУ 1—47—67), тормозные конструкции из стали класса С38/23 марки ВСтЗсп5. Сварка поясных соединений автоматическая, сварочная проволока СВ-08ГА. Остальные соединения выполняются полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа.

Пролет крана $L_k=28$ м, наибольшее нормативное давление колес крана $P_1^{\text{н}}=52$ тс, $P_2^{\text{н}}=55$ тс, вес крана $G_k=155$ тс, вес тележки $G_r=43$ тс. Крановый рельс типа КР120 (ГОСТ 4121—62). Схема кранового поезда из двух сближенных кранов показана на рис. 3.25, а.

Расчетные нагрузки на балку. Максимальное расчетное давление колес крана (формула 3.43)

$$P_1 = knP_1^{\text{н}} = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 52 = 68,64 \text{ тс};$$

$$P_2 = knP_2^{\text{н}} = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 55 = 72,60 \text{ тс.}$$

Расчетная поперечная тормозная сила от торможения тележки, приходящаяся на одно колесо крана (формула 3.44) при $\alpha=1$, составляет

$$T = nf \cdot \frac{Q + G_r}{n_k} \cdot \frac{n_0'}{n_0} \cdot \alpha = 1,2 \cdot 0,01 \cdot \frac{125 + 43}{4} \cdot \frac{1}{2} \cdot 1 = 2,52 \text{ тс.}$$

Определение усилий в подкрановой балке. Положение грузов на балке для определения наибольшего изгибающего момента нахо-

дим по правилу Винклера. Устанавливаем на балке пять грузов и находим положение равнодействующей

$$x = \frac{\sum P_i x_i}{\sum P_i} = \frac{72,6(0,8 + 3,95 + 4,75) + 68,64 \cdot 9,35}{4 \cdot 72,6 + 68,64} = 3,7085 \text{ м.}$$

Расстояния от критического груза до равнодействующей

$$c = (80 + 315) - 370,85 = 24,15 \text{ см.}$$

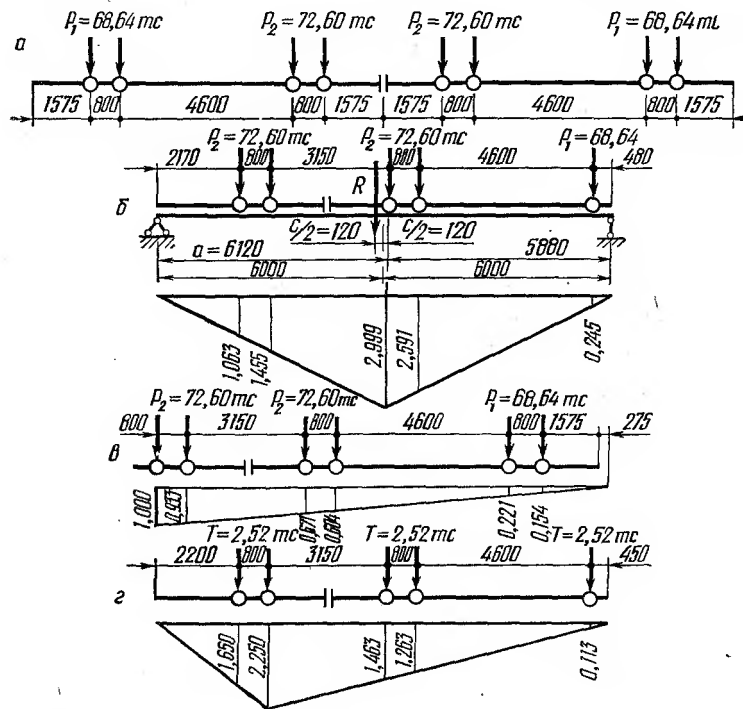


Рис. 3.25. К примеру 3.3:

а — схема кранового поезда; б — установка кранов для определения $M_{\text{макс}}$; в — то же для $Q_{\text{макс}}$; г — определение изгибающего момента в тормозном швеллере.

Расстояние от левой опоры до критического груза

$$a = \frac{L}{2} + \frac{c}{2} = \frac{1200}{2} + \frac{24,14}{2} = 612,2 \text{ см.}$$

Проверяем правильность установки грузов по неравенствам (3.45):

$$1) R_1 + P_{\text{кр}} \geq \frac{a}{L} \sum P_i;$$

$$2 \cdot 76,2 + 72,6 = 217,8 \text{ тс} > \frac{612,2}{1200} 359,04 \text{ тс} = 183,2 \text{ тс};$$

$$2) R_1 \leq \frac{a}{L} \sum P;$$

$$2 \cdot 72,6 = 145,2 \text{ тс} < 183,2 \text{ тс}.$$

Следовательно, принятая установка кранов является расчетной. Находим максимальный изгибающий момент в балке по линии влияния (рис. 3.25, б):

$$M = \sum P_i y_i = 72 \cdot 6 (1,063 + 1,455 + 2,999 + 2,591) + 68,64 \cdot 0,245 = 605,6 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Нормативный изгибающий момент

$$M^n = \frac{M}{kn} = \frac{605,5}{1,1 \cdot 1,2} = 458,7 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент от сил поперечного торможения

$$M_r = T \sum y_i = 2,52 \cdot 8,353 = 21,1 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Максимальную поперечную силу на опоре определяем по линии влияния при установке кранов, показанной на рис. 3.25, в:

$$Q = \sum P_i y_i = 72,60 (1,000 + 0,933 + 0,671 + 0,604) + 68,64 (0,221 + 0,154) = 258,6 \text{ тс}.$$

Расчетные значения изгибающих моментов и поперечной силы с учетом собственного веса балки и постоянной нагрузки на ней равны

$$M_p = \beta_M M = 1,05 \cdot 605,5 = 635,8 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_p^n = \beta_M M^n = 1,05 \cdot 458,7 = 481,6 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q_p = \beta_Q Q = 1,04 \cdot 258,6 = 269 \text{ тс}.$$

Подбор сечения балки. Минимальная высота бистальной балки (формула 3.10)

$$h_{\text{мин}} = \frac{LR_{\text{пл}}}{10^7 \left[\frac{f}{L} \right]} \cdot \frac{M_p^n}{M_p} = \frac{1200 \cdot 2900}{10^7 \cdot [1/750]} \cdot \frac{48160000}{63580000} = 197 \text{ см}.$$

Оптимальная высота балки (формула 3.20)

$$h_{\text{опт}} = \sqrt{\frac{3A}{A+1} \cdot \frac{W_{\text{тр}}}{\delta_{\text{ст}}}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 1,2}{1,2+1} \cdot \frac{21920}{1,4}} = 160 \text{ см},$$

где $W_{\text{тр}} = \frac{M_p}{R_{\text{пл}}} = \frac{63580000}{2900} = 21920 \text{ см}^3;$

$$\delta_{\text{ст}} = 7 + 3h = 7 + 3 \cdot 2 \approx 14 \text{ мм}; \quad A = 1,2.$$

Принимаем высоту балки $h = 180 \text{ см}$, высоту стенки $h_{\text{ст}} = 176 \text{ см}$. Определяем толщину стенки из условия среза

$$\delta_{\text{мин}} \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_p}{h_{\text{ст}} R_{\text{ср}}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{264000}{176 \cdot 1330} = 1,76 \text{ см} > 1,4 \text{ см}.$$

Принимаем толщину стенки $\delta_{\text{ст}} = 18 \text{ мм}$. Высоту балки не изме-

нем. Изгибающий момент, воспринимаемый стенкой при работе ее в упруго-пластической стадии (формула 3.33), составляет

$$M_{ст} = R_{ст} \frac{\delta_{ст} h_{ст}^2}{2} \cdot \frac{A^2 + 1}{(A + 1)^2} m = 2100 \frac{1,8 \cdot 176^2}{2} \cdot \frac{1,2^2 + 1}{(1,2 + 1)^2} \cdot 0,825 = 24\,350\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 243,5 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где

$$m = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{ст}}{R_{нп}} \right)^2 = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2100}{2900} \right)^2 = 0,825.$$

Изгибающий момент, воспринимаемый поясами, равен:

$$M_{п} = M_{р} - M_{ст} = 635,8 - 243,5 = 392,3 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Площадь поясов (формула 3.34)

$$F_{п} = \frac{2M_{п}}{hR_{нп}} = \frac{2 \cdot 39\,230\,000}{180 \cdot 2900} = 150,30 \text{ см}^2.$$

Площадь верхнего пояса при $\beta = 0,85$ (формула 3.35) равна:

$$F_{в.п} = \frac{F}{1 + \beta^2} = \frac{150,3}{1 + 0,85^2} = 87,25 \text{ см}^2.$$

Площадь нижнего пояса

$$F_{н.п} = F - F_{в.п} = 150,30 - 87,25 = 63,05 \text{ см}^2.$$

Принимаем верхний пояс из широкополосной (универсальной) стали (ГОСТ 82—70) сечением 500×20 мм ($F_{в.п} = 100 \text{ см}^2$). Площадь пояса принимаем несколько больше, чем требуется, чтобы учесть ослабление его отверстиями для крепления рельса КР120 и некоторые приближения, допущенные при выводе формул (3.34) и (3.35).

Отношения $\frac{b_{в.п}}{2\delta_{в.п}} = \frac{50}{2 \cdot 2} = 12,5 < 13$ (табл. 3.5) и $\frac{b}{h} = \frac{50}{180} = \frac{1}{3,6}$

находятся в пределах нормы.

Нижний пояс принимаем также из широкополосной универсальной стали сечением 360×20 мм ($F_{н.п} = 72 \text{ см}^2$). Стенку принимаем из толстолистовой стали (ГОСТ 5681—57*) сечением 1780×18 мм ($F_{ст} = 316,8 \text{ см}^2$). Сечение балки показано на рис. 3.26.

Находим положение центра тяжести сечения

$$h_n = \frac{\sum F_i y_i}{\sum F_i} = \frac{F_{в.п} \left(h - \frac{\delta_{ст}}{2} \right) + F_{ст} \left(\frac{h_{ст}}{2} + \delta_{н.п} \right) + F_{н.п} \cdot \frac{\delta_{н.п}}{2}}{F_{в.п} + F_{н.п} + F_{ст}} = \frac{100 \left(180 - \frac{2}{2} \right) + 316,8 \left(\frac{176}{2} + 2 \right) + 72 \cdot \frac{2}{2}}{100 + 72 + 316,8} = 95,1 \text{ см}.$$

Момент инерции балки относительно оси $x-x$

$$I_x^{бп} = F_{в.п} \left(h_v - \frac{\delta_{в.п}}{2} \right)^2 + F_{н.п} \left(h_n - \frac{\delta_{н.п}}{2} \right)^2 + \frac{\delta_{ст}}{3} [(h_v - \delta_{в.п})^3 +$$

$$\begin{aligned}
 & + (h_n - \delta_{н.п})^2] = 100 \left(84,9 - \frac{2}{2} \right)^2 + 72 \left(95,1 - \frac{2}{2} \right)^2 + \\
 & + \frac{1,8}{3} [(84,9 - 2)^3 + (95,1 - 2)^3] = 2\,167\,500 \text{ см}^4.
 \end{aligned}$$

Момент инерции сечения, ослабленного отверстиями $\varnothing 25 \text{ мм}$, поставленными в шахматном порядке для крепления рельса КР120, равен:

$$\begin{aligned}
 I_{x\text{ит}} &= I_{\text{бр}} + I_{\text{осл}} = 2\,167\,500 - \\
 & - 2 \cdot 2,5 \left(84,9 - \frac{2}{2} \right)^2 = \\
 & = 2\,132\,300 \text{ см}^4.
 \end{aligned}$$

Определяем относительный прогиб балки по формуле (3.9), так как высота сечения принята меньше минимальной и при неудовлетворении требований жесткости дальнейший расчет теряет смысл:

$$\begin{aligned}
 \frac{f}{L} &= \frac{5}{48} \cdot \frac{M^{\text{нл}} L}{E I_x^{\text{бр}}} = \frac{5}{48} \times \\
 & \times \frac{48\,160\,000 \cdot 1200}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 2\,167\,500} = \\
 & = \frac{1}{756} < \left[\frac{1}{750} \right].
 \end{aligned}$$

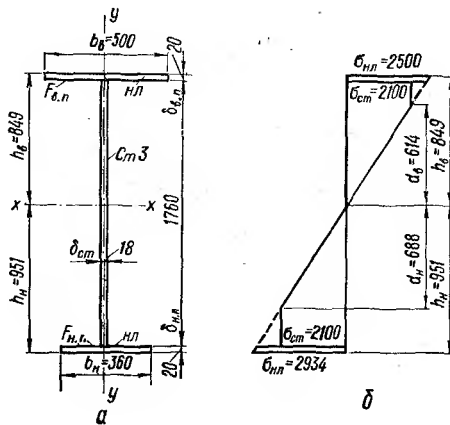


Рис. 3.26. К примеру 3.3:
а — сечение подкрановой балки; б — эпюра нормальных напряжений.

Жесткость балки обеспечена.
Определяем фактическую асимметричность сечения

$$A = \frac{h_n}{h_b} = \frac{95,1}{84,9} = 1,12.$$

Несущая способность балки по формуле (3.37) равна:

$$\begin{aligned}
 M &= F_{\text{в.п}} \left(h_b - \frac{\delta_{\text{в.п}}}{2} \right) R_{\text{нл}} + F_{\text{н.п}} \left(h_n - \frac{\delta_{\text{н.п}}}{2} \right) R_{\text{нл}} + R_{\text{ст}} \frac{\delta_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^2}{2} \times \\
 & \times \frac{A^2 + 1}{(A + 1)^2} \cdot m = 100 \left(84,9 - \frac{2}{2} \right) \cdot 2900 + 72 \left(95,1 - \frac{2}{2} \right) 2900 + \\
 & + 2100 \frac{1,8 \cdot 176^2}{2} \cdot \frac{1,12^2 + 1}{(1,12 + 1)^2} \cdot 0,825 = 68\,200\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = \\
 & = 682 \text{ тс} \cdot \text{м} > 635,8 \text{ тс} \cdot \text{м}.
 \end{aligned}$$

Несущая способность балки обеспечена.

Определяем нормальные напряжения в крайних волокнах верхнего и нижнего поясов от действия вертикального изгибающего момента. Пояса воспринимают изгибающий момент

$$M_{\Pi} = M_p - R_{\text{ст}} \cdot \frac{\delta_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^2}{2} \cdot \frac{A^2 + 1}{(A + 1)^2} \cdot m = 63\,580\,000 - 2100 \frac{1,8 \cdot 176^2}{2} \times \\ \times \frac{1,12^2 + 1}{(1,12 + 1)^2} \cdot 0,825 = 39\,360\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 393,6 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Нормальные усилия в верхнем и нижнем поясах составляют (формулы 3.38; 3.39):

$$N_{\text{в}} = \frac{M_{\Pi}}{\left(h_{\text{в}} - \frac{\delta_{\text{в.п}}}{2}\right) + \frac{1}{A} \left(h_{\text{н}} - \frac{\delta_{\text{н.п}}}{2}\right)} = \\ = \frac{39\,360\,000}{\left(84,9 - \frac{2}{2}\right) + \frac{1}{1,12} \left(95,1 - \frac{2}{2}\right)} = 234\,400 \text{ кгс}; \\ N_{\text{н}} = \frac{M_{\Pi}}{\left(h_{\text{в}} - \frac{\delta_{\text{в.п}}}{2}\right) A + \left(h_{\text{н}} - \frac{\delta_{\text{н.п}}}{2}\right)} = \frac{39\,360\,000}{\left(84,9 - \frac{2}{2}\right) 1,12 + \left(95,1 - \frac{2}{2}\right)} = \\ = 209\,300 \text{ кгс}.$$

Напряжения в верхнем и нижнем поясах от вертикальных нагрузок (формулы 3.40; 3.41):

$$\sigma_x^{\text{в}} = \frac{N_{\text{в}}}{F_{\text{в.п}}^{\text{нт}}} \cdot \frac{h_{\text{в}}}{h_{\text{в}} - \frac{\delta_{\text{в.п}}}{2}} = \frac{234\,400}{(100 - 2 \cdot 2,5)} \cdot \frac{84,9}{84,9 - \frac{2}{2}} = \\ = 2500 \text{ кгс/см}^2 < mR_{\text{нл}} = 2900 \text{ кгс/см}^2; \\ \sigma_x^{\text{н}} = \frac{N_{\text{н}}}{F_{\text{н.п}}^{\text{нт}}} \cdot \frac{h_{\text{н}}}{h_{\text{н}} - \frac{\delta_{\text{н.п}}}{2}} = \frac{209\,300}{72} \cdot \frac{94,1}{94,1 - \frac{2}{2}} = 2934 \text{ кгс/см}^2 \approx \\ \approx mR_{\text{нл}} = 2900 \text{ кгс/см}^2.$$

Наибольшее касательное напряжение на опоре проверяем как для балки, работающей в упругой стадии (формула 3.15):

$$\tau = \frac{Q_p S_x}{I_x \delta_{\text{ст}}} = \frac{269\,000 \cdot 14\,600}{2\,167\,500 \cdot 1,8} = 1010 \text{ кгс/см}^2 < mR_{\text{ср}} = 1300 \text{ кгс/см}^2,$$

$$\text{где } S_x = F_{\text{в.п}} \left(h_{\text{в}} - \frac{\delta_{\text{в.п}}}{2}\right) + \frac{\delta_{\text{ст}} (h_{\text{в}} - \delta_{\text{в.п}})^2}{2} = 100 \left(84,9 - \frac{2}{2}\right) + \\ + \frac{1,8}{2} \cdot (84,9 - 2)^2 = 14\,600 \text{ см}^3.$$

Проверяем прочность балки от местного давления колеса крана по формуле (3.54):

$$\sigma_{\text{м}} = \frac{n_1 P}{z_0} = \frac{1,1 \cdot 66\,000}{1,8 \cdot 45,6} = 886 \text{ кгс/см}^2 < mR = 2100 \text{ кгс/см}^2,$$

$$\text{где } n_1 = 1,1; P = nP_2^{\text{н}} = 1,2 \cdot 55 = 66 \text{ тс};$$

$$I_n = I_{nx} + I_p = \frac{50 \cdot 2^3}{12} + 4923,8 = 4957 \text{ см}^4;$$

$$z = c \sqrt[3]{\frac{I_n}{\delta_{ст}}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{4957}{1,8}} = 45,6 \text{ см.}$$

Для восприятия усилий от поперечного торможения устраиваем тормозные фермы. Для подкрановых балок, установленных в местах

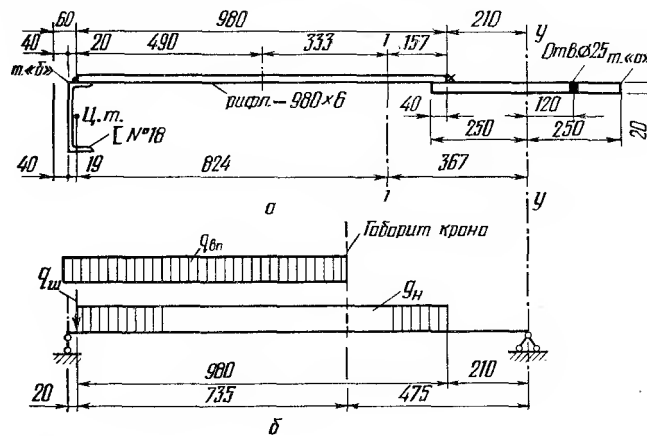


Рис. 3.27. К примеру 3.3:

а — сечение тормозной балки; б — схема нагрузок на тормозную балку.

устройства вертикальных связей между колоннами, тормозные фермы заменяются тормозными балками. Рассмотрим оба варианта устройства тормозных конструкций.

Тормозная балка. Принимаем сечение тормозной балки из рифленной стали (ГОСТ 8568—57) сечением 980×6 мм с высотой рифа 8 мм и швеллера № 18 ($F=20,7 \text{ см}^2$; $z_0=1,94 \text{ см}$; $I_{..}=86 \text{ см}^4$) (рис. 3.27, а).

Определяем геометрические характеристики сечения тормозной балки с учетом ее работы совместно с верхним поясом.

Находим положение центра тяжести сечения относительно оси $y-y$:

$$z = \frac{\sum F_i x_i}{\sum F} = \frac{20,7(121 - 1,9) + 98 \cdot 0,6(49 + 21)}{20,7 + 98 \cdot 0,6 + 100} = 36,7 \text{ см.}$$

Момент инерции сечения относительно оси $I-I$ составляет

$$I_1^{пр} = 86 + 20,7 \cdot 82,4^2 + \frac{0,6}{3} (82,4^3 + 15,7^3) + \frac{2 \cdot 50^3}{12} +$$

$$+ 100 \cdot 36,7^2 = 415\,000 \text{ см}^4;$$

$$I_n = 415\,000 - 2 \cdot 2,5 \cdot 48,7^2 = 403\,200 \text{ см}^4.$$

Моменты сопротивлений для крайних волокон сечения тормозной балки

$$W_{1a}^{нт} = \frac{403\,200}{61,7} = 6530 \text{ см}^3; \quad W_{16}^{нт} = \frac{403\,200}{84,3} = 4770 \text{ см}^3.$$

Нормальные напряжения в верхнем поясе подкрановой балки (точка «а») от совместного действия наибольшего изгибающего вертикального и горизонтального моментов (формула 3.42) будут следующими:

$$\sigma_a = \sigma_x^в + \frac{M_T}{W_{1a}^{нт}} = 2500 + \frac{2\,110\,000}{6530} = 2823 \text{ кгс/см}^2 < mR_{нт} = 2900 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверяем прочность наружного пояса тормозной балки, которая представляет собой двухпролетную разрезную балку, прикрепленную посередине пролета к стойке фахверка (рис. 3.9, а).

Тормозная балка воспринимает следующие нагрузки: временную полезную нагрузку $q_n^{вп} = 200 \text{ кгс/м}^2$ на площадке шириной $b_n = b_T - (400 + 75) = 1210 - 475 = 735 \text{ мм}$ (400 — габарит крана; 75 — минимальный зазор между краном и колонной; вес швеллера $g_{ш}^н = 16,3 \text{ кгс/м}$ и вес настила $g_n^н = 66,8 \text{ кгс/м}^2$. Погонную нагрузку на швеллер № 18 определяем как опорную реакцию однопролетной балки (рис. 3.27, б).

Нормативная погонная нагрузка на швеллер

$$q^n = \left[16,3 + \frac{66,8 \cdot 0,8 (0,21 + 0,5 \cdot 0,98)}{1,21} \right] 1,1 + \\ + \frac{200 \cdot 0,735 (0,475 + 0,5 \cdot 0,735)}{1,21} = 60 + 102 = 162 \text{ кгс/м},$$

где 1,1 — строительный коэффициент веса тормозной конструкции, учитывающий вес ребер, фасонки.

Расчетная нагрузка с учетом коэффициентов перегрузки составляет

$$q^p = 60 \cdot 1,1 + 102 \cdot 1,4 = 210 \text{ кгс/м}.$$

Изгибающий момент в швеллере от вертикальных нагрузок

$$M_{ш} = \frac{0,21 \cdot 6^2}{8} = 0,945 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент от сил поперечного торможения в сечении, удаленном на 3 м от стойки фахверка, определяем по линии влияния на рис. 3.25, г:

$$M_{т,y} = T \Sigma y_i = 2,52 (1,650 + 2,250 + 1,463 + 1,263 + 0,113) = \\ = 17 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Напряжения в точке «б» швеллера ($W_x = 121 \text{ см}^3$) (формула 3.51) составляет

$$\sigma_b = \frac{M_{ш}}{W_x} + \frac{M_{т,y}}{W_y^{нт}} = \frac{945\,000}{121} + \frac{1\,700\,000}{4770} = 1140 \text{ кгс/см}^2 < mR = \\ = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Относительный прогиб швеллера ($I_x = 1090 \text{ см}^4$) от нормативной нагрузки $q^H = 160 \text{ кгс/м} = 1,6 \text{ кгс/см}$ равен:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H l^3}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,6 \cdot 600^3}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 1090} = \frac{1}{509} < \left[\frac{1}{250} \right].$$

Тормозная ферма. Нормальные напряжения в верхнем поясе подкрановой балки (формула 3.53)

$$\sigma = \sigma_x^b + \frac{N_T}{\varphi F_{в.п}} + \frac{M_M}{W_{в.п}} = 2500 + \frac{17720}{0,978 \cdot 100} + \frac{85100}{803} = 2790 \text{ кгс/см}^2 < mR = 2900 \text{ кгс/см}^2,$$

где $N_T = \frac{M_P^T}{h_T} = \frac{2110000}{125 - 4,0 - 1,9} = 17720 \text{ кгс};$

$$M_M = 0,9 \cdot \frac{T_d}{4} = 0,9 \cdot \frac{2,52 \cdot 1,5}{4} = 0,851 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$I_y^{в.п} = \frac{2 \cdot 50^3}{12} = 20830 \text{ см}^4; r_y = \sqrt{\frac{I_y^{в.п}}{F_{в.п}}} = \sqrt{\frac{20830}{100}} = 14,4 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{l}{r} = \frac{150}{14,4} \approx 10,5; \varphi = 0,978 \text{ (табл. 1 приложения I).}$$

$$W_{в.п} = \frac{2(I_y^{в.п} - I_{осл})^2}{b_{в.п}} = \frac{2(20830 - 2 \cdot 2,5 \cdot 12)^2}{50} = 803 \text{ см}^3.$$

Таким образом, прочность подкрановой балки в вариантах с тормозной балкой и тормозной фермой обеспечена.

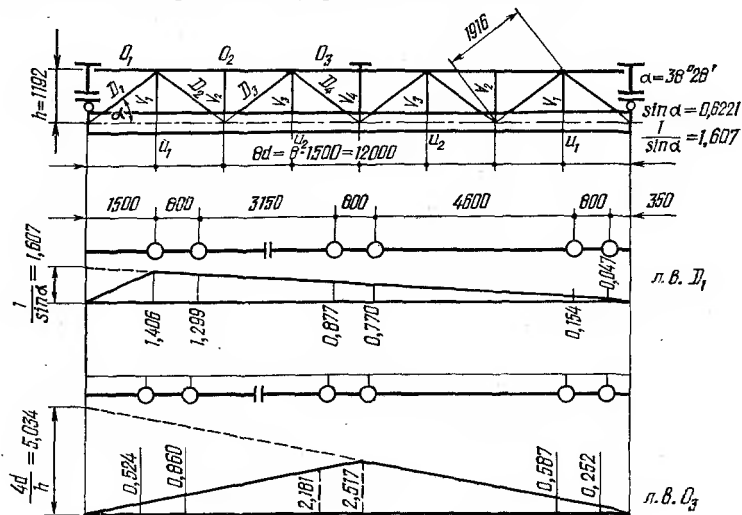


Рис. 3.28. К примеру 3.3: определение усилий в стержнях тормозной фермы.

Определяем усилия в наиболее нагруженных стержнях тормозной фермы по линиям влияния (рис. 3.28):

$$P_1 = T \Sigma y_i = 2,52 (1,406 + 1,299 + 0,877 + 0,770 + 0,154 + 0,047) = 11,5 \text{ тс};$$

$$Q_3 = 2,52 (0,524 + 0,860 + 2,181 + 0,587 + 0,252) = 17,44 \text{ тс}.$$

Проверяем напряжения в наружном поясе тормозной фермы, выполненном из швеллера № 18. В тормозной ферме поставлены дополнительные стойки V_2 для уменьшения расчетной длины пояса.

Принимаем расчетную вертикальную нагрузку на тормозной швеллер такой же, как в варианте с тормозной балкой. Наибольшее усилие в поясе тормозной фермы в стержне $Q_3 = 17,44 \text{ тс}$. Максимальный вертикальный изгибающий момент в этом стержне при шарнирном соединении со стойкой фахверка составляет:

$$M_3 = \frac{0,21 \cdot 1,5}{3} (6 - 1,5) = 0,709 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Напряжения в растянуто-изогнутом (при направлении тормозной силы на балку) наружном поясе тормозной фермы из швеллера № 18 при $F_{нт} = 20,7 \text{ см}^2$; $W_x^{нт} = 121 \text{ см}^3$; $r_x = 7,24 \text{ см}$ и $r_y = 2,04 \text{ см}$ равны:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} + \frac{M_3}{W_x^{нт}} = \frac{17440}{20,7} + \frac{70900}{121} = 1430 \text{ кгс/см}^2 < mR = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверяем устойчивость наружного пояса тормозной фермы как сжато-изогнутого стержня (при направлении тормозной силы с балки) в плоскости действия момента, не совпадающей с осью симметрии

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{150}{7,24} \cdot \sqrt{\frac{2100}{2,1 \cdot 10^6}} = 2,07;$$

$$M = M_2 = M_{\text{макс}} - \frac{\lambda_x}{4} (M_{\text{макс}} - M) = 0,709 \text{ тс} \cdot \text{м} \text{ (при } M_1 = M_{\text{макс}}).$$

Относительный эксцентриситет увеличиваем на 25%, так как плоскость изгиба совпадает с плоскостью симметрии:

$$m_x = \frac{M}{N} \cdot \frac{F}{W} \cdot 1,25 = \frac{70900}{17440} \cdot \frac{20,7}{121} \cdot 1,25 = 0,87 < 3.$$

Приведенный эксцентриситет равен:

$$m_1 = \eta m_x = 1,48 \cdot 0,87 = 1,29;$$

где $\eta = (1,75 - 0,13\lambda) = 1,75 - 0,13 \cdot 2,07 = 1,48$.

При $m_1 = 1,29$ и $\lambda_x = 2,07$ находим $\varphi_{вн} = 0,482$.

Напряжение в швеллере

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{вн} F} = \frac{17440}{0,482 \cdot 20,7} = 1750 \text{ кгс/см}^2 < mR = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверяем устойчивость сжато-изогнутого швеллера в плоскости действия момента при изгибе его в плоскости наибольшей жесткости ($I_x > I_y$).

Максимальный изгибающий момент в пределах средней трети швеллера

$$M = \frac{q^0 l^2}{8} = \frac{0,21 \cdot 6^2}{8}.$$

Находим

$$m_x = \frac{M}{N} \cdot \frac{F}{W} \cdot 1,25 = \frac{70\,900}{17\,440} \cdot \frac{20,7}{131} \cdot 1,25 = 0,87 < 10.$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{r_y} = \frac{150}{2,04} = 73,5; \varphi = 0,734 \text{ (табл. 1 приложения I).}$$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + 0,693 \cdot 0,87} = 0,624 \text{ (формула 1. 30).}$$

$$\alpha = 0,7 + 0,05(m_x - 1) = 0,7 + 0,05(0,87 - 1) = 0,693 \text{ (табл. 1.12).}$$

Напряжения в швеллере

$$\sigma = \frac{N}{c\varphi_y F} = \frac{17\,440}{0,624 \cdot 0,734 \cdot 20,7} = 1822 \text{ кгс/см}^2 < mR = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверку общей устойчивости подкрановой балки не производим, так как ее верхний пояс закреплен тормозной фермой через 1,5 м, а в связевой панели — тормозной балкой по всей длине.

Местная устойчивость верхнего пояса из стали класса С46/33 обеспечена, ибо

$$\frac{b_{в.п}}{2\delta_{в.п}} = \frac{50}{2 \cdot 2} = 12,5 < 13 \text{ (см. табл. 3.5).}$$

Проверка местной устойчивости стенки обязательна, так как она работает в упруго-пластической стадии. Назначаем расстояние между ребрами жесткости $a = 150$ см (рис. 3.29, а). Для балок несимметричного сечения при $\frac{a}{h_0} = \frac{150}{176} > 0,8$ и $\sigma_m \neq 0$ проверка производится дважды, причем $h_0 = 2y_b = 2(h_b - \delta_{в.п}) = 2(84,9 - 2) = 165,8$ см для определения σ_0 .

Проверку местной устойчивости производим для первого и четвертого отсеков.

Первый отсек. Определяем изгибающий момент и поперечную силу в сечении 2 при установке кранов, показанной на рис. 3.29, б. Проверяем правильность установки кранов по неравенствам (3.45):

$$72,6 > \frac{1,5}{12} (72,6 \cdot 4 + 68,64 \cdot 2) = 53,46 \text{ тс;}$$

$$0 < 53,46 \text{ тс.}$$

Следовательно, краны установлены правильно.

$$M_2 = \beta_m \Sigma P_i y_i = 1,05 [72,6 (1,313 + 1,213 + 0,819 + 0,719) + 68,64 \cdot (0,144 + 0,044)] = 323,35 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q_2 = \beta_Q \Sigma P_i y_i = 1,04 [72,6 (0,875 + 0,808 + 0,546 + 0,479) + 68,64 \cdot (0,096 + 0,029)] = 213,45 \text{ тс}.$$

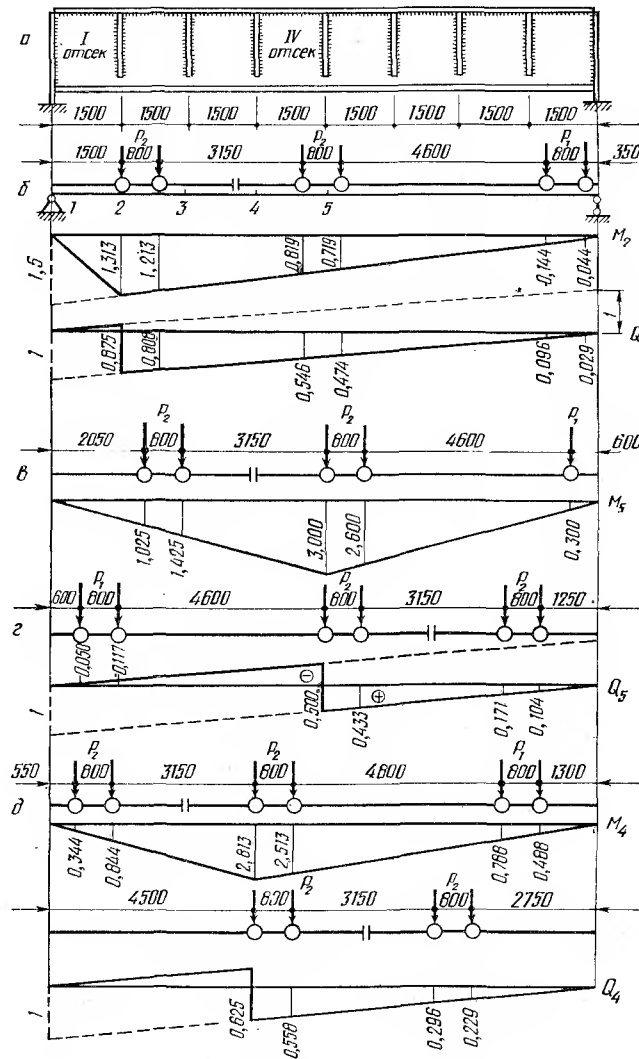


Рис. 3.29. К примеру 3.3: проверка местной устойчивости стенки:

а — схема балки; б, в — установка кранов для определения максимального изгибающего момента в сечениях 1-1 и 2-2 соответственно; г — д — то же для определения поперечных сил.

Расчетные усилия в первом отсеке

$$M_{p1} = \frac{0 + 323,25}{2} = 161,7 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q_{p1} = 213,45 \text{ тс (по всему отсеку)}.$$

При работе в упруго-пластической стадии стенка воспринимает изгибающий момент $242,2 > 161,7 \text{ тс} \cdot \text{м}$ (см. выше), следовательно, напряжения в поясах значительно меньше $R_{нл}$, поэтому в первом отсеке стенка работает в упругой стадии. Действительно, нормальные напряжения в стенке при работе ее в упругой стадии (формула 3.55) составляет

$$\sigma = \frac{M_{p1}}{I_x} y = \frac{16170000}{2167500} (84,9 - 2) = 620 \text{ кгс/см}^2 = 0,62 \text{ тс/см}^2 < R_{ст} = 2,1 \text{ тс/см}^2.$$

Средние касательные напряжения в стенке (формула 3.56)

$$\tau = \frac{Q_{p2}}{h_0^2 \delta_{ст}} = \frac{213450}{176 \cdot 1,8} = 630 \text{ кгс/см}^2 = 0,63 \text{ тс/см}^2.$$

Местные напряжения в стенке (формула 3.57)

$$\sigma_m = 0,89 \text{ тс/см}^2 \text{ (см. выше).}$$

Определяем критические напряжения в стенке.

Первый случай

$$\sigma_0 = k_2 \left(\frac{100\delta}{h_0} \right)^2 = 7,78 \left(\frac{100 \cdot 1,8}{165,8} \right)^2 = 9,17 \text{ тс/см}^2 \text{ (формула 3.61),}$$

где

$$k_2 = 7,78 \text{ при } \frac{a}{h_0} = \frac{150}{165,8} = 0,9;$$

$$\sigma_{m0} = k_1 \left(\frac{100\delta}{a} \right)^2 = 3,27 \left(\frac{100 \cdot 1,8}{150} \right)^2 = 4,71 \text{ тс/см}^2 \text{ (формула 3.60),}$$

где

$$k_1 = 3,27 \text{ при } \frac{a}{h_0} = \frac{150}{176} = 0,85 \text{ и}$$

$$\gamma = c \cdot \frac{b_n}{h_0} \cdot \left(\frac{\delta_n}{\delta} \right)^3 = 2 \cdot \frac{50}{176} \left(\frac{2}{1,8} \right)^3 = 0,78 < 0,8.$$

$$\tau_0 = \left(1,25 + \frac{0,95}{\mu^2} \right) \left(\frac{100\delta}{d} \right)^2 = \left(1,25 + \frac{0,95}{1,17^2} \right) \left(\frac{100 \cdot 1,8}{150} \right)^2 = 2,24 \text{ тс/см}^2,$$

где

$$\mu = \frac{176}{150} = 1,17; \quad d = 150 \text{ см.}$$

Проверяем местную устойчивость стенки по формуле (3.58).

$$\sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{\sigma_M}{\sigma_{M0}} + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{0,62}{9,17} + \frac{0,89}{4,71}\right)^2 + \left(\frac{0,63}{2,24}\right)^2} = 0,38 < 0,9.$$

Второй случай

$$\sigma_0 = k_0 \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 = 6,30 \left(\frac{100 \cdot 1,8}{165,8}\right)^2 = 7,4 \text{ тс/см}^2 \text{ (формула 3.59),}$$

где

$$k_0 = 6,30 \text{ при } \gamma < 0,8;$$

$$\sigma_{M0} = k_1 \left(\frac{100}{a/2}\right)^2 = 2,42 \left(\frac{100 \cdot 1,8}{150/2}\right)^2 = 13,9 \text{ тс/см}^2 \text{ (формула 3.60),}$$

где

$$k_1 = 2,42 \text{ при } \gamma < 0,8 \text{ и } \frac{a}{2h_0} = \frac{150}{2 \cdot 176} < 0,5;$$

$$\tau_0 = 2,24 \text{ тс/см}^2 \text{ (формула 3.62).}$$

Проверяем местную устойчивость по формуле (3.58):

$$\sqrt{\left(\frac{0,62}{7,42} + \frac{0,89}{13,94}\right)^2 + \left(\frac{0,63}{2,42}\right)^2} = 0,3 < 0,9.$$

Местная устойчивость стенки в первом отсеке обеспечена.

Четвертый отсек. Определяем изгибающий момент и поперечную силу для сечений 4 и 5 при установке кранов (рис. 3.29, в—д).

Проверяем правильность установки кранов:

для сечения 4

$$72,6 \cdot 2 + 72,6 = 217,18 \text{ тс} > \frac{4,5}{12} (72,6 \cdot 4 + 68,64 \cdot 2) = 160,38 \text{ тс.}$$

$$72,6 \cdot 2 = 145,2 \text{ тс} < 160,38 \text{ тс};$$

для сечения 5

$$72,6 \cdot 2 + 72,6 > \frac{6}{12} (72,6 \cdot 4 + 68,64) = 215,82 \text{ тс};$$

$$72,6 \cdot 2 = 145,2 \text{ тс} < 215,82 \text{ тс.}$$

Следовательно, краны установлены правильно.

$$M_4 = 1,05 [72,6 (0,344 + 0,844 + 2,813 + 2,513) + 68,64 (0,788 + 0,488)] = 588,6 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_5 = 1,05 [72,6 (1,025 + 1,425 + 3,000 + 2,600) + 68,64 \cdot 0,30] = 635,3 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Максимальная поперечная сила в сечении 4 будет при такой установке кранов, которая показана на рис. 3.29, д:

$$Q_4 = 1,04 [72,6 (0,625 + 0,558 + 0,296 + 0,229)] = 129 \text{ тс.}$$

$$Q_5 = 1,04 [72,6 (0,500 + 0,433 + 0,171 + 0,104) - 68,64 (0,117 + 0,050)] = 79,2 \text{ тс.}$$

Расчетные значения моментов и поперечных сил в четвертом отсеке:

$$M_{p4} = \frac{588,6 + 635,3}{2} = 612,9 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q_{p4} = \frac{129 + 79,2}{2} = 104,1 \text{ тс}.$$

Определяем напряжения в стенке на границе отсека:

$$M_n = 611,9 - 242,2 = 369,7 \text{ тс} \cdot \text{м} \text{ (формула 3.27);}$$

$$N_{в.л} = \frac{369,7}{\left(84,9 - \frac{2}{2}\right) + \frac{1}{1,12} \left(95,1 - \frac{2}{2}\right)} = 220,2 \text{ тс} \text{ (формула 3.38)}$$

$$\sigma = \frac{220 \cdot 200}{100} \cdot \frac{84,9 - \frac{2}{2}}{84,9 - \frac{2}{2}} = 2176 \text{ кгс/см}^2 > R_{ст} \approx 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Следовательно, стенка работает в упруго-пластической стадии. Находим

$$\tau = \frac{104 \cdot 100}{176 \cdot 1,8} = 329 \text{ кгс/см}^2 = 0,33 \text{ тс/см}^2;$$

$$\sigma_1 = \sqrt{R_{ст}^2 - 3\tau^2} = \sqrt{2100^2 - 3 \cdot 329^2} = 2022 \text{ кгс/см}^2 = 2,02 \text{ тс/см}^2;$$

$$\sigma_m = 0,89 \text{ тс/см}^2 \text{ (см. выше).}$$

Первый случай. Критические напряжения в четвертом отсеке будут такими же, как и в первом, так как $\gamma < 0,8$.

$$\sigma_0 = 9,17 \text{ тс/см}^2; \quad \sigma_{m0} = 4,71 \text{ тс/см}^2; \quad \tau_0 = 2,24 \text{ тс/см}^2.$$

Местную устойчивость стенки проверяем по формуле (3.71)

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{2,02}{9,17} + \frac{0,89}{4,71}\right)^2 + \left(\frac{0,33}{2,24}\right)^2} = 0,435 < 0,74, \text{ где } m\gamma = 0,9 \cdot 0,825 = 0,74;$$

$$\beta = \frac{\sigma_1}{\tau} = \frac{2,02}{0,31} = 6,55;$$

$$\nu = \frac{\beta^2 + 27c_1}{\beta^2 + 27} \cdot \frac{2a}{h_0} = \frac{6,55^2 + 27 \cdot 1,3}{6,55^2 + 27} \cdot \frac{130,2}{176} = 0,825.$$

$$2a = a_b + a_n = 61,4 + 68,8 = 130,2 \text{ см};$$

$$a_b = \frac{2,1}{2,9} \cdot \frac{1}{1,12 + 1} \cdot 180 = 61,4 \text{ см};$$

$$a_n = \frac{2,1}{2,9} \cdot \frac{1,12}{1,12 + 1} \cdot 180 = 68,8 \text{ см}.$$

$$c_1 = 1,30 \text{ при } \mu = \frac{176}{150} = 1,17 \text{ (табл. 3.8).}$$

Второй случай. Критические напряжения в отсеке такие же, как и в первом отсеке для второго случая.

$$\sigma_0 = 7,42 \text{ тс/см}^2; \quad \tau_0 = 2,24 \text{ тс/см}^2; \quad \sigma_{m0} = 13,94 \text{ тс/см}^2.$$

Проверяем местную устойчивость по формуле (3.71):

$$\sqrt{\left(\frac{2,02}{7,42} + \frac{0,89}{13,94}\right)^2 + \left(\frac{0,34}{2,24}\right)^2} = 0,37 < 0,74.$$

Местная устойчивость стенки балки в четвертом отсеке обеспечена.

Назначаем размеры поперечных ребер жесткости, исходя из следующих требований

$$b_p \geq \frac{h_{ст}}{30} + 40 = \frac{176}{30} + 40 = 99 \text{ мм}; \quad \delta_p = \frac{1}{15} b_p = \frac{99}{15} = 6,6 \text{ мм}.$$

Принимаем $b_p = 100 \text{ мм}$; $\delta_p = 8 \text{ мм}$.

Ребра жесткости привариваются сплошным двухсторонним швом с катетом 6 мм (см. табл. 2.6). Ребра не доводятся до нижнего пояса на 100 мм. Расстояние между ребрами жесткости и заводским вертикальным стыком стенки должно быть не менее $10\delta_{ст} = 10 \cdot 1,8 = 18 \text{ см}$.

Расчет опорного ребра балки из стали класса С38/23 марки В18Гпс5 выполняется, как и для обычных балок. Опорное ребро сечением $420 \times 25 \text{ мм}$ приваривается к стенке полуавтоматической сваркой швом $h_{ш} = 8 \text{ мм}$.

При расчете поясных соединений принимаем однопроходную автоматическую сварку электродами типа Э42А ($\beta = 1$; $R_y^{св} = 1500 \text{ кгс/см}^2$). Верхние поясные швы выполняются с полным проваром и расчету не подлежат. Принимаем $h_{ш} = 0,8 \delta_{ст} = 14 \text{ мм}$.

Напряжения в нижних поясных швах с катетом $h_{ш} = 8 \text{ мм}$ (см. табл. 2.6) равны:

$$\tau = \frac{Q_p S_{н.п}}{2\beta h_{ш} I_x} = \frac{269\,000 \cdot 6775}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 2\,167\,500} = 500 \text{ кгс/см}^2 < R_y^{св} = 1500 \text{ кгс/см}^2,$$

$$\text{где } S_{н.п} = 36 \cdot 2 \left(95,1 - \frac{2}{2}\right) = 6775 \text{ см}^3.$$

Расчет прикрепления подкрановой балки к колонне. Болты, присоединяющие подкрановую балку к траверсе колонн, рассчитываем на срез от силы продольного торможения (формула 3.85):

$$T_{пр} = 0,1 \Sigma P = 0,1 \cdot 290 = 29 \text{ тс},$$

где $\Sigma P = n_t P_2 = 4 \cdot 72,6 = 290 \text{ тс}$. Принято, что четыре тормозных колеса с грузами P_2 находятся на балке.

Площадь поперечного сечения двух болтов нормальной точности из стали класса 5.6 ($R_{ср} = 1500 \text{ кгс/см}^2$) при двух плоскостях среза ($n_{ср} = 2$) составляет

$$F_6 = \frac{T_{пр}}{n_{ср} R_{ср}^6} = \frac{29\,000}{2 \cdot 1500} = 9,67 \text{ см}^2.$$

Принимаем два болта диаметром 30 мм с $F_6 = 2 \cdot 5,19 = 10,38 \text{ см}^2$. Отверстия под болты имеют диаметр 33 мм.

В связевой панели дополнительно ставится планка сечением 530×18 мм (по типу рис. 3.19), которая приваривается к плите траверсы колонны и к нижнему поясу подкрановой балки. Прикрепление планки должно быть рассчитано на усилие от продольного торможения и ветровой нагрузки, передающейся на подкрановую балку с торца здания. Так как величина этого усилия неизвестна, прикрепление планки рассчитываем условно на срез от усилия $T_{\text{пр}}$. Принимаем $h_{\text{ш}} = 8$ мм; сварка ручная. Необходимая длина швов рассчитывается следующим образом:

$$l_{\text{ш}} = \frac{T_{\text{пр}}}{2\beta h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}} = \frac{29\,000}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} = 17,3 \text{ см.}$$

Принимаем $l_{\text{ш}} = 18$ см. Длина планки $l_{\text{пл}} = 18 \cdot 2 + 15 = 51$ см.

Болты, соединяющие подкрановые балки между собой, условно рассчитываем на растяжение от силы $T_{\text{пр}}$. Принимаем шесть болтов нормальной точности из стали класса 5.6 ($R_p^6 = 2100$ кгс/см²). Требуемая площадь сечения болтов

$$F_{\text{тр}} = \frac{T_{\text{пр}}}{6R_p^6} = \frac{29\,000}{6 \cdot 2100} = 2,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем болты диаметром 22 мм с $F_{\text{нт}} = 2,81$ см², которые предполагаются с шагом 180 мм.

Рассчитываем прикрепление верхнего пояса подкрановой балки к колонне. Конструкция узла аналогична показанному на рис. 3.19. Материал элементов крепления сталь класса С38/23 марки В18ГпсБ. Сварка ручная, электроды типа Э42А ($R_y^{\text{св}} = 1500$ кгс/см²). Принимаем размеры элементов:

$a = 100$ мм; $b = 120$ мм; $l = 100$ мм; $e = 150$ мм; $c = 70$ мм;
 $\delta_{\text{п}} = 20$ мм.

Находим горизонтальную тормозную силу по формуле (3.86):

$$T_{\text{п}} = \frac{T}{P_2} Q \cdot \frac{h_1}{h_2} \alpha = \frac{2,52}{72,6} \cdot 258,6 \cdot \frac{1,82 + 0,17}{1,82} \cdot 1 = 9,82 \text{ тс.}$$

Здесь 0,17 м — высота рельса КР120.

Определяем толщину тормозной планки из условия среза в сечении 1—1 (рис. 3.19) по формуле (3.87)

$$\delta_{\text{т.п}} = \frac{1,5T_{\text{п}}}{R_{\text{ср}}a} = \frac{1,5 \cdot 9820}{1300 \cdot 10} = 1,13 \text{ см,}$$

а из условия изгиба от момента $M = T_{\text{п}} e = 9,82 \cdot 0,15 = 1,473$ тс·м по формуле (3.88) рассчитываем

$$\delta_{\text{т.п}} = \frac{6M}{Rb^2} = \frac{6 \cdot 147\,300}{2100 \cdot 12^2} = 2,92 \text{ см.}$$

Принимаем $\delta_{\text{т.п}} = 30$ мм.

Упорную планку 2 (рис. 3.19) принимаем сечением 30×70 мм, длиной 100 мм. Катет шва, прикрепляющий упорную планку к тормозному листу толщиной 10 мм (формула 3.89), равен:

$$h_{ш} = \frac{T_{п}}{0,7 \cdot R_y^{св} l_{ш}} = \frac{9820}{0,7 \cdot 1500 \cdot 22} = 0,425 \text{ см.}$$

где $l_{ш} = 2 \cdot 8 + 7 - 1 = 22 \text{ см}$. Принимаем $h_{ш} = 8 \text{ мм}$ (см. табл. 2.6).

Рассчитываем шов, крепящий тормозную планку к тормозному листу на усилие

$$N = \frac{T_{пе}}{b} = \frac{9,82 \cdot 0,15}{0,12} = 12,27 \text{ тс;}$$

$$h_{ш} = \frac{12270}{0,7 \cdot 1500 \cdot 31} = 0,38 \text{ см.}$$

где $l_{ш} = 12 + 2 \cdot 10 - 1 = 31 \text{ см}$. Принимаем $h_{ш} = 8 \text{ мм}$ (см. табл. 2.6).

Катет шва, прикрепляющий тормозную планку к полке колонны толщиной $\delta_{п} = 20 \text{ мм}$, равен:

$$h_{ш} = \frac{T_{п}}{2\beta R_y^{св} (c + 2\delta_{п})} = \frac{9820}{2 \cdot 0,7 \cdot 1500 (7 + 2 \cdot 2)} = 0,425 \text{ см.}$$

Принимаем $h_{ш} = 8 \text{ мм}$ (табл. 2.6).

Ребро колонны крепится к стенке и полкам колонны швом с катетом 6 мм .

Подбор сечений тормозной фермы. Решетку проектируем из одиночных уголков полками вниз. Наибольшее усилие в раскосе $D_1 = 11,5 \text{ тс}$; длина раскоса $l_0 = 191 \text{ см}$. Принимаем $\lambda_{y_0} = 100$; $\varphi_{y_0} = 0,582$ (табл. 1 приложения I), коэффициент условий работы $m = 0,75$. Требуемая площадь сечения

$$F_{тр} = \frac{D_1}{\varphi_{y_0} m R} = \frac{11500}{0,582 \cdot 0,75 \cdot 2100} = 12,54 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\angle 100 \times 7$ с $F = 13,8 \text{ см}^2$, $r_{y_0} = 1,98 \text{ см}$.

Находим $\lambda_{y_0} = \frac{l_0}{r_{y_0}} = \frac{191}{1,98} = 96,5$; $\varphi_{y_0} = 0,613$.

Несущая способность уголка составляет

$$N = F \varphi_{y_0} m R = 13,8 \cdot 0,613 \cdot 0,75 \cdot 2100 = 13320 \text{ кгс} > 11500 \text{ кгс.}$$

Стойки фермы длиной $l_0 = 119 \text{ см}$ принимаем из одиночных уголков $\angle 63 \times 5$ с $F = 6,13 \text{ см}^2$; $r_{y_0} = 1,25 \text{ см}$. Гибкость стойки равна

$$\lambda_{y_0} = \frac{119}{1,25} = 95 < 150.$$

Если на решетку фермы передается вертикальная нагрузка, то ее стержни должны быть проверены на сжатие с изгибом.

§ 14. ТОНКОСТЕННЫЕ БАЛКИ*

Балки с гибкостью стенки $250 \leq k \leq 500$ называются тонкостенными. В таких балках стенка работает в закритической стадии по критерию устойчивости, и поэтому потеря местной устойчивости наступает раньше исчерпания несущей способности сечения.

* Временные указания по проектированию стальных тонкостенных балок. ЦНИИпроектстальконструкция, ОИК. М., 1972.

В настоящее время допускается применение тонкостенных балок пролетом до 36 м, выполненных из одной марки стали класса С38/23 или С46/33, под статические нагрузки. Перед применением балки рекомендуется испытывать.

Тонкостенные балки проектируются со стенкой постоянного сечения по длине, пояса могут иметь уменьшенное сечение в опорных частях. Стык поясов располагается не ближе 300 мм от ребра жест-

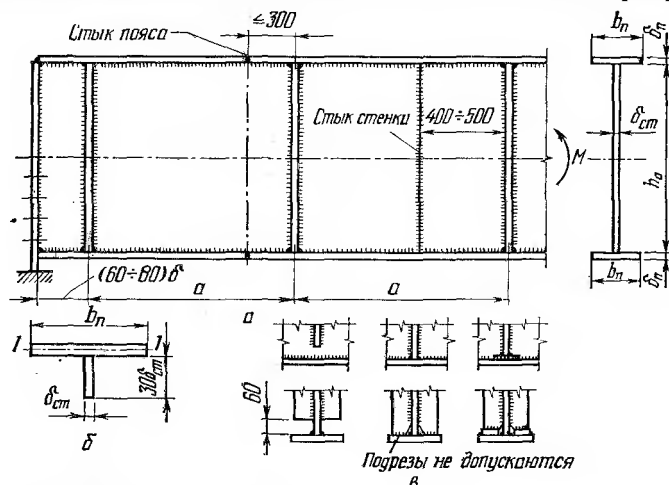


Рис. 3.30. Тонкостенные балки:

a — расположение ребра жесткости и заводских стыков; *b* — эффективное сечение сжатого пояса; *в* — схемы прикрепления ребер жесткости к поясу.

кости. Стенка балки обязательно укрепляется поперечными парными ребрами жесткости. В крайних отсеках для увеличения жесткости опорной части ставятся дополнительные ребра на расстоянии 60—80 $\delta_{ст}$ ($\delta_{ст}$ — толщина стенки) от опорного ребра (рис. 3.30). Сечение сжатого пояса назначается с учетом обычных требований местной и общей устойчивости. Свободная длина верхнего пояса не должна превышать высоты балки. Гибкость растянутого пояса должна быть не менее 300, а свободная длина не должна превышать половины пролета.

Заводские сварные стыки поясов и стенки располагаются на расстоянии 400—500 мм от ребра жесткости, причем в опорном отсеке стыки не допускаются. Монтажные стыки выполняются на высокопрочных болтах или путем сварки. Расчет стыков ведется с учетом действительной работы балки. Соединение поясов со стенкой производится автоматической односторонней сваркой с полным проплавлением.

Расчет тонкостенных балок производится следующим образом. Определяется минимальная высота балки по формуле (3.10). Оптимальная высота находится по формуле

$$h_{опт} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} kW_{тр}}, \quad (3.90)$$

где $W_{тр}$ — требуемый момент сопротивления; k — гибкость стенки, равная 250—500.

Назначается сечение стенки балки. Толщина стенки принимается 2—8 мм.

Рассматривается отсек, работающий в основном на изгиб. Назначается размер отсека a в пределах $0,75 \leq \alpha \leq 2,0$ ($\alpha = \frac{a}{h_0}$).

Площадь пояса определяется по формуле

$$F_{п} = \frac{M \cdot 0,96}{h_0 R}, \quad (3.91)$$

где 0,96 — эмпирический коэффициент, учитывающий включение стенки в работу сечения.

Предельная несущая способность балки в отсеке

$$M_{пр} = W_{п} R \geq M_p, \quad (3.92)$$

где M_p — расчетный момент в пределах отсека; $W_{п} = F_{п} h_0 k$ — момент сопротивления расчетного сечения, где k — коэффициент, определяемый в зависимости от $\beta = \frac{F_{п}}{F_{ст}}$ (табл. 3.10) ($F_{п}$, $F_{ст}$ — площадь пояса и стенки), $0,5 \leq \beta \leq 2,0$;

Таблица 3.10. Значения коэффициента K

β	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
K	1,100	1,078	1,056	1,043	1,036	1,029	1,026	1,023	1,020

Устойчивость сжатого пояса считается обеспеченной, если

$$35 \cdot 10^6 \frac{\alpha}{\beta} \xi \geq R \text{ кгс/см}^2, \quad (3.93)$$

где $\xi = \frac{I_{п1}}{a^3 \delta_{ст}}$ — параметр, характеризующий изгибную жесткость

пояса; $I_{п1}$ — момент инерции пояса и части стенки длиной $30 \delta_{ст}$, примыкающей к поясу относительно оси $I-I$ (рис. 30, б).

Рассматривается отсек, работающий в основном на сдвиг.

Назначается сечение поясов в крайних отсеках. При этом должно быть выдержано условие

$$\xi' = \frac{I_{п}}{a^3 \delta_{ст}} \geq 0,8 \cdot 10^{-6}, \quad (3.94)$$

где $I_{п}$ — момент инерции пояса относительно горизонтальной оси; a — длина отсека при $0,75 \leq \alpha \leq 2,0$.

Предельная поперечная сила в отсеке определяется при $k \leq 400$

$$Q_{пр} = F_{ст} \left(c\tau_0 + \frac{\sigma_{д}}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \right) \geq Q_p; \quad (3.95)$$

при $k > 400$

$$Q_{\text{пр}} = F_{\text{ст}} \frac{\sigma_{\text{д}}}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \geq Q_{\text{р}}, \quad (3.96)$$

где $c = 1 - \frac{k^2}{1,6 \cdot 10^5}$ — коэффициент, учитывающий влияние начальных несовершенств стенки на величину критических напряжений сдвига; τ_0 — критическое напряжение сдвига (формула 3.62), принимаемое в случае, если $\mu = \frac{a}{h_0}$, $d = h_0$ при $a > h_0$ и $\mu = \frac{h_0}{a}$, $d = a$ при $a < h_0$; $\sigma_{\text{д}} = 1,66 (R_{\text{ст}} - \tau_0)$ — предельное растягивающее напряжение диагонального поля; $Q_{\text{р}}$ — расчетное усилие сдвига, принимаемое по среднему значению поперечной силы в пределах отсека.

Рассматривается отсек, работающий на совместное действие изгиба и сдвига. Прочность отсека обеспечена, если

$$Q_{\text{пр}} \geq Q'_{\text{р}}; \quad M_{\text{пр}} \geq M_{\text{р}}, \quad (3.97)$$

где $Q_{\text{пр}}$ — предельное усилие сдвига, определяемое по формуле (3.95) или (3.96); $M_{\text{пр}}$ — предельный изгибающий момент, воспринимаемый поясами отсека; $M_{\text{р}}$ — максимальный расчетный изгибающий момент в пределах отсека; $Q'_{\text{р}}$ — назначается так же, как и $Q_{\text{р}}$ в формуле (3.95), (3.96).

Устойчивость сжатого пояса проверяется по формулам (3.93) и (3.94). Прогиб тонкостенных балок определяется с учетом влияния поперечных сил по формуле

$$f = f_M + f_Q \leq [f], \quad (3.96)$$

где $f_M = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI}$ — прогиб от действия момента для балок постоянного сечения; $f_Q = \frac{\mu ql^2}{8G_{\text{н}}F}$ — то же от действия поперечной силы; $G_{\text{н}} = 0,66 G$ — приведенный модуль сдвига ($G = 810000 \text{ кгс/см}^2$).

Для балок переменного сечения прогиб вычисляется по полной формуле Мора. Прогибы в балках с изменением сечения поясов на расстоянии $l/6$ от опоры составляют

$$f_M = \frac{0,26ql^4}{384EI} + \frac{4,74ql^4}{384EI_2}; \quad (3.99)$$

$$f_Q = \frac{5}{72} \frac{\mu_1 ql^2}{G_{\text{н}}F_1} + \frac{4\mu_2 ql^2}{72G_{\text{н}}F_2}, \quad (3.100)$$

где I_1, F_1, μ_1 — характеристики сечения на участке от 0 до $l/6$; I_2, F_2, μ_2 — то же от $l/6$ до $l/2$.

Коэффициент μ , учитывающий неравномерность распределения касательных напряжений по сечению, определяется для двутавровых симметричных балок по формуле

$$\mu = \frac{M_1 + \nu M_2 + 5mn^2 [6(1+m) + \nu(8+9m)]}{10(1+\nu)(1+3m)^2}, \quad (3.101)$$

где $\gamma=0,3$ — коэффициент Пуассона; $m = \frac{2b_n \delta_n}{h \delta_{ст}}$; $n = \frac{b_n}{h}$;

$$M_1 = 12 + 72m + 150m^2 + 90m^3;$$

$$M_2 = 11 + 66m + 135m + 90m^3.$$

Пример 3.5. Подобрать сечение тонкостенной балки покрытия пролетом 36 м, нагруженной расчетной равномерно распределенной нагрузкой (с учетом собственного веса) $q=5,2$ тс/м. Материал балки — сталь класса С46/33 марки 14Г2 ($R=2900$ кгс/см²; $R_{ср} = 1700$ кгс/см²), $\left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{250} = 14,4$ см. Толщина стенки $\delta_{ст} = 6$ мм.

Максимальный расчетный изгибающий момент в шарнирно опертой балке

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,2 \cdot 36^2}{8} = 842,4 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Нормативный изгибающий момент в балке

$$M^н = \frac{M}{n_{ср}} = \frac{842,4}{1,2} = 702 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $n_{ср} = 1,2$ — средний коэффициент перегрузки.

Поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{5,2 \cdot 36}{2} = 93,6 \text{ тс};$$

$$Q^н = \frac{Q}{n_{ср}} = \frac{93,6}{1,2} = 78,6 \text{ тс}.$$

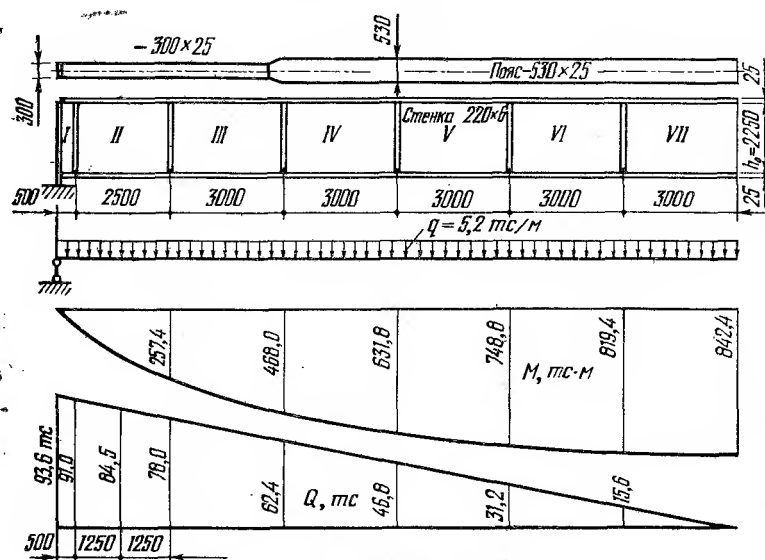


Рис. 3.31. К примеру 3.5.

Значения поперечных сил и изгибающих моментов в отсеках приведены на рис. 3.31.

Находим минимальную высоту балки из условия жесткости (формула 3.10):

$$h_{\text{мин}} = \frac{IR}{10^7 [f/l]} \cdot \frac{M^{\text{н}}}{M} = \frac{3600 \cdot 2900}{10^7 [1/250]} \cdot \frac{702}{842,4} = 217,5 \text{ см.}$$

Оптимальная высота (формула 3.90) при

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R} = \frac{84\,240\,000}{2900} = 29\,050 \text{ см}^3;$$

$$h_{\text{опт}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} k W_{\text{тр}}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot 370 \cdot 29\,050} = 252 \text{ см.}$$

Принимаем высоту балки 225 см, сечение стенки 2200×6 мм.

Гибкость стенки $k = \frac{h_0}{\delta_{\text{ст}}} = \frac{220}{0,6} = 370$, площадь стенки $F_{\text{ст}} = 220 \times 0,6 = 132 \text{ см}^2$.

Расчет отсеков, работающих в зоне изгиба. Рассматриваем VII отсек. Требуемое сечение пояса (формула 3.91)

$$F_{\text{п}} = \frac{M \cdot 0,96}{h_0 R} = \frac{84\,240\,000 \cdot 0,96}{220 \cdot 2900} = 126,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение пояса из листа 530×25: $F_{\text{п}} = 132,5 \text{ см}^2$. Соотношения $\frac{b_{\text{п}}}{2\delta_{\text{п}}} = \frac{53}{2 \cdot 2,5} = 10,6 < 13$ (табл. 3.5) и $\frac{b_{\text{п}}}{h} = \frac{53}{225} = \frac{1}{4,25}$ в пределах: $\frac{1}{3} - \frac{1}{5}$

Принимаем длину отсека $a = 300 \text{ см}$. Проверяем несущую способность балки в зоне действия изгибающего момента

$M_{\text{пр}} = W_{\text{п}} R = 30\,400 \cdot 2900 = 8\,816\,000 = 881,6 \text{ тс} \cdot \text{м} > 842,4 \text{ тс} \cdot \text{м}$, где $W_{\text{п}} = F_{\text{п}} h_0 K = 132,5 \cdot 220 \cdot 1,043 = 30\,400 \text{ см}^3$;

$$K = 1,043 \text{ (табл. 3.10) при } \alpha = \frac{a}{h_0} = \frac{300}{220} = 1,36;$$

$$\beta = \frac{F_{\text{п}}}{F_{\text{ст}}} = \frac{132,5}{132} = 1,003.$$

Проверяем устойчивость сжатого пояса. Эффективное сечение его см. на рис. 3.30, б. Устойчивость пояса обеспечена, так как

$$35 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,36}{1,003} \cdot 92,3 \cdot 10^{-6} = 4380 \text{ кгс/см}^2 > R = 2900 \text{ кгс/см}^2,$$

где

$$\xi = \frac{I_{\text{п1}}}{a^3 \delta_{\text{ст}}} = \left[\frac{0,6 \cdot 18^3}{12} + 18 \cdot 0,6 (9 + 1,25)^2 + \frac{53 \cdot 25^3}{12} \right] \frac{1}{300^3 \cdot 0,6} = 92,3 \cdot 10^{-6}.$$

Расчет отсека, работающего в зоне преимущественного сдвига (II отсек). Производим изменение сечения поясов на расстоянии

$x = \frac{l}{6} = \frac{36}{6} = 6$ м от опоры. В месте изменения сечения действуют $M = 468,0$ тс·м и $Q = 62,4$ тс. Требуемая площадь пояса

$$F_{\text{п}} = \frac{4680000 \cdot 0,96}{220 \cdot 2900} = 70,4 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение пояса 300×25 : $F_{\text{п}} = 75 \text{ см}^2$. Длина опорного отсека $a = 2500$ мм. Расчетная поперечная сила $84,5$ тс. Проверяем устойчивость сжатого пояса:

$$\alpha = \frac{a}{h_0} = \frac{250}{220} = 1,136; \quad c = \left(1 - \frac{k^3}{1,6 \cdot 10^5}\right) = \left(1 - \frac{370^3}{1,6 \cdot 10^5}\right) = 0,144;$$

$$I_{\text{п}} = \frac{30 \cdot 2,5^3}{12} = 39,06 \text{ см}^4;$$

$$\xi' = \frac{I_{\text{п}}}{a^3 \delta_{\text{ст}}} = \frac{39,06}{250^3 \cdot 0,6} = 4,17 \cdot 10^{-6} > 0,8 \cdot 10^{-6}.$$

Так как $k = 370 < 400$, предельное усилие сдвига находим по формуле (3.95):

$$Q_{\text{пр}} = F_{\text{ст}} \left[c\tau_0 + \frac{\sigma_{\text{д}}}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \right] = 220 \cdot 0,6 \left[0,144 \cdot 14,8 + \frac{2576}{2\sqrt{1+1,136^2}} \right] = 114970 \text{ кгс} = 115 \text{ тс} > Q = 84,5 \text{ тс},$$

где

$$\tau_0 = \left(1,25 + \frac{0,95}{\mu^2}\right) \left(\frac{100\delta_{\text{ст}}}{d}\right)^2 = \left(1,25 + \frac{0,95}{1,136^2}\right) \cdot \left(\frac{100 \cdot 0,6}{220}\right)^2 = 0,148 \text{ тс/см}^2; \quad \frac{a}{h_0} = \frac{250}{220} = 1,136.$$

Критическое напряжение сдвига

$$\sigma_{\text{д}} = 1,66 (R_{\text{ср}} - \tau_0) = 1,66 (1700 - 148) = 2576 \text{ кгс/см}^2.$$

Находим момент инерции сечения опорного отсека:

$$I_1 = \frac{\delta_{\text{ст}} h_0^3}{12} + 2F_{\text{п}} \left(\frac{h_0}{2} + \frac{\delta_{\text{п}}}{2}\right)^2 = \frac{0,6 \cdot 220^3}{12} + 2 \cdot 75 \left(\frac{220}{2} + \frac{2,5}{2}\right)^2 = 2389000 \text{ см}^4.$$

Статический момент полусечения опорного отсека

$$S = F_{\text{п}} \left(\frac{h_0}{2} + \frac{\delta_{\text{п}}}{2}\right) + \frac{F_{\text{ст}} h_0}{8} = 75 \left(\frac{220}{2} + \frac{2,5}{2}\right) + \frac{132 \cdot 220}{8} = 11970 \text{ см}^3.$$

Предельная поперечная сила в отсеке из условия среза

$$Q_{\text{пр}} = \frac{I_1^{\text{дстр}} R_{\text{ср}}}{S} = \frac{2\,389\,000 \cdot 0,6 \cdot 1700}{11\,970} = 203 \text{ тс} > Q_p = 84,5 \text{ тс.}$$

Расчет отсека, работающего на совместное действие изгиба и сдвига (III отсек). В отсеке действуют

$$Q_p = \frac{78,0 + 62,4}{2} = 70,2 \text{ тс}; \quad M_p = 468 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Находим

$$\alpha = \frac{300}{220} = 1,36; \quad \tau_0 = \left(1,25 + \frac{0,95}{1,36^2}\right) \left(\frac{100 \cdot 0,6}{220}\right)^2 = 0,131 \text{ тс/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{д}} = 1,66 (1700 - 131) = 2605 \text{ кгс/см}^2;$$

$$Q_{\text{пр}} = 220 \cdot 0,6 \left(0,144 \cdot 131 + \frac{2605}{2\sqrt{1 + 1,35^2}}\right) = 104\,410 \text{ кгс} = \\ = 104,4 \text{ тс} > Q_p = 70,2 \text{ тс.}$$

Проверяем устойчивость пояса (формула 3.94):

$$\xi_1 = \frac{39,06}{300^3 \cdot 0,6} = 2,41 \cdot 10^{-6} > 0,8 \cdot 10^{-6};$$

$$35 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,36}{0,568} \cdot 90,5 \cdot 10^{-6} = 7580 \text{ кгс/см}^2 > R = 2900 \text{ кгс/см}^2,$$

де

$$\alpha = 1,36; \quad \beta = \frac{75,0}{132} = 0,568; \quad \xi = \frac{1465}{300^3 \cdot 0,6} = 90,5 \cdot 10^{-6};$$

$$I_{\text{пл}} = \frac{0,6 \cdot 18^3}{12} + 18 \cdot 0,6 (9 + 1,25)^2 + \frac{30 \cdot 2,5^2}{12} = 1465 \text{ см}^4.$$

Несущая способность отсека

$$M_{\text{пр}} = F_{\text{п}} h_0 R = 75 \cdot 220 \cdot 2900 = 47\,850\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = \\ = 478,5 \text{ тс} \cdot \text{м} > 468 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Прогиб балки определяется по формуле (3.98). Находим

$$f_M = \frac{0,26q^{\text{н}} l^2}{384E_1 I_1} + \frac{4,74q l^2}{384E_2 I_2} = \frac{0,26 \cdot 43,3 \cdot 3600^2}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 2\,389\,000} + \\ + \frac{4,74 \cdot 43,3 \cdot 3600^2}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 3\,812\,300} = 0,981 + 11,195 = 12,176 \text{ см};$$

$$f_Q = \frac{5}{72} \cdot \frac{\mu_1 q^{\text{н}} l^2}{G_{\text{п}} F_1} + \frac{4}{72} \cdot \frac{\mu_2 q^{\text{н}} l^2}{G_{\text{п}} F_2} = \frac{5 \cdot 2,1 \cdot 43,3 \cdot 3600^2}{72 \cdot 0,66 \cdot 0,81 \cdot 10^6 \cdot 282} + \\ + \frac{4 \cdot 3 \cdot 43,3 \cdot 3600^2}{72 \cdot 0,66 \cdot 0,81 \cdot 10^6 \cdot 396} = 1,000 \text{ см};$$

$$f = f_M + f_Q = 12,176 + 1,000 = 13,176 \text{ см} < 14,400 \text{ см.}$$

Здесь $\mu_1 = 2,1$; $\mu_2 = 3,0$ — формула (3.101); $q^H = \frac{q}{n_{cp}} = \frac{5,2}{1,2} =$
 $= 4,33 \text{ тс/м} = 43,3 \text{ кгс/см};$

$$I_2 = \frac{0,6 \cdot 220^3}{12} + 2 \cdot 132,5 \left(\frac{220}{2} + \frac{2,5}{2} \right)^2 = 3812300 \text{ см}^4.$$

Расчет опорного ребра и сварных соединений ведется как в обычных балках.

Назначаем размеры поперечных ребер жесткости:

$$b_p \geq \frac{h_0}{25} + 40 = \frac{2200}{25} + 40 = 128 \text{ мм};$$

$$\delta_p = \frac{b_p}{15} = \frac{128}{15} = 8,5 \text{ мм}.$$

Назначаем ребро сечением $130 \times 10 \text{ мм}$. Принимаем закрепление верхнего пояса через $l=2 \text{ м}$; в этом случае $l < h_0 = 220 \text{ см}$. Гибкость нижнего растянутого пояса

$$I_n^H = \frac{2,5 \cdot 53^3}{12} = 372200 \text{ см}^3; r_y = \sqrt{\frac{372200}{132,5}} = 15,3 \text{ см}.$$

$$\lambda_n = \frac{3600}{15,3} = 235 < 300.$$

Нижний пояс не нуждается в закреплении.

Глава 4

КОЛОННЫ И СТОЙКИ

§ 15. ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

СТЕРЖНИ КОЛОНН

Центрально сжатые колонны и стойки рассчитываются на прочность и устойчивость.

Прочность их проверяется по формуле (1.4)

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R,$$

а устойчивость — по (1,7) $\delta = \frac{N}{\varphi F_{бр}} \leq R$.

В центрально сжатых стержнях сплошного сечения необходимо стремиться к минимальной толщине стенки, которая определяется условием местной устойчивости:

$$\frac{h_0}{\delta_{ст}} \leq 40 \sqrt{\frac{2100}{R}} + 0,4\lambda \quad (\text{но не более } 75). \quad (4.1)$$

Здесь λ — гибкость стержня.

Если же стенка принимается меньше минимальной толщины, то ее необходимо укреплять продольным ребром жесткости, которое уменьшает вдвое расчетную ширину стенки и тем самым обеспечивает местную устойчивость стенки. Однако трудоемкость изготовления колонны значительно увеличивается. Рекомендуемые размеры продольных ребер: ширина $b_p \geq 10\delta_{ст}$; толщина $\delta_p > \frac{3}{4} \delta_{ст}$.

Продольные ребра рекомендуется включать в расчетное сечение стержня. Кроме того, в тонкостенной колонне (при $\frac{h_0}{\delta_{ст}} \geq \frac{100}{\sqrt{R}}$, где R

выражено в $тс/см^2$ для укрепления контура сечения колонны ставятся поперечные ребра жесткости на расстоянии (2,5—3) h_0 друг от друга, но не менее двух на каждом отправочном элементе. Размеры поперечных ребер принимаются исходя из таких соотношений:

$$b_p = \frac{h_{ст}}{30} + 40 \text{ мм} \text{ и } \delta_p \geq \frac{b_p}{15} \left(\text{для стали классов С52/40—С85/75 — не менее } \frac{b_p}{12} \right).$$

Размеры полок (поясов) колонны сплошного сечения принимаются из условия обеспечения местной устойчивости, которая определяется отношением свеса полки колонны к ее толщине. В зависимости от гибкости колонны и класса стали отношение $b'_п/\delta_{п}$ определяется по табл. 4.1.

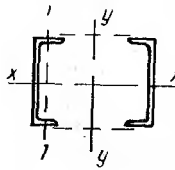
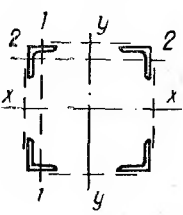
Таблица 4.1. Значения $b'_п/\delta_п$ полок стальных сжатых двутавров, при которых обеспечена местная устойчивость полок

Класс стали	Гибкость колонны λ				
	25	50	75	100	125
C38/23	14	16	18,5	20,5	23
C44/29, C46/33	12	15	18	20	22
C52/40	10	14	17	18,5	19,5
C60/45	9,5	13,5	16,5	17,5	18,5
C70/60	9	12,5	15,5	16,5	17,5
C85/75	8,5	11,5	14	15	16

Если же полка принимается меньшей толщины, что может потребоваться при большой высоте колонны, то для обеспечения устойчивости целесообразно укрепить ее продольными ребрами (вводятся в состав сечения), приваренными по кромкам, или отгибами (при малой толщине).

В составных центрально-сжатых стержнях, ветви которых соединены планками или решетками, при проверке устойчивости относительно свободной оси (не пересекающей ветви колонны) коэффициент продольного изгиба φ должен определяться по приведенной гибкости $\lambda_{пр}$, вычисленной по формулам табл. 4.2. При этом гиб-

Таблица 4.2. Формулы для вычисления приведенной гибкости $\lambda_{пр}$

Тип сечения стержня	Соединительные элементы	Значение приведенной гибкости
	Планки	$\sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (4.2)$
	Решетки	$\sqrt{\lambda_y^2 + k_1 \frac{F}{F_{p1}}} \quad (4.3)$
	Планки	$\sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2} \quad (4.4)$
	Решетки	$\sqrt{\lambda^2 + F \left(\frac{k_1}{F_{p1}} + \frac{k_2}{F_{p2}} \right)} \quad (4.5)$

Обозначения принятые в табл. 4.2:

λ_y — гибкость всего стержня относительно свободной оси $y-y$; λ — наибольшая гибкость всего стержня; λ_1, λ_2 — гибкость отдельных ветвей относительно осей 1-1 и 2-2 на участках между приваренными планками (в свету); F — площадь сечения всего стержня; F_{p1}, F_{p2} — площади сечения раскосов решеток, лежащих в плоскостях, соответственно перпендикулярных осям 1-1 и 2-2; k_1, k_2 — коэффициенты, принимаемые в зависимости от величины угла α_1 или α_2 между раскосом решетки и ветвью, соответственно в плоскостях, параллельных осям 1-1 или 2-2. Если α равно 30; 40; 45—60°, то k составляет 43; 31; 27.

кость отдельных ветвей должна быть меньше гибкости, вычисленной относительно материальной оси, и не более 40.

Соединительные элементы (планки или решетки) центрально-сжатых составных стержней рассчитываются на условную поперечную силу $Q_{\text{усл}}$, принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по табл. 4.3. При наличии нескольких плоскостей планок или решеток поперечная сила $Q_{\text{усл}}$ распределяется поровну между ними.

Таблица 4.3. Значения условной поперечной силы $Q_{\text{усл}}$, кгс

Класс стали	C38/23	C44/29	C46/33 C52/40	C60/45	C70/60	C85/75
$Q_{\text{усл}}$	20 F	30 F	40 F	50 F	60 F	70 F

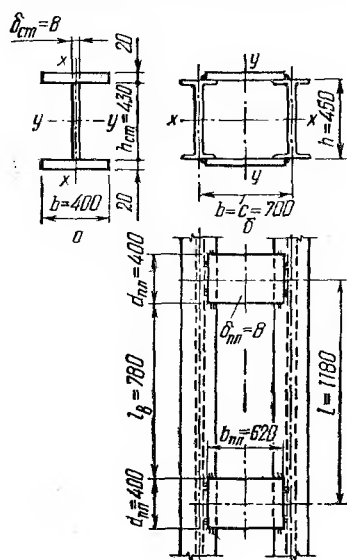
Соединительные планки (рис. 4.1) рассчитываются как элементы безраскосных ферм по следующим формулам:

а) на силу, срезающую планку,

$$T = \frac{Q_{\text{в}} l}{c}; \quad (4.6)$$

б) на момент, изгибающий планку в ее плоскости,

$$M = \frac{Q_{\text{п}} l}{2}, \quad (4.7)$$



где $Q_{\text{п}}$ — условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости; l — расстояние между центрами планок; c — расстояние между осями ветвей (см. рис. 4.1.).

Соединительная решетка рассчитывается, как решетка ферм.

Расчетные длины колонн или стоек, необходимые для определения их гибкости, определяются по формуле

$$l_0 = \mu l; \quad (4.8)$$

где l — длина колонны, отдельного участка ее или высота этажа; μ — коэффициент расчетной длины.

Рис. 4.1. Сечения центрально сжатых колонн:

a — сечение сплошной колонны; *b* — сечение и фрагмент сквозной колонны на планках. Размеры указаны по примеру 4.1.

Формулы для колонн с планками справедливы при отношении погонных жесткостей планки и ветви $\frac{i_{\text{пл}}}{i_{\text{в}}} \geq 3$; при $\frac{i_{\text{пл}}}{i_{\text{в}}} < 3$ должно быть учтено влияние гибкости планки на величину приведенной гибкости.

Коэффициенты μ расчетной длины колонн и стоек постоянного сечения, в зависимости от условий закрепления их концов, принимаются по табл. 4.4.

Таблица 4.4. Коэффициенты расчетной длины μ для центрально сжатых стержней постоянного сечения ($l_0 = \mu l$)

Закрепление концов стержня	Верхнего	Шарнирное	Шарнирное	Жесткое	Закреплен от поворота	Свободный
	Нижнего	Шарнирное	Жесткое	Жесткое	Жесткое	Жесткое
Коэффициент расчетной длины	μ	1,0	0,7	0,5	1,0	2,0

Закрепление верхнего конца колонны принимается: *шарнирным* — при опирании балок сверху или гибком прикреплении балок сбоку; *закрепленным от поворота* — при жестком прикреплении балок к колонне и при ширине рамы не более двух пролетов; *жестким* — при жестком прикреплении балок и при ширине рамы более двух пролетов.

Закрепление нижнего конца колонны принимается: *шарнирным* — при базе с фрезерованным торцом и при прикреплении базы колонны с распределительной конструкцией двумя анкерными болтами; *жестким* — при прикреплении базы колонны с распределительной конструкцией не менее, чем четырьмя болтами.

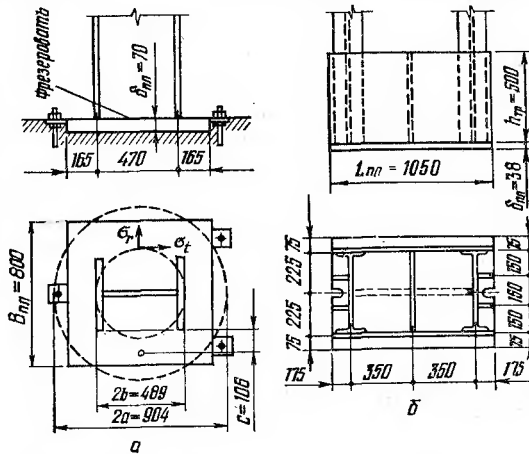


Рис. 4.2. Базы центрально сжатых колонн: а — с фрезерованным торцом; б — с распределительной конструкцией.

Предельные гибкости: для основных колонн или стоек $\lambda = 120$, для второстепенных $\lambda = 150$.

Базы колонн. В центрально сжатых колоннах применяют два типа баз (рис. 4.2): с фрезерованным торцом и без фрезерованного торца.

После того, как выбран тип базы, устанавливают расчетом размеры плиты в плане. Требуемая площадь плиты равна:

$$F_{пл} = \frac{N}{R_{\phi}}, \quad (4.9)$$

где N — расчетная нагрузка на колонну; R_{ϕ} — расчетное сопротивление материала фундамента, обычно принимаемое в пределах 30—80 кгс/см².

Для первого типа базы плита принимается квадратной, а для второго по конструктивным соображениям определяется ширина плиты.

$$B_{пл} = B_{тр} + 2\delta_{тр} + 2c, \quad (4.10)$$

где $B_{тр}$ — расстояние между ветвями траверсы, т. е. ширина или высота или сечения колонны; $\delta_{тр}$ — толщина траверсы; c — свободный выступ плиты за траверсу, обычно принимаемый равным 2—6 см.

Длина плиты определяется по формуле

$$L_{пл} = \frac{F_{пл}}{B_{пл}}. \quad (4.11)$$

Если $L_{пл} > 2B_{пл}$, то переходят к уширенной базе. Толщина опорной плиты для колонны с фрезерованным торцом определяется из рассмотрения работы неукрепленного трапециoidalного свеса плиты, как консоли (при малом свесе), либо путем замены прямоугольной пластинки и сечения колонны равновеликими им по площади кругами (при большом свесе плиты).

В первом случае изгибающий момент плиты определяется по формуле

$$M = \sigma_{ф} F c, \quad (4.12)$$

где $\sigma_{ф}$ — напряжение в фундаменте под плитой базы; F — площадь трапеции условного консольного участка; c — расстояние от центра тяжести трапеции до кромки стержня колонны.

Требуемая толщина плиты составляет

$$\delta_{пл} = \sqrt{\frac{6M}{b_k R_{пл}}}. \quad (4.13)$$

Здесь b_k — ширина стержня колонны, примыкающего к рассматриваемой трапеции.

Во втором случае для каждой точки пластинки можно определить изгибающие моменты в двух направлениях: M_r — в радиальном и M_t — в тангенциальном. При ширине расчетного элемента 1 см они могут быть выражены (в тс·м) формулами:

$$M_r = k_r N; \quad M_t = k_t N, \quad (4.14)$$

где k_r, k_t — коэффициенты, зависящие от отношения радиуса колонны к радиусу плиты.

Максимальный изгибающий момент находится в точках, лежащих на границе плиты и колонны. Значения k_r и k_t для этих точек приведены в табл. 4.5.

Таблица 4.5. Коэффициенты для расчета плиты как круглой пластинки при фрезерованном торце

β	0,3	0,4	0,5	0,6
k_r	0,0815	0,0517	0,0331	0,0200
k_t	0,1020	0,0752	0,0541	0,0377

По найденным изгибающим моментам и нормальной силе определяют напряжения:
нормальные

$$\sigma_r = \frac{6Mr}{\delta_{пл}^2}; \quad \sigma_t = \frac{6M_t}{\delta_{пл}^2}; \quad (4.15)$$

касательные

$$\tau = \frac{N}{2\pi b \delta_{пл}}. \quad (4.16)$$

Приведенное напряжение (по IV теории прочности) определяется по формуле

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r \sigma_t + 3\tau^2} < R_{пл}. \quad (4.17)$$

Для восприятия напряжений от случайных моментов и поперечных сил прикрепление стержня колонны с фрезерованным торцом к плите рассчитывается на усилие, составляющее 15% общего давления.

Толщина опорной плиты для второго типа базы определяется из расчета ее как пластинки, опертой на элементы сечения стержня и базы колонны и нагруженной равномерно распределенным реактивным отпором фундамента.

В зависимости от конструкции базы опорная плита может иметь участки с опиранием на четыре или три канта (при отношении размеров участка плиты менее двух); на два канта (параллельных друг другу или соприкасающихся под углом) и консольные (см. рис. 4.2, б).

Изгибающие моменты для участков с опиранием на четыре, три и два (соприкасающихся под углом) канта (см. рис. 4.2, б) определяются по формулам (4.18) и (4.19) с использованием таблиц 4.6 и 4.7 для определения коэффициентов α_1 , α_2 , β .

Для участка, опирающегося на четыре канта,

$$M_1 = \alpha_1 q a^2; \quad M_2 = \alpha_2 q a^2, \quad (4.18)$$

где q — давление на 1 см^2 плиты (не более $R_{ф}$); a — короткая сторона участка плиты; α_1 , α_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 4.6.

Таблица 4.6. Значения коэффициентов α_1 и α_2 формулы 4.18

$\frac{b}{a}$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	Более 2
α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125
α_2	0,048	0,049	0,050	0,050	0,050	0,050	0,049	0,048	0,048	0,047	0,046	0,037

Для участка, опирающегося на три и два канта (соприкасающихся под углом),

$$M = \beta q a^2, \quad (4.19)$$

где a — длина свободного края (при опирании на три канта) или размер по диагонали между кантами (при опирании на два канта).

Коэффициенты β приведены в табл. 4.7.

Таблица 4.7. Значения коэффициентов β формулы 4.19

$\frac{b_1}{a}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	Более 2
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,122	0,132	0,133

Примечание. Здесь b_1 (при опирании на два канта) — размер, равный расстоянию от вершины угла до диагонали.

Изгибающий момент на консольном участке равен

$$M = \frac{qc^2}{2} \quad (4.20)$$

По наибольшему из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов определяется требуемая толщина плиты по формуле (4.13)

$$\delta_{пл} \geq \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_{пл}}}$$

Толщина плиты принимается 20—40 мм.

В базе второго типа, кроме расчета опорной плиты, необходимо рассчитывать траверсы, диафрагмы, ребра жесткости и их прикрепление. В зависимости от конструкции траверсы рассматриваются как двухконсольные балки или как две консоли, воспринимающие изгибающий момент от реактивного давления фундамента. Суммарная длина швов для прикрепления одной ветви траверсы определяется по формуле

$$\Sigma l_{ш} = \frac{N}{2\beta h_{ш} R_y^{св}} \quad (4.21)$$

При этом толщина углового шва $h_{ш}$ — принимается не более 1—1,2 толщины траверсы, а последняя из конструктивных соображений — 10—14 мм. Швы между опорной плитой сварной колонны и траверсой рассчитывается на полное усилие, действующее в колонне.

Прикрепление диафрагмы к ветвям траверсы рассчитывается несколько в запас прочности на усилие

$$N_d = \sigma_{\phi} ab, \quad (4.22)$$

где a — расстояние между ветвями траверсы; b — ширина полосы плиты, передающей давление на диафрагму.

Прикрепление консольных ребер к стержню колонны рассчитывается на момент и поперечную силу:

$$M_k = \sigma_{\phi} c_k \frac{l_k^2}{2}, \quad Q_k = \sigma_{\phi} c_k l_k, \quad (4.23)$$

где c_k — среднее расстояние между ребрами в соответствии с линиями раздела; l_k — длина консольного ребра.

Угловые швы, прикрепляющие ребра к стержню колонны, рассчитываются на равнодействующую напряжений от изгиба и поперечной силы

$$\sigma_{\text{равн}} = \sqrt{\sigma_{\text{ш}}^2 + \tau_{\text{ш}}^2} \leq R_y^{\text{св}}, \quad (4.24)$$

а стыковые швы — на приведенные напряжения

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_{\text{ш}}^2 + 3\tau_{\text{ш}}^2} \leq R_p^{\text{св}}. \quad (4.25)$$

§ 16. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ КОЛОНН

Пример 4.1. Требуется подобрать сечение колонны из стали ВСтЗкп2, нагруженную продольной силой от постоянных нагрузок 30 тс, от кратковременных нагрузок 240 тс. Отметка верха колонны +10 м, примыкание балок сбоку; высота главной балки 1,8 м, второстепенной 0,45 м.

Расчет колонны производим в следующей последовательности.

а) Определяем расчетную нагрузку (коэффициенты перегрузки для постоянной нагрузки 1,1, для кратковременной — 1,2)

$$N = N_p n_1 + N_q n_2 = 30 \cdot 1,1 + 240 \cdot 1,2 = 321 \text{ тс};$$

б) Выбираем тип сечения колонны, вид базы и величину заглубления колонны: *I вариант* — двутавровое сварное сечение, база при фрезерованном торце колонны, величина заглубления — 20 см. (см. рис. 4.1, а; 4.2, а); *II вариант* — сечение сквозное, соединение ветвей планками и решетками; база с распределяющей конструкцией (без фрезерованного торца колонны); величина заглубления — 80 см (см. рис. 4.1, б; 4.2, б).

I вариант

в) Определяем расчетные длины колонны по формуле (4.8):

$$l_{0x} = \mu_x l_x = 0,8(10 - 1,8 + 0,2) = 6,72 \text{ м},$$

$$l_{0y} = \mu_y l_y = 1(10 - 0,45 + 0,2) = 9,75 \text{ м}.$$

Здесь принято закрепление нижнего конца колонны шарнирным, главная балка жестко (с некоторой податливостью) закрепляет верхний конец колонны, а второстепенная — шарнирно, поэтому коэффициенты приведения длины приняты: $\mu_x = 0,8$; $\mu_y = 1$.

г) Задаемся значением коэффициента $\varphi = 0,77$ ($\lambda = 70$) и определяем требуемую площадь:

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R} = \frac{321\,000}{0,77 \cdot 2100} = 198,3 \text{ см}^2.$$

д) Определяем требуемые радиусы инерции:

$$r_x = \frac{l_{0x}}{\lambda} = \frac{672}{70} = 9,6 \text{ см}; \quad r_y = \frac{l_{0y}}{\lambda} = \frac{975}{70} = 13,93 \text{ см}.$$

е) Определяем минимальные требуемые генеральные размеры сечения

$$h_{\text{тр}} = \frac{r_y}{\alpha_1} = \frac{13,93}{0,42} = 33,2 \text{ см}; \quad b_{\text{тр}} = \frac{r_x}{\alpha_2} = \frac{9,6}{0,24} = 40 \text{ см},$$

где α_1 и α_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 4 приложения I.

В двутавровом сечении по конструктивным соображениям $b \leq h$, поэтому принимаем $b = 40$ см, $h_{ст} = 43$ см (из условия сварки поясных швов трактором ТС — 17 м).

ж) Компонуем сечение колонны, стремясь выдержать отношения

$$\frac{b_n}{\delta_n} \leq 30 \sqrt{\frac{2,1}{R}} \text{ и } \frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} \leq 40 \sqrt{\frac{2,1}{R}} + 0,4\lambda \leq 75:$$

$$\delta = \frac{43}{40 + 0,4 \cdot 70} = 0,632 \text{ см. Принимаем } \delta_{ст} = \delta_{\min} = 8 \text{ мм,}$$

$$\text{тогда } F_{ст} = 43 \cdot 0,8 = 34,4 \text{ см}^2; F_n = \frac{F_{тр} - F_{ст}}{2} = \frac{198,3 - 34,4}{2} = 81,9 \text{ см}^2;$$

$$\delta_n = \frac{F_n}{b_n} = \frac{F_n}{30\delta_n}; \delta_n = \sqrt{\frac{F_n}{30}} = \sqrt{\frac{81,9}{30}} = 1,65 \text{ см.}$$

Принимаем $\delta_n = 20$ мм;

$$b_n = 400 \text{ мм; } \delta_{ст} = 8 \text{ мм; } h_{ст} = 430 \text{ мм; тогда}$$

$$F = 2 \cdot 2 \cdot 40 + 0,8 \cdot 43 = 194,4 \text{ см}^2.$$

з) Определяем минимальные геометрические характеристики принятого сечения:

$$I_x = 2 \frac{\delta_n b_n^3}{12} + \frac{h_{ст} \delta_{ст}^3}{12} = 2 \frac{2 \cdot 40^3}{12} + \frac{43 \cdot 0,8^3}{12} = 21\,350 + 1,84 \cong 21\,352 \text{ см}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}} = \sqrt{\frac{21\,352}{194,4}} = \sqrt{109,7} = 10,46 \text{ см.}$$

$$\text{и) Определяем максимальную гибкость } \lambda_x = \frac{l_{0x}}{r_x} = \frac{672}{10,46} = 64,3$$

и по табл. 1 приложения I определяем $\varphi_{\min} = \varphi_x = 0,798$.

к) Проверяем устойчивость колонны относительно оси $x-x$:

$$\sigma_x = \frac{N}{\varphi_x F} = \frac{3\,210\,000}{0,798 \cdot 194,4} = 2066 \text{ кгс/см}^2 < R = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Недонапряжение составляет $\frac{2100 - 2066}{2100} \cdot 100 = 1,62\%$, что допустимо.

Тимо.

Рассмотрим случай, когда $R_{ф} = 52$ кгс/см² (при $R_{б} = 44$ кгс/см² для бетона марки 100). Принимая плиту квадратной, определим ширину плиты

$$B_{пл} = \sqrt{\frac{N}{R}} = \sqrt{\frac{3\,210\,000}{52}} = 78,5 \text{ см.}$$

Принимаем $B_{пл} = 80$ см. При $\frac{b_k}{B_{пл}} = \frac{40}{80} = 0,5$ определяем требуемую толщину плиты, рассматривая трапециoidalный участок плиты как консоль, а затем, заменяя условно квадратные сечения плиты и стержня колонны равновеликими им по площади кругами и используя для них готовые решения, проверяем полученную толщину плиты.

Определяем расстояние от края контура колонны до центра тяжести консоли

$$c = 20 \frac{2 \cdot 80 + 47}{3(80 + 47)} = 20 \frac{207}{381} = 10,87 \text{ см.}$$

Площадь консоли $F_k = 20 \frac{80 + 47}{2} = 1270 \text{ см}^2$.

Изгибающий момент в заделке консоли

$$M = \frac{321\,000}{80 \cdot 80} \cdot 1270 \cdot 10,87 = 691\,500 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Требуемая толщина плиты

$$\delta_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot 691\,500}{47 \cdot 1700}} = 7,21 \text{ см.}$$

Принимаем толщину плиты $\delta_{пл} = 75$ мм.

Определяем радиусы кругов, равновеликих по площади плите и контуру стержня колонны:

$$a = \sqrt{\frac{80^2}{\pi}} = 45,2 \text{ см}; \quad b = \sqrt{\frac{40 \cdot 47}{\pi}} = 24,45 \text{ см.}$$

По отношению $\beta = \frac{b}{a} = \frac{24,45}{45,2} = 0,541$ по табл. 4.5 находим значения коэффициентов $k_r = 0,0278$ и $k_t = 0,0474$ и по формулам (4.14) вычисляем значения изгибающих моментов:

$$M_r = k_r N = 0,0278 \cdot 321\,000 = 8930 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$M_t = k_t N = 0,0474 \cdot 321\,000 = 15\,220 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Определяем нормальные и касательные напряжения по формулам (4.15), (4.16):

$$\sigma_r = \frac{6M_r}{\delta_{пл}^2} = \frac{6 \cdot 8930}{7,5^2} = 952 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_t = \frac{6M_t}{\delta_{пл}^2} = \frac{6 \cdot 15\,220}{7,5^2} = 1623 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\tau = \frac{N}{2\pi b \delta_{пл}} = \frac{321\,000}{2 \cdot 3,14 \cdot 24,45 \cdot 7,5} = 278,0 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверяем приведенное напряжение по формуле (4.17):

$$\begin{aligned} \sigma_{пр} &= \sqrt{952^2 + 1623^2} = \sqrt{952 \cdot 1623 + 3 \cdot 278,0^2} = \\ &= 10^2 \sqrt{90,5 + 263,5 - 154,4 + 23,2} = 1490 < 1700 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

Недонапряжение составляет $\frac{1700 - 1490}{1700} \cdot 100 = 12,36\%$, что допу-

стимо.

II вариант

в) Определяем расчетные длины колонны:

$$l_{0x} = \mu_x l_x = 0,7 (10 - 1,8 + 0,8) = 6,3 \text{ м};$$

$$l_{0y} = \mu_y l_y = 0,8 (10 - 0,45 + 0,8) = 8,28 \text{ м}.$$

Здесь принято закрепление нижнего конца колонны жестким (с некоторой податливостью), главная балка жестко (с некоторой податливостью) закрепляет верхний конец колонны, а второстепенная шарнирно, поэтому коэффициенты приведения длины приняты $\mu_x = 0,7$; $\mu_y = 0,8$.

г) Задаемся значением коэффициента $\varphi = 0,89$ ($\lambda = 45$) и определяем требуемую площадь ветви сквозной колонны

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{2\varphi R} = \frac{321\,000}{2 \cdot 0,89 \cdot 2100} = 85,8 \text{ см}^2.$$

д) Принимаем сечение колонны из двух двутавров № 45 ($F = 84,7 \text{ см}^2$; $I_x = 27696 \text{ см}^4$; $r_x = 18,1 \text{ см}$; $I_y = 808 \text{ см}^4$; $r_y = 3,09 \text{ см}$; $b_n = 16 \text{ см}$) по ГОСТ 8239—72 и проверяем его на устойчивость относительно оси $x-x$ (материальной), для которой

$$\lambda_x = \frac{630}{18,1} = 34,8 \text{ и } \varphi_x = 0,925;$$

$$\sigma_x = \frac{N}{\varphi_x 2F_B} = \frac{321\,000}{0,925 \cdot 2 \cdot 84,7} = 2047 < 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Недонапряжение составляет $\frac{2100 - 2047}{2100} \cdot 100 = 2,5\%$, что допу-

стимо.

е) Определяем расстояние между ветвями сквозной колонны, исходя из равноустойчивости колонны, т. е. $\lambda_x = \lambda_{\text{пр.у}}$.

Рассмотрим два варианта соединения ветвей планками и решетками.

Соединение ветвей планками

Принимаем $\lambda_B = 25,3$ (см. стр. 136), тогда

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{\text{пр.у}}^2 - \lambda_B^2} = \sqrt{34,8^2 - 25,3^2} = 23,85;$$

$$b = \frac{l_{0y}}{\alpha_2 \lambda_y} = \frac{828}{0,52 \cdot 23,85} = 66,7.$$

Принимаем $b = 70 \text{ см}$.

ж) Просвет между ветвями

$$b_1 = b - b_n = 70 - 16 = 54 \text{ см}.$$

з) Принимаем размеры планки

$$b_{\text{пл}} = b_1 + 8 = 54 + 8 = 62 \text{ см}; \quad d_{\text{пл}} = 40 \text{ см} \text{ (от } 0,5 \text{ до } 0,75 \text{ } b).$$

и) Определяем расстояние между планками

$$l_n = \lambda_B r_{\text{мин}} = 25,3 \cdot 3,09 = 78,18 \text{ см}. \text{ Принимаем } l_B = 78 \text{ см}.$$

к) Вычисляем расстояние по центрам планок

$$l = l_{\text{в}} + d_{\text{пл}} = 78 + 40 = 118 \text{ см.}$$

Для проверки прочности планок и прикрепляющих швов определяем перерезывающую силу и момент, действующие на одну планку (рис. 4.1) по формулам (4.6), (4.7):

$$T_{\text{пл}} = \frac{Q_{\text{пл}} l}{c} = \frac{Q_{\text{усл}} l}{2c} = \frac{20 \cdot 2 \cdot 84,7 \cdot 118}{2 \cdot 70} = 2860 \text{ кгс};$$

$$M_{\text{пл}} = \frac{Q_{\text{пл}} l^2}{2} = \frac{20 \cdot 2 \cdot 84,7 \cdot 118^2}{2 \cdot 2} = 99\,950 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Планки прикрепляют к ветвям колонны угловыми швами, прочность которых при $h_{\text{ш}} = \delta_{\text{пл}} = 8 \text{ мм}$ будет меньше прочности планки, поэтому достаточно проверить прочность сварных швов (в расчете учитываем только вертикальные участки шва).

Определяем площадь сечения и момент сопротивления сварного шва:

$$F_{\text{ш}} = \beta h_{\text{ш}} d_{\text{пл}} = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 40 = 22,4 \text{ см}^2;$$

$$W_{\text{ш}} = \frac{\beta h_{\text{ш}} d_{\text{пл}}^2}{6} = \frac{0,7 \cdot 0,8 \cdot 40^2}{6} = 149,3 \text{ см}^3.$$

Тогда напряжения в шве будут:

$$\sigma_{\text{ш}} = \frac{M_{\text{пл}}}{W_{\text{ш}}} = \frac{99\,950}{149,3} = 670 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\tau_{\text{ш}} = \frac{T_{\text{пл}}}{F_{\text{ш}}} = \frac{2860}{22,4} = 128 \text{ кгс/см}^2;$$

равнодействующее напряжение

$$\sigma_{\text{равн}} = \sqrt{\sigma_{\text{ш}}^2 + \tau_{\text{ш}}^2} = \sqrt{670^2 + 128^2} = 675,3 \text{ кгс/см}^2 < R_{\text{св}} = 1500 \text{ кгс/см}^2.$$

л) Определяем момент инерции относительно оси $y-y$

$$I_y = 2 \left(I_{0y} + F \frac{b^2}{2^2} \right) = 2 \left(808 + 84,7 \cdot \frac{70^2}{4} \right) = 209\,200 \text{ см}^4.$$

м) Вычисляем радиус инерции и гибкость стержня

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{F}} = \sqrt{\frac{209\,200}{169,4}} = \sqrt{1235,0} = 35,2 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{r_y} = \frac{828}{35,2} = 23,53.$$

н) Рассчитываем приведенную гибкость

$$\lambda_{\text{пр.}y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{\text{в}}^2} = \sqrt{23,53^2 + 25,3^2} = 34,6.$$

о) По табл. 1 приложения I определяем $\varphi_y = 0,925$.

п) Проверяем устойчивость колонны относительно свободной оси $y-y$

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_y F} = \frac{321\,000}{0,925 \cdot 169,4} = 2046 \text{ кгс/см}^2 < R = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Недонапряжение составляет $\frac{2100 - 2046}{2100} \cdot 100 = 2,57\%$, что допустимо.

Соединение ветвей решетками

е) Принимаем треугольную решетку из равнобоких уголков 45×4 ($F = 3,48 \text{ см}^2$; $r_x = 1,38 \text{ см}$; $r_y = 0,89 \text{ см}$) с углом наклона раскосов 35° . При этом расстояние между узлами решетки будет $l = 2b \operatorname{tg} 35^\circ = 2 \cdot 70 \cdot 0,7 = 98 \text{ см}$, а гибкость ветви

$$\lambda_{\text{в}} = \frac{98}{3,09} = 31,7 < \lambda_x = 36.$$

ж) Определяем усилие в раскосе

$$N_p = \frac{Q_{\text{усл}}}{2 \cdot \cos 35^\circ} = \frac{20 \cdot 2 \cdot 84,7}{2 \cdot 0,818} = 2071 \text{ кгс}.$$

з) Проверяем устойчивость раскоса

$$\lambda_{\text{макс}} = \frac{h}{\cos 35^\circ r_{y_0}} = \frac{70}{0,818 \cdot 0,89} = 96.$$

По табл. 1 приложения I $\varphi_{y_0} = 0,611$, тогда

$$\sigma_{y_0} = \frac{2071}{3,48 \cdot 0,611} = 974 \text{ кгс/см}^2 < R_m = 2100 \cdot 0,75 = 1575 \text{ кгс/см}^2.$$

и) Определяем необходимую длину швов для прикрепления раскосов, приняв $h_{\text{ш}} = 0,4 \text{ см}$; $m = 0,75$ и $\beta = 0,7$ (для ручной сварки);

$$l_{\text{ш}}^{\text{об}} = \frac{0,7 N_p}{0,7 h_{\text{ш}} m R_y^{\text{св}}} = \frac{0,7 \cdot 2071}{0,7 \cdot 0,4 \cdot 0,75 \cdot 1500} = 4,6 \text{ см};$$

$$l_{\text{ш}}^{\text{п}} = \frac{0,3 N_p}{0,7 h_{\text{ш}} m R_y^{\text{св}}} = \frac{0,3 \cdot 2071}{0,7 \cdot 0,4 \cdot 0,75 \cdot 1500} = 1,97 \text{ см}.$$

Принимаем длину швов:

$$l_{\text{ш}}^{\text{об}} = 4,6 + 1 = 5,6 \approx 6 \text{ см};$$

$$l_{\text{ш}}^{\text{п}} = 1,97 + 1 = 2,97 \text{ см}.$$

Минимальный шов равен 4 см.

к) Проверяем устойчивость колонны относительно свободной оси $y-y$, для которой $\lambda_y = 23,53$ и $k = 38^\circ$ (при $\alpha = 35^\circ$);

$$\lambda_{\text{пр.}y} = \sqrt{\lambda_y^2 + k \frac{F}{F_p}} = \sqrt{23,53^2 + 38 \frac{84,7}{3,48}} = \sqrt{553 + 925} = 38,4.$$

По табл. 1 приложения I $\varphi_y = 0,911$, тогда

$$\sigma_y = \frac{321\,000}{0,911 \cdot 2 \cdot 84,7} = 2080 < 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Принимаем фундамент из бетона марки 100, для которого $R_{\text{ф}} = 52 \text{ кгс/см}^2$. Требуемая площадь опорной плиты

$$F_{\text{пл}} = \frac{N}{R_{\text{ф}}} = \frac{321\,000}{52} = 6170 \text{ см}^2.$$

Ширину плиты принимаем равной $B_{пл} = 45 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 6,5 = 60$ см, тогда длина плиты будет

$$L_{пл} = \frac{F_{пл}}{B_{пл}} = \frac{6170}{60} = 102,8 \text{ см.}$$

Принимаем длину плиты равной $L_{пл} = 105$ см, тогда напряжения под плитой будут

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{B_{пл} L_{пл}} = \frac{321\,000}{60 \cdot 105} = 51 \text{ кгс/см}^2.$$

Принимаем конструкцию базы, показанную на рис. 4.2, б. Определяем изгибающие моменты для участков 2 и 3: на участке 3, опертом на четыре канта, $M_3 = \alpha_1 \sigma_{\phi} a^2 = 0,068 \cdot 35^2 = 4248$ кгс·см, где α_1 определяется по табл. 4.6 в зависимости от

$$\frac{b}{d} = \frac{45}{35} = 1,286 \text{ и равен } 0,068.$$

На участке 2, опертом на три канта,

$$M_2 = \beta \sigma_{\phi} a^2 = 0,121 \cdot 51 \cdot 15^2 = 1387 \text{ кгс} \cdot \text{см},$$

где β определяется по табл. 4.7 в зависимости от $\frac{b_1}{a} = \frac{18,5}{15} = 1,233$ и равен 0,121.

Определяем изгибающий момент для участка 1

$$M_1 = \frac{ql^2}{2} = \frac{51 \cdot 6,5^2}{2} = 1077 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

По максимальному моменту на участке 3 определяем требуемую толщину плиты

$$\delta_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot 4248}{1900}} = 3,67 \text{ см}.$$

Принимаем ее равной 38 мм.

Определяем высоту траверсы по величине сварных швов, прикрепляющих стержень колонны к траверсе, принимая количество швов равным 8, а высоту — 0,8 см:

$$l_{ш} = \frac{N}{8\beta h_{ш} R_{\gamma}^{св}} = \frac{321\,000}{8 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} = 47,8 \text{ см}.$$

Принимаем высоту траверсы 50 см, а толщину — 1,0 см. Производим проверку траверсы на прочность ($\sigma_{\phi} = 51$ кгс/см²): на консольном участке

$$M = \frac{15 \cdot 9,5^2 \cdot 51}{2} = 34\,500 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$W = \frac{\delta_{тр} h_{тр}^2}{6} = \frac{1 \cdot 50^2}{6} = 417 \text{ см}^3;$$

$$\sigma = \frac{34\,500}{417} = 83 \text{ кгс/см}^2 < R = 2100 \text{ кгс/см}^2;$$

на среднем участке

$$M = \frac{ql^2}{12} = \frac{30 \cdot 51 \cdot 54^2}{12} = 372\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$W = 417 \text{ см}^3; \quad \sigma = \frac{372\,000}{417} = 892 < R = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем прочность сварных швов, прикрепляющих консоли на участке 2 к стержню колонны (высота консолей и диафрагм принята равной высоте траверсы, т. е. 50 см):

$$M = \frac{15 \cdot 51 \cdot 17,5^2}{2} = 117\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см}; \quad Q = 15 \cdot 51 \cdot 17,5 = 13\,400 \text{ кгс};$$

$$W_{\text{ш}} = 2 \frac{\beta h_{\text{ш}} l_{\text{ш}}^2}{6} = 2 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,8 \cdot 49^2}{6} = 450 \text{ см}^3;$$

$$F_{\text{ш}} = 2\beta h_{\text{ш}} l_{\text{ш}} = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 49 = 54,9 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{ш}}} = \frac{117\,000}{450} = 260 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q}{F_{\text{ш}}} = \frac{13\,400}{54,9} = 244 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{равн}} = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} = \sqrt{260^2 + 244^2} = 360 \text{ кгс/см}^2 < R_{\text{у}}^{\text{св}} = 1500 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем прочность сварных швов, прикрепляющих диафрагму ($l_{\text{д}} = 45 \text{ см}$):

$$M = \frac{ql_{\text{д}}^2}{12} = \frac{35 \cdot 51 \cdot 45^2}{12} = 301\,200 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$Q = \frac{ql_{\text{д}}}{2} = 35 \cdot 51 \cdot 22,5 = 40\,150 \text{ кгс}.$$

$W_{\text{ш}}$ и $F_{\text{ш}}$ такие же, как в консоли: $W_{\text{ш}} = 450 \text{ см}^3$; $F_{\text{ш}} = 54,9 \text{ см}^2$;

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{ш}}} = \frac{301\,200}{450} = 670 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q}{F_{\text{ш}}} = \frac{40\,150}{54,9} = 730 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{равн}} = \sqrt{670^2 + 730^2} = 990 \text{ кгс/см}^2 < R_{\text{у}}^{\text{св}} = 1500 \text{ кгс/см}^2.$$

§ 17. ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

РАСЧЕТНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ

Внецентренно-сжатые или сжато-изогнутые стержни чаще всего входят в состав рамных конструкций. Поэтому расчетные силовые факторы (изгибающие моменты, перерезывающие и нормальные силы) определяются из расчета рам на различные виды нагрузок,

действующих на рамные конструкции. При этом эксцентриситет продольной силы в плоскости изгиба определяется по формуле

$$e = \frac{M}{N}. \quad (4.26)$$

Под осью колонны здесь понимается линия, соединяющая центры тяжести сечений, т. е. у ступенчатых колонн и ось ступенчатая.

В стальных конструкциях чаще всего применяются два типа колонн: колонны постоянного по высоте сечения и переменного поперечного сечения (ступенчатые). Выбор типа колонны, а также типа и высоты ее сечения обычно производится в процессе решения схемы сооружения в целом.

Внецентренно-сжатые и сжато-изогнутые колонны рассчитывают на прочность и устойчивость. Основные расчетные формулы приведены в главе 1.

Предварительный подбор сечения сплошных колонн производят по приближенным формулам, так как задаться значением φ^{BH} , близким к окончательному значению, трудно. Исходя из двучленной формулы для напряжений (формула Ясинского), имеем

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{бр}} + \frac{M_x}{W_x}. \quad (4.27)$$

Преобразуя ее с подстановкой $\sigma = R$ и средних значений $\varphi = 0,8$ и $\rho_x = 0,45 h$, получаем приближенную формулу для определения требуемой площади сечения сплошной колонны:

$$\begin{aligned} F_{тр} &= \frac{N}{R} \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{e_x F_{бр}}{W_x} \right) = \frac{N}{R} \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{e_x}{\rho_x} \right) \approx \\ &\approx \frac{N}{R} \left(1,25 + 2,2 \frac{e_x}{h} \right), \end{aligned} \quad (4.28)$$

где h — высота сечения колонны (обычно определяется при компоновке поперечной рамы и при подборе сечения является известной величиной); R — расчетное сопротивление стали; $\rho_x = \frac{W_x}{F_{бр}}$ — ядро-

вое расстояние сечения; $e_x = \frac{M_x}{N}$ — эксцентриситет продольной силы.

Предварительный подбор сечения сквозных колонн производят отдельно по ветвям, рассматривая сквозную колонну как ферму с параллельными поясами. В общем случае продольные усилия в ветвях колонны несимметричного сечения (рис. 4.3) определяют по формулам:

$$N_{в1} = N_1 \frac{y_2^2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0}; \quad (4.29)$$

$$N_{в2} = N_2 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0}. \quad (4.30)$$

Здесь N_1, M_1 — расчетная нормальная сила и изгибающий момент для первой ветви; N_2, M_2 — то же для второй; y_1, y_2 — расстояние от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести соответствующих ветвей; $h_0 = y_1 + y_2$ — расстояние между центрами тяжести ветвей колонны;

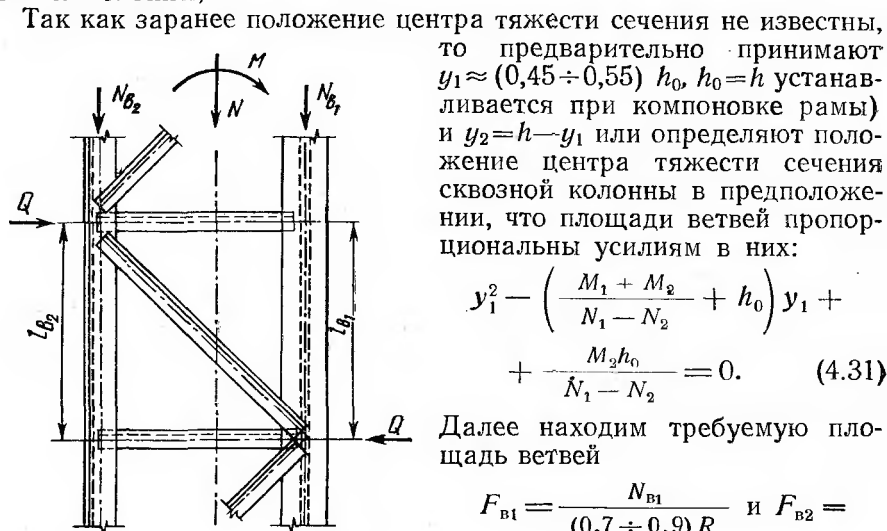


Рис. 4.3. К расчету сквозной внецентренно сжатой колонны.

Так как заранее положение центра тяжести сечения не известны, то предварительно принимают $y_1 \approx (0,45 \div 0,55) h_0$, $h_0 = h$ устанавливается при компоновке рамы) и $y_2 = h - y_1$ или определяют положение центра тяжести сечения сквозной колонны в предположении, что площади ветвей пропорциональны усилиям в них:

$$y_1^2 - \left(\frac{M_1 + M_2}{N_1 - N_2} + h_0 \right) y_1 + \frac{M_2 h_0}{N_1 - N_2} = 0. \quad (4.31)$$

Далее находим требуемую площадь ветвей

$$F_{B1} = \frac{N_{B1}}{(0,7 \div 0,9) R} \quad \text{и} \quad F_{B2} = \frac{N_{B2}}{(0,7 \div 0,9) R}. \quad (4.32)$$

Расчет соединительных элементов (решетка или планка) сквозных внецентренно-сжатых стержней производят на поперечную силу, равную большей из величин: фактической поперечной или условной поперечной силе $Q_{\text{усл}}$, определяемой по формулам табл. 4.3.

В случае, когда фактическая поперечная сила больше условной, соединение ветвей сквозных внецентренно-сжатых колонн с помощью планок не рекомендуется.

При проверке устойчивости колонны в целом или отдельных ее участков необходимо определять гибкость колонны, которая вычисляется по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{\mu l}{r}, \quad (4.33)$$

где l_0 — расчетная длина стержня; l — геометрическая длина стержня; μ — коэффициент приведения длины; r — радиус инерции сечения.

Расчетная длина, определяемая коэффициентом приведения длины, лежит в основе расчета стержней на устойчивость и может рас-

считаться как длина эквивалентного шарнирно опертого стержня.

Для колонн постоянного сечения с четко выраженными условиями закреплений концов, коэффициент μ принимается по табл. 4.4.

Расчетные длины колонн, являющихся стойками поперечных рам зданий, определяются решением уравнений устойчивости, которые в общем виде решения не имеют, но их численные решения могут быть выражены через параметры рамы и представлены в виде таблиц.

При определении закреплений концов колонны, входящей в состав поперечной рамы здания, при определении расчетных длин колонны в целом или ее участков делается ряд упрощающих предположений:

1) однопролетная рама рассматривается под одновременным воздействием критической нагрузки на обе стойки, что позволяет не учитывать влияния жесткости и степени загрузки соседней колонны и рассматривать колонну как отдельный стержень либо защемленный внизу и свободно смещающийся вверху, либо шарнирно опертый внизу и упруго защемленный вверху или свободно смещающийся, но закрепленный от поворота;

2) в многопролетных рамах (с числом пролетов два и более) при наличии жесткой кровли или системы продольных связей, связывающих верхушки колонн, предполагается невозможность одновременного достижения на всех колоннах критических нагрузок, в соответствии с чем верхняя опора стойки рамы считается несмещающейся (при шарнирном или жестком соединении колонны с ригелем).

Для колонн постоянного сечения по длине, упруго защемленных с ригелем рамы, при различных закреплениях в фундаменте коэффициент μ принимается по табл. 4.8 в зависимости от соотношения погонных жесткостей ригеля и колонны

$$k = \frac{i_p}{i_k}, \quad (4.34)$$

где

$$i_p = \frac{I_p}{L}; \quad i_k = \frac{I_k}{l};$$

I_p — момент инерции ригеля по середине пролета (для сквозного ригеля см. формулу 4.49); L — пролет ригеля; I_k — момент инерции колонны; l — высота колонны до ригеля.

При шарнирном креплении ригеля к колонне коэффициент принимается равным нулю.

Для одноступенчатых колонн одноэтажных рам промышленных зданий, жестко закрепленных в фундаментах при помощи анкерных болтов, значения коэффициента приведения длины определяют отдельно: для нижнего (μ_1) и для верхнего (μ_2) участков колонны. Значения коэффициентов расчетной длины для нижнего участка одноступенчатой колонны принимаются в зависимости от отноше-

Таблица 4.8. Коэффициенты μ для колонн одноэтажных рам постоянного сечения с упругим защемлением верхнего конца (при определении расчетной длины в плоскости рамы)

Закрепление нижнего конца колонны в фундаменте	Коэффициенты μ при i_p/i_k							
	0	0,2	0,3	0,5	1	2	3	≥ 10
Жесткое	2	1,5	1,4	1,28	1,16	1,08	1,06	1
Шарнирное	—	3,42	3,0	2,63	2,33	2,17	2,11	2

Обозначения, принятые в табл. 4.8:

i_p — сумма погонных жесткостей ригелей, примыкающих к проверяемой колонне;
 i_k — погонная жесткость колонн.

Примечание. При шарнирном креплении ригеля к колонне принимается $i_p/i_k=0$.

ния погонных жесткостей участков $k_1 = \frac{i_2}{i_1} = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2}$ (4.35) и величины

$c_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 m}}$ (4.36) при верхнем конце, закрепленном от поворота

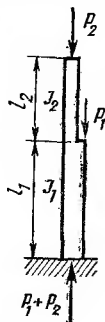
и при возможности свободного его смещения по табл. 2 приложения IV (однопролетная рама).

Здесь (рис. 4.4) I_1, I_2 и l_1, l_2 — моменты инерции сечений и длины соответственно нижнего и верхнего участков колонны;

$$m = \frac{P_1 + P_2}{P_2} \quad (4.37)$$

При неподвижном верхнем конце (многопролетная рама), шарнирно опертом или закрепленном от поворота, значения коэффициента для нижнего участка колонны определяются по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (m-1)}{m}}, \quad (4.38)$$



где μ_{12} — коэффициент расчетной длины нижнего участка при $P_1=0$; μ_{11} — коэффициент расчетной длины нижнего участка при $P_2=0$.

Значения коэффициентов μ_{12} и μ_{11} принимаются при шарнирно опертом верхнем конце табл. 1 приложения

Рис. 4.4. Схема одноступенчатой колонны (к определению μ).

IV, при неподвижном верхнем конце, закрепленном от поворота — по табл. 3 приложения IV.

Коэффициенты расчетной длины для верхнего участка колонн во всех случаях определяются по формуле

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{c_1} \leq 3. \quad (4.39)$$

Кроме общей устойчивости колонны или ее ветвей, требуется

обеспечение местной устойчивости отдельных элементов сечения: полок и стенок.

Для обеспечения местной устойчивости полок колонн, как и в центрально сжатых колоннах, необходимо чтобы $\frac{b_{п}}{\delta_{п}} \approx 30 \sqrt{\frac{2100}{R}}$ или чтобы более точно (при окончательной проверке сечения) было определено это отношение по табл. 4.1 в зависимости от гибкости колонны и класса стали.

Для обеспечения местной устойчивости стенки необходимо выполнение условия $\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} \leq (60 \div 120)$. При этом меньшие отношения при-

нимают при больших продольных силах и малых изгибающих моментах, большие — в обратных случаях. Стенку толщиной меньше 8 мм делать не рекомендуется. После подбора сечения колонны производится окончательная проверка местной устойчивости стенки, так как она зависит от фактических напряжений на краях стенки:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{I} y_c; \quad \sigma' = \frac{N}{F} - \frac{M}{I} y_p \quad \text{и} \quad \tau = \frac{Q}{h_{ст} \delta_{ст}}, \quad (4.40)$$

где σ — наибольшее сжимающее усилие в крайнем волокне стенки, определенное без учета коэффициента $\varphi^{вп}$; σ' — соответствующее напряжение на противоположном краю стенки; y_c, y_p — расстояние от центра тяжести сечения колонны соответственно до сжатого и разгружаемого моментом края стенки; τ — среднее касательное напряжение в стенке.

При $\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma} \leq 0,5$ наибольшее отношение $\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}}$ принимаем как для центрально сжатых стержней (формула (4.1)).

При $\alpha \geq 1$ наибольшее отношение высоты стенки к ее толщине определяется по формуле

$$\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} = 100 \sqrt{\frac{2k_3}{\sigma [2 - \alpha + \sqrt{(2 - \alpha)^2 + 4(\alpha - 1 + \beta^2)}]}} \quad (4.41)$$

где $\beta = 0,7\tau \frac{k_3}{\sigma}$ (σ и τ в тс/см²); k_3 — коэффициент, принимаемый в зависимости от α по табл. 4.9.

Т а б л и ц а 4.9. Значения коэффициента k_3 для стенок двутавров

α	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
k_3	2,22	2,67	3,26	4,20	5,25	6,30

При $0,5 < \alpha < 1$ наибольшее значение отношения $h_{ст} / \delta_{ст}$ определяют по линейной интерполяции между значениями, вычисленными при $\alpha = 0,5$ и $\alpha = 1$.

Если стенка окажется неустойчивой, то толщину ее можно увеличить или укрепить продольными ребрами с обеих сторон ($I_p \geq \geq 6\delta_{ст}^3 h_{ст}$). Во втором случае наиболее напряженную часть стенки между поясом и ребром рассматривают как самостоятельную пластинку, а ее устойчивость проверяют как указано выше. Продольные ребра могут быть включены в расчетную площадь сечения стержня колонны.

Обеспечение устойчивости как в первом, так и во втором случае мало рационально: в первом случае увеличивается расход материала, а во втором — трудоемкость изготовления, поэтому обычно неустойчивую часть стенки считают выключившейся из работы и в расчетное сечение стержня вводят только полки и примыкающие к ним участки стенки шириной, на которой обеспечена устойчивость стенки как консоли (для стали класса С38/23 $15 = \delta_{ст}$). Такие сечения (рис. 4.5) рассчитывают, как и сплошные, только геометрические характеристики определяют для расчетной (на рис. 4.5 — заштрихованной) части сечения.

При отношении $\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} \geq \frac{100}{\sqrt{R}}$ (R в $тс/см^2$) стенки колонн необходи-

мо укреплять парными ребрами жесткости, которые ставятся на расстояниях не более $3 h_{ст}$ одно от другого (но не менее двух ребер на одном элементе), обеспечивают неизменяемость контура сечения колонны и увеличивают жесткость колонны при кручении. Ширина выступающей части поперечного ребра должна быть

$$15\delta'_p \geq b'_p \geq \frac{h_{ст}}{30} + 40 \text{ мм.} \quad (4.42)$$

В сквозных колоннах для увеличения сопротивления скручиванию ветви колонны соединяют жесткими поперечными диафрагмами, расположенными примерно через 3—4 м по высоте колонны.

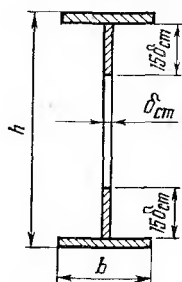


Рис. 4.5. Сечение колонны с неучитываемой расчетом стенкой.

Порядок подбора сечения внецентренно-сжатых колонн сплошного и сквозного сечений будет рассмотрен в примерах расчета.

Во внецентренно-сжатых колоннах применяются базы сплошные и отдельные. Первые применяются для колонн сплошного сечения и легких, вторые — для мощных сквозных колонн.

База внецентренно-сжатой колонны со сплошной опорной плитой развивается в плоскости действия изгибающего момента. В зависимости от типа сечения и мощности колонны применяются базы с одностенчатой и двухстенчатой траверсами. Двухстенчатая траверса может выполняться общей (для двух ветвей) и отдельной (для каждой ветви). Для баз внецентренно-сжатых колонн сплошного типа характерно неравномерное распределение давления на фундамент (рис. 4.6). Наибольшее и наименьшее напряжения в бетоне фундамента по грани плиты определяют по формулам:

$$\sigma_{б.макс} = \frac{N}{F_{пл}} + \frac{M}{W_{пл}} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2}; \quad (4.43)$$

$$\sigma_{б.мин} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2}, \quad (4.44)$$

где B и L — ширина и длина плиты.

Растягивающие усилия, которые возникают при большом значении изгибающего момента, передаются на анкерные болты.

Размеры опорной плиты определяются следующим образом:

ширину плиты, как и в центрально-сжатых колоннах, принимают исходя из конструктивных соображений, после чего требуемую длину определяют по формуле

$$L = \frac{N}{2BR_{см}^б} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_{см}^б}\right)^2 + \frac{6M}{BR_{см}^б}}, \quad (4.45)$$

полученной из (4.43) при условии, что $\sigma_{б.макс} = R_{см}^б$. Расчет производится на комбинацию усилий, дающую наибольшее сжатие бетона у края плиты.

Установив окончательные размеры плиты, намечают конструкцию базы с учетом необходимого подкрепления опорной плиты траверсами, ребрами, диафрагмами, и создания упоров для анкерных болтов и вычисляют фактические напряжения под плитой $\sigma_{б.макс}$ и $\sigma_{б.мин}$ по формулам (4.43) и (4.44).

Так как давление под плитой распределяется неравномерно, то при определении моментов (как и в базах центрально-сжатых колонн) на различных ее участках величина σ_b (несколько в запас) принимается равной наибольшему значению в пределах каждого участка. Дальнейший расчет элементов базы производится как в базах центрально-сжатых колонн (см. стр. 139).

Базы сквозных колонн в большинстве случаев являются раздельными и состоят, по существу, из двух баз для центрально-сжатых колонн. Для безвыверочного монта-

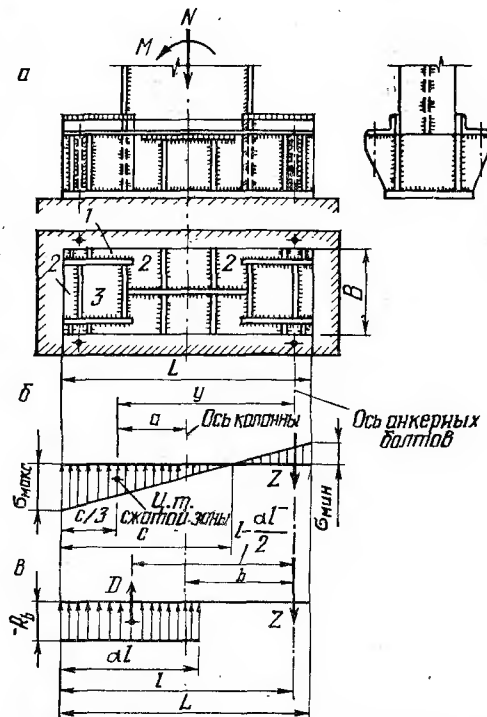


Рис. 4.6. К расчету баз внецентренно сжатых сплошных колонн:

a — конструкция базы (l — консольный участок; 2 — участок, опертый на три канта; 3 — то же на четыре канта); b — расчетная схема по упругой стадии работы бетона; v — то же, с учетом развития пластических деформаций.

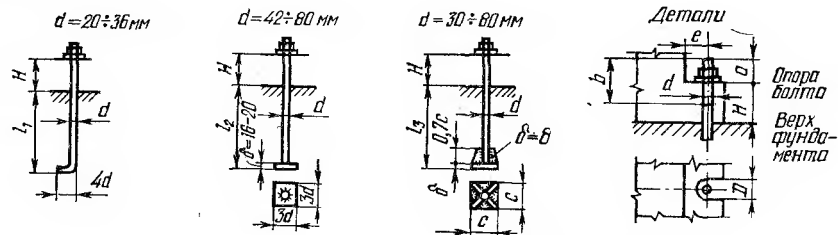
жа применяется база с фрезерованной поверхностью опорной плиты и ветвей стержня колонны. Расчет и конструирование таких баз производится аналогично базам центрально-сжатых колонн (см. стр. 138—139).

При расчете анкерных болтов необходимо принимать комбинацию нагрузок, дающую наибольший момент при относительно небольшой продольной силе. Поскольку же продольная сила разгружает анкерные болты, значение ее вычисляется при коэффициенте перегрузки $n=0,9$.

Требуемую площадь анкерных болтов вычисляют по условиям, которые определяют исходя из работы бетона в упругой стадии по формуле

$$Z = \frac{M - Na}{y}, \quad (4.46)$$

Таблица 4.10. Нормальные размеры анкерных болтов из стали класса С38/23 ВГЗкп2 (бетон фундамента марки 100—150)



Характеристика болта			Расчетное усилие в тс; $R=1400$ кгс/см ²	Длина заделки			Размер деталей, мм				
Диаметр, мм		Площадь нетто, см ²		Нормальная, мм			Длина головки	Длина нарезки	Минимальное приближение к траверсе	Отверстие или проушина для болта	Размер опорных шайб (мм × мм)
наружный	внутренний			при $d=20 \pm 36$	при $d=42 \pm 60$	минимальная при $d=30 \pm 80$					
d	d_0	F_0	$[N_p^a]$	l_1	l_2	l_3	a	b	e	D	$c \times \delta$
20	16,93	2,25	3,15	700	—	—	35	60	30	30	—
22	18,93	2,81	3,94	800	—	—	40	65	30	35	—
24	20,32	3,24	4,53	850	—	—	45	70	30	35	—
27	23,32	4,27	5,97	1000	—	—	50	75	35	40	—
30	25,71	5,19	7,25	1050	—	500	55	80	40	50	140×20
36	31,09	7,58	10,6	1300	—	600	65	90	45	60	200×20
42	36,48	10,45	14,6	—	1500	700	70	100	50	70	200×20
48	41,86	13,75	19,2	—	1700	800	80	100	60	80	240×25
56	49,25	19,02	26,6	—	2000	1000	100	120	70	90	240×25
64	56,64	25,2	35,2	—	2300	1100	110	130	80	100	280×30
72	64,64	32,8	45,9	—	2600	1300	120	145	90	110	280×30
80	72,64	41,4	58	—	2800	1400	140	155	100	120	350×40

а также работы бетона при учете развития пластических деформаций в бетоне (более экономичное решение) по формуле

$$Z = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mb}{R_6 l^2 B}}\right) l B R_6 - N, \quad (4.47)$$

где a , b , l и y — геометрические размеры, принимаемые по рис. 4.6. b ; R_6 — расчетное сопротивление бетона при изгибе;

$$F_{нт}^a = \frac{Z}{n R_p^a}, \quad (4.48)$$

где R_p^a — расчетное сопротивление анкерных болтов растяжению, принимаемое для болтов из стали 3 равным 1400 кгс/см^2 ; n — количество анкерных болтов с одной стороны базы.

По усилию или требуемой площади нетто в табл. 4.10, где приведен сортамент анкерных болтов, определяют диаметр болтов, длину заделки их в фундамент, размеры деталей болта и установочные размеры.

В отдельных базах внецентренно-сжатых сквозных колонн усилие в анкерных болтах будет равно максимальному растягивающему усилию в ветви колонны.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ СИЛОВЫХ ФАКТОРОВ

Как уже отмечалось в п. 1 настоящего параграфа, силовые факторы (изгибающие моменты, перерезывающие силы и нормальные силы) определяются из расчета рам. Для примера рассмотрим рас-

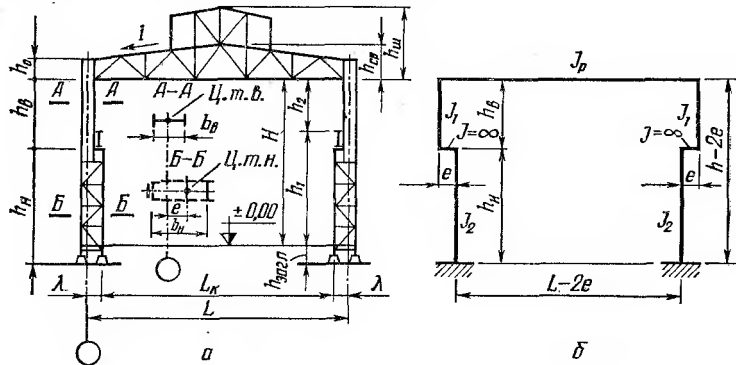


Рис. 4.7. Схемы однопролетной рамы: а — конструктивная; б — расчетная.

чет однопролетной рамы промышленного здания со сквозным ригелем (рис. 4.7). Предварительно необходимо определить жесткости элементов рамы.

Для упрощения расчета рамы заменяем сквозной ригель эквивалентным по жесткости сплошным ригелем. Момент инерции такого ригеля можно определить по формуле

$$I_p = (F_{в.п} z_b^2 + F_{н.п} z_n^2) \mu, \quad (4.49)$$

где $F_{в.п}$ и $F_{н.п}$ — площади сечения брутто верхнего и нижнего поясов ригеля посередине пролета; z_b и z_n — расстояния от центра тяжести поясов до нейтральной оси ригеля в сечении его посередине пролета; μ — коэффициент, учитывающий наклон верхнего пояса и деформативность решетки сквозного ригеля, принимаемый при уклоне верхнего пояса $1/8$ равным $0,7$, при $1/10$ — $0,8$ и при 0 — $0,9$, или по формуле КТИС [5], если площади поясов неизвестны:

$$I_p = \frac{M_{\max} h_{cp}}{2R} 1,15\mu, \quad (4.50)$$

где M_{\max} — изгибающий момент посередине ригеля, как в простой балке от расчетной нагрузки на нем; h_{cp} — высота ригеля посередине пролета; R — расчетное сопротивление материала; $1,15$ — коэффициент, введенный Н. С. Примаком, учитывающий отношение усредненной площади сечения поясов к площади нижнего пояса.

Для определения момента инерции нижней части ступенчатых колонн Н. С. Примак предлагает формулу [3]

$$I_2 = \frac{(N_A + 2D_{\max}) b_n^2}{k_2 R}, \quad (4.51)$$

где N_A — нормальная сила в основной свободно стоящей колонне от суммарной постоянной нагрузки и снега; b_n — ширина нижнего сечения колонны; k_2 — коэффициент, зависящий от шага колонн и высоты рамы: при шаге рам 10 — 13 и высоте их 10 — 16 м $k_2 = 3,2$; для рам с шагом $6,0$ k_2 изменяется от $2,2$ до $2,8$ (меньшие значения относятся к более высоким цехам с легким крановым оборудованием и легкой кровлей).

Момент инерции верхней части колонны приближенно можно определить по формуле

$$I_1 \cong \frac{I_2}{k_1} \left(\frac{b_n}{b_v} \right)^2, \quad (4.52)$$

где k_1 — коэффициент, учитывающий фактическое неравенство площадей поперечных сечений верхнего и нижнего участков колонн, колеблется в пределах $1,2$ — $1,6$ (меньшие значения соответствуют цехам с легкой крановой нагрузкой); b_v — ширина верхнего сечения колонны.

На раму промышленного здания действуют следующие основные нагрузки: нагрузка от собственного веса конструкций шатра здания; снеговая нагрузка; вертикальные крановые нагрузки; горизонтальная крановая нагрузка (от торможения тележки крана); ветровая нагрузка.

Первые два вида нагрузки действуют на ригель, остальные — на колонны.

На отдельные виды нагрузок раму рассчитывают практическими методами с использованием вспомогательных таблиц, формул, гра-

фиков либо известными способами строительной механики (метод сил, перемещений, распределения моментов и т. д.).

Для расчета однопролетной рамы с одноступенчатыми колоннами можно рекомендовать метод сил с введением жестких консолей. Длина жестких консолей подбирается таким образом, чтобы все побочные коэффициенты канонических уравнений метода сил равнялись нулю.

Для принятой расчетной схемы (рис. 4.8) длина жестких консолей определяется из условия $\delta_{13}=0$ и равна

$$a = \frac{\frac{l_1^2}{2I_1} + \frac{l_1 l_2}{I_2} + \frac{l_2^2}{2I_2}}{\frac{L}{2I_p} + \frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2}}. \quad (4.53)$$

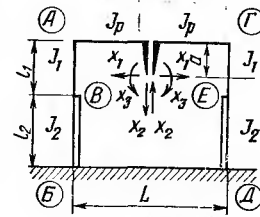


Рис. 4.8. Основная система однопролетной рамы.

При вычислении главных и грузовых коэффициентов канонических уравнений метода сил для упрощения расчета учитываются только изгибающие моменты. Значения коэффициентов вычисляются по методу Верещагина.

В этом случае мы будем иметь три уравнения, но в каждом уравнении одно неизвестное:

$$\delta_{11}x_1 + \Delta_{1p} = 0; \quad \delta_{22}x_2 + \Delta_{2p} = 0; \quad \delta_{33}x_3 + \Delta_{3p} = 0. \quad (4.54)$$

Результаты вычислений главных коэффициентов канонических уравнений метода сил в общем виде приведены в табл. 4.11.

Результаты вычислений грузовых коэффициентов уравнений метода сил от единичных сил, соответствующих различным видам нагрузок поперечной рамы цеха, приведены там же.

Конечные величины изгибающих моментов для различных сечений колонн вычисляем по формулам:

$$M_A = M_p + \Sigma x_1 a + \Sigma x_2 \frac{L}{2} - \Sigma x_3; \quad (4.55)$$

$$M_B = M_p - \Sigma x_1 (h - a) + \Sigma x_2 \frac{L}{2} - \Sigma x_3; \quad (4.56)$$

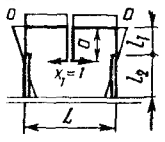
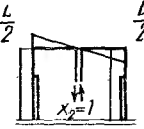
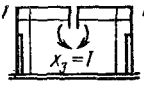
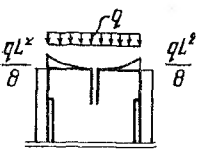
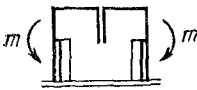

$$M_{BB} = M_B + \Sigma x_1 l_2 + \frac{q_{гор} l_2^2}{2} - \Sigma R_{гор} l_2; \quad (4.57)$$

$$M_{BA} = M_{BB} + m; \quad (4.58)$$

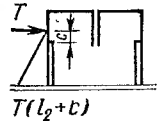
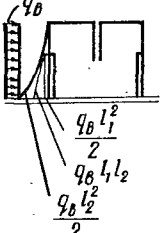
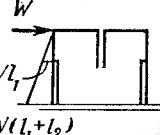
$$M_A^{контр} = M_{BA} + \Sigma x_1 l_1 + \frac{q_{гор} l_1^2}{2} - \Sigma R_{гор} l_1 + T (l_1 - c), \quad (4.59)$$

где M_p — суммарный изгибающий момент от внешних нагрузок в основной системе; $R_{гор}$ — суммарная горизонтальная опорная реакция от внешних нагрузок в основной системе; $q_{гор}$ — горизонтальная равномерно распределенная нагрузка, действующая на колонну.

Таблица 4.11

Расчетная схема и вид эпюры	Коэффициенты канонических уравнений метода сил
	$\delta_{11} = 2 \left(\frac{La^2}{2I_p} + \frac{l_1^3}{3I_1} - \frac{l_1^2 a}{I_1} + \frac{l_1 a^2}{I_1} + \frac{l_1^2 l_2}{I_2} - \frac{2l_1 l_2 a}{I_2} + \frac{l_2 a^2}{I_2} + \frac{l_1 l_2^2}{I_2} - \frac{a l_2^2}{I_2} + \frac{l_2^3}{3I_2} \right)$
	$\delta_{22} = \frac{L^3}{12I_p} + \frac{L^2 l_1}{2I_1} + \frac{L^2 l_2}{2I_2}$
	$\delta_{33} = \frac{L}{I_p} + \frac{2l_1}{I_1} + \frac{2l_2}{I_2}$
	$\Delta_{1p} = \frac{qL^2}{8} \left[\frac{La}{3I_p} + \frac{l_1(2a - l_1)}{I_1} + \frac{l_2(2a - 2l_1 - l_2)}{I_2} \right]$ $\Delta_{2p} = 0$ $\Delta_{3p} = -\frac{qL^2}{8} \left[\frac{L}{3I_p} + \frac{2l_1}{I_1} + \frac{2l_2}{I_2} \right]$
	$\Delta_{1p} = \frac{l_2 m}{I_2} (l_2 - 2a + 2l_1)$ $\Delta_{2p} = 0$ $\Delta_{3p} = \frac{2ml_2}{I_2}$
	$\Delta_{1p} = \frac{l_2 m}{I_2} \left(\frac{l_2}{2} - a + l_1 \right)$ $\Delta_{2p} = -\frac{ml_2 L}{2I_2}$ $\Delta_{3p} = \frac{ml_2}{I_2}$

Продолжение табл. 4.11

Расчетная схема и вид эпюры	Коэффициенты канонических уравнений метода сил
	$\Delta_{1p} = \left[\frac{c^2}{2I_1} \left(a - l_1 + \frac{c}{3} \right) + \frac{l_2^2}{2I_2} (a - l_1 - c) + \frac{l_2}{I_2} \left(ac - l_1 c - \frac{l_2}{3} \right) \right] T$ $\Delta_{2p} = \frac{LT}{2} \left(\frac{c^2}{2I_1} + \frac{cl_2}{I_2} + \frac{l_2^2}{2I_2} \right)$ $\Delta_{3p} = - \left(\frac{c^2}{2I_1} + \frac{cl_2}{I_2} + \frac{l_2^2}{2I_2} \right) T$
	$\Delta_{1p} = \frac{q_B l_1^3}{2I_1} \left(\frac{a}{3} - \frac{l_1}{4} \right) + \frac{q_B l_1^2}{2I_2} \left(l_2 a - l_1 l_2 - \frac{3}{2} l_2^2 \right) + \frac{q_B l_2^2}{2I_2} \left(l_1 a - l_1 l_2 + \frac{l_2 a}{3} - \frac{l_2^2}{4} \right)$ $\Delta_{2p} = \frac{q_B l_1^3 L}{12I_1} + \frac{q_B L l_2}{4I_2} \left(l_1^2 + l_1 l_2 + \frac{l_2^2}{3} \right)$ $\Delta_{3p} = - \frac{q_B l_1^3}{6I_1} - \frac{q_B l_2}{2I_2} \left(l_1^2 + l_1 l_2 + \frac{l_2^2}{3} \right)$
	$\Delta_{1p} = W \left[\frac{l_1^2 (3a - 2l_1)}{6I_1} + \frac{l_1 l_2 (a - l_1 - l_2)}{I_2} + \frac{l_2^2 (3a - 2l_2)}{6I_2} \right]$ $\Delta_{2p} = W \left[\frac{L}{2} \left(\frac{l_1^2}{2I_1} + \frac{2l_1 l_2 + l_2^2}{2I_2} \right) \right]$ $\Delta_{3p} = - W \left(\frac{l_1^2}{2I_1} + \frac{2l_1 l_2 + l_2^2}{2I_2} \right)$

Выбор расчетной комбинации нагрузок для того или иного сечения колонны или ригеля производят обычно в табличной форме. По полученным эпюрам M , Q и N , соответствующим различным случаям загрузки поперечной рамы цеха, составляют таблицу расчетных усилий для всех характерных сечений. Форма таблиц и их заполнение будут рассмотрены в примере расчета поперечной рамы.

При выборе расчетных комбинаций нагрузок нужно иметь ввиду следующее.

1. При определении расчетных усилий в сечениях рамы постоянная нагрузка учитывается во всех комбинациях загружений. Положение поперечного торможения кранов считают возможным к любой из колонн и в любую сторону: влево или вправо, причем при учете торможения всегда учитывают также и вертикальное давление кранов D_{\max} или D_{\min} в зависимости от того, при каком из них (в сочетании с торможением) получается наибольшее значение искомого расчетного усилия. Вертикальное же давление кранов считается возможным и без торможения.

2. Для определения расчетных усилий при основных сочетаниях нагрузок величина M_{\max} определяется так: к изгибающему моменту от постоянной нагрузки (со своим знаком) прибавляются наибольшие положительные изгибающие моменты от одной кратковременной нагрузки, а величина M_{\min} так: к изгибающему моменту от постоянной нагрузки (со своим знаком) прибавляются наибольшие отрицательные изгибающие моменты от одной кратковременной нагрузки. При этом нужно иметь в виду следующее:

а) вертикальные и горизонтальные нагрузки от одного или двух мостовых кранов (на одном или разных путях) следует рассматривать как одну кратковременную нагрузку;

б) совместное действие снеговой нагрузки с одним или двумя мостовыми кранами, исключая случай двух кранов легкого и среднего режимов работы, следует учитывать в основном сочетании нагрузок.

3. При определении расчетных усилий от основных сочетаний нагрузок (с несколькими кратковременными нагрузками) величины M_{\max} и M_{\min} определяются так: к изгибающему моменту от постоянных нагрузок (со своим знаком) прибавляются изгибающие моменты от всех возможных кратковременных нагрузок со знаком плюс (+) и минус (—) соответственно, умноженные на коэффициент сочетаний, равный 0,9.

4. В практических расчетах влиянием нормальных сил в колоннах при загрузении рамы горизонтальными нагрузками или моментами можно пренебрегать ввиду малой их величины, т. е. определять нормальные силы как в свободно стоящей колонне без учета рамности системы.

Чтобы приступить к подбору сечений колонн, необходимо выбрать наименее выгодные комбинации расчетных усилий для каждого участка колонны в каждой ветви.

Для участка колонны симметричного сечения такой наименее выгодной комбинацией расчетных усилий будет комбинация, в которую входит максимальный по абсолютной величине изгибающий момент.

Для участка колонны несимметричного сечения наименее выгодных комбинаций будет две (по одной для каждой ветви). Выбор расчетных комбинаций усилий в этом случае основан на разложении расчетных значений M и N по ветвям колонны путем деления нормальной силы пополам, а момента — на расстояние между осями ветвей, которое может быть принято равным ширине колонны в рассматриваемом сечении. В сквозных колоннах такое разложение

сил целиком справедливо, поскольку соединительная решетка слабо участвует в передаче вертикальных усилий. Однако оно вполне допустимо и в сплошных колоннах, ибо в расчетное сечение ветвей их при отношении $\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} > 70$ включаются лишь крайние участки стенки шириной по 15 ее толщин с каждой стороны, что лишь незначительно уменьшает расстояние между центрами тяжести ветвей. По наибольшему усилию в ветви определяют наименее выгодную комбинацию загрузки для данной ветви, которая и является расчетной.

При действии нагрузок, приложенных к одной или нескольким поперечным рамам, необходимо учитывать пространственную работу каркаса здания.

Учет пространственной работы каркаса по методике А. В. Гениева и Е. И. Беленя [4] сводится к определению упругого отпора: продольных связей по нижним поясам ригелей (кровля не образует жесткой конструкции) или жесткого диска кровли, препятствующего смещению плоской рамы, на которую действуют сосредоточенные силы.

Рассмотрим *первый случай*. Внешние силы, действующие на плоскую свободную раму, можно заменить одной эквивалентной силой, приложенной в уровне раскрепления ее связями и вызывающей такое же перемещение рамы Δ , как и внешние силы, т. е.

$$P_9 = \frac{\Delta}{\delta}, \quad (4.60)$$

где δ — перемещение рамы от единичной силы, приложенной в плоскости связей.

Упругий отпор связей, рассматриваемых как неразрезная балка на упругих опорах, прямо пропорционален эквивалентной силе и зависит от геометрических характеристик системы:

$$R_{от} = \alpha P_9, \quad (4.61)$$

где α — коэффициент упругого отпора связей (рассматривается блок из 5 рам), который определяется по графику (рис. 4.9, б) в зависимости от коэффициента

$$c = \frac{B^3}{h^3} \cdot \frac{\Sigma(I_2 d)}{\Sigma I_{г.ф}}. \quad (4.62)$$

Здесь $\Sigma(I_2 d)$ — сумма приведенных моментов инерции колонн переменного сечения, входящих в состав рамы;

$$d = \frac{1 + \alpha\mu}{4(1 + \alpha\mu)(1 + \alpha^3\mu) - 3(1 + \alpha^2\mu)^2}, \quad (4.63)$$

где $\alpha = \frac{l_1}{h}$ и $\mu = \frac{I_2}{I_1}$; $\Sigma I_{г.ф}$ — сумма моментов инерции горизонтальных продольных связей ферм.

Снижение отпора за счет частичного нагружения смежных рам определяется по аналогичной формуле (4.61)

$$R'_{от} = \alpha' P'_9.$$

Тогда полная величина упругого отпора для рассматриваемой рамы будет

$$R_{от} = \alpha P_3 + \alpha' (P_3' + P_3''), \quad (4.64)$$

где

$$P_3' = \frac{\sum y'}{\sum y} P_3 \text{ и } P_3'' = \frac{\sum y''}{\sum y} P_3 \text{ (см. рис. 4.10).}$$

Упругий отпор $R_{от}$ является корректирующей нагрузкой для рассматриваемой плоской рамы, направленной против действующей нагрузки.

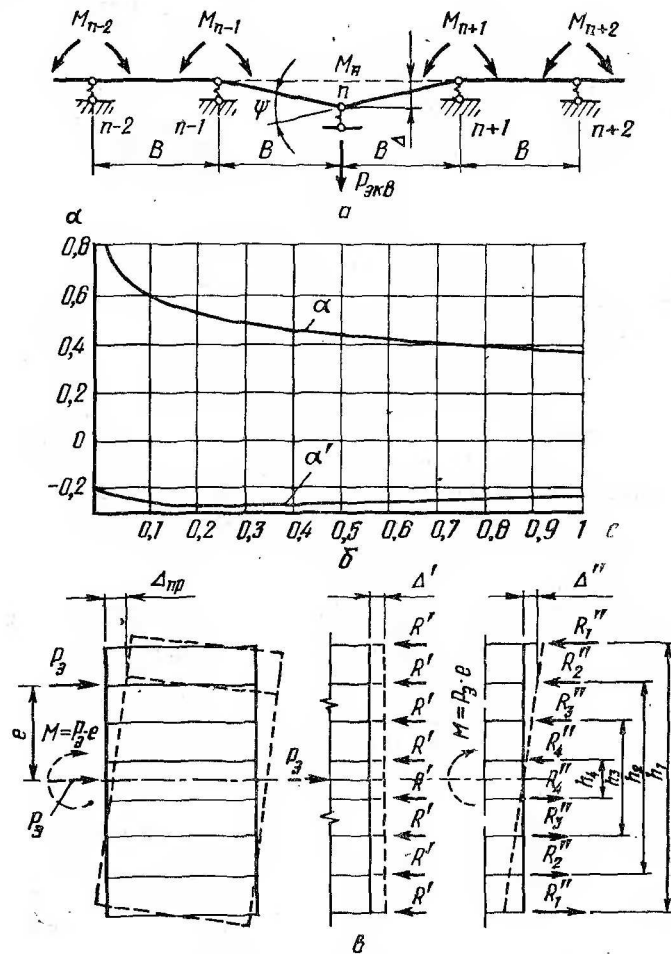


Рис. 4.9. К учету пространственной работы рамы:

a — основная система при расчете продольных связей как неразрезной балки на упругих опорах; b — график коэффициентов α и α' для блока из пяти рам с колоннами переменного сечения; c — перемещения блока при жесткой кровле: общее, поступательное и поворот.

Второй случай. При наличии жесткой кровли предполагают, что все рамы здания в пределах температурного отсека связаны бесконечно жестким диском на уровне верхних поясов ригелей и работают совместно.

Как и в предыдущем случае, внешние силы, действующие на рассматриваемую раму, приводятся к эквивалентной силе P_s , а на смежные рамы P'_s и P''_s .

Реактивное усилие при полной крановой нагрузке во второй от торца раме (с учетом загрузки смежных рам) будет:

$$R = P_s \left(\frac{1}{n} + \frac{h_2^2}{2 \Sigma h_1^2} \right) - P'_s \left(\frac{1}{n} + \frac{h_1^2}{2 \Sigma h_1^2} \right) - P''_s \left(\frac{1}{n} + \frac{h_3^2}{2 \Sigma h_1^2} \right) \quad (4.65)$$

или приближенно

$$R = \beta P_s \left(\frac{1}{n} + \frac{h_2^2}{2 \Sigma h_1^2} \right), \quad (4.66)$$

где $\beta = \frac{\Sigma P y}{\Sigma P y + \Sigma P y' + \Sigma P y''} = \frac{\Sigma P y}{\Sigma P}$ (см. рис. 4.10), а упругий отпор остальных рам температурного блока составит

$$R_{от. i} = P_s - R. \quad (4.67)$$

Упругий отпор учитывают так же, как в предыдущем случае.

§ 18. ПРИМЕРЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СИЛОВЫХ ФАКТОРОВ И РАСЧЕТА ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОЙ КОЛОННЫ

Пример 4.2. Расчет однопролетной поперечной рамы промышленного здания. Схема рамы с обозначением основных размеров показана на рис. 4.7.

В примере приняты следующие значения основных размеров:

$$h_1 = 11\,200 \text{ мм}; h_2 = 5000 \text{ мм}; h_{\text{згл}} = 800 \text{ мм}; H = 16\,200 \text{ мм};$$

$$h = 17\,000 \text{ мм}; h_0 = 2160 \text{ мм}; h_n = l_2 = 9800 \text{ мм};$$

$$h_b = l_1 = 7200 \text{ мм}; L = 36 \text{ м}; L_k = 34 \text{ м}; \lambda = 1 \text{ м};$$

$$b_n = 1250 \text{ мм}; b_b = 500 \text{ мм}; h_{\text{ср}} = 3660 \text{ мм}; i = \frac{1}{12}.$$

Произвести расчет рамы на следующие расчетные нагрузки:

а) от собственного веса конструкций покрытия (шаг ригелей 12 м); $q_{с.в} = 4596 \text{ кгс/м}$ и момент в месте перелома оси $t_{с.в} = 31 \text{ тс}\cdot\text{м}$;

б) от снега $q_{сн} = 1680 \text{ кгс/м}$ и момент в месте перелома оси колонны $t_{сн} = 11,35 \text{ тс}\cdot\text{м}$;

в) от вертикального давления двух кранов ($Q = 125 \text{ тс}$) при $P_{\text{макс}}^n = 57,5 \text{ тс}$; $P_{\text{мин}}^n = 17,5 \text{ тс}$ ($\Sigma y = 5,068$ — сумма ординат линии влияния для опорного давления на колонну (см. рис. 4.10):

$$M_{\text{макс}} = D_{\text{макс}} e = 400 \cdot 0,6 = 240 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{\text{мин}} = D_{\text{мин}} e = 127 \cdot 0,6 = 76,2 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

г) горизонтальная сила от поперечного торможения двух кранов

$$T = 14,35 \text{ тс};$$

д) от вертикального давления одного крана ($\Sigma y' = 2,96$)

$$M'_{\text{макс}} = M_{\text{макс}} \frac{\Sigma y'}{\Sigma y} = 240 \cdot \frac{2,96}{5,068} = 140,2 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M'_{\text{мин}} = M_{\text{мин}} \cdot 0,584 = 44,5 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

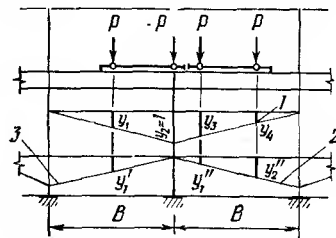


Рис. 4.10. К учету влияния загрузки рам, смежных с рассматриваемой:

1 — линия влияния для усилий колонны рассматриваемой рамы; 2, 3 — то же смежной правой и левой рам.

е) горизонтальная сила от поперечного торможения одного крана

$$T' = T \frac{\Sigma y'}{\Sigma y} = 14,35 \cdot 0,584 = 8,37 \text{ тс};$$

ж) ветровая нагрузка распределенная по высоте колонны: активное давление $q_v = 447 \text{ кгс/м}$ (усредненное значение) и отсос $q'_v = 332 \text{ кгс} \cdot \text{м}$.

Определяем примерные моменты инерции различных элементов поперечной рамы по формулам (4.50) — (4.52):

а) ригель

$$I_p = \frac{M_{\text{макс}} h_{\text{ср}}}{2R} 1,15\mu = \frac{(4596 + 1680) 36^2 \cdot 3,66 \cdot 10^4}{8 \cdot 2 \cdot 2100} 1,15 \cdot 0,85 = 8\,660\,000 \text{ см}^4;$$

б) нижняя часть колонны

$$I_2 = \frac{[N_A + 2D_{\text{макс}}] b_n^2}{k_2 R} = \frac{[6,276 \cdot 15 + 2 \cdot 400] \cdot 125^2 \cdot 10^3}{3,2 \cdot 2100} = 2\,080\,000 \text{ см}^4;$$

в) верхняя часть колонны

$$I_1 = \frac{I_2}{k_1} \left(\frac{b_v}{b_n} \right) = \frac{2\,080\,000}{1,35} \left(\frac{50}{125} \right)^2 = 246\,500 \text{ см}^4.$$

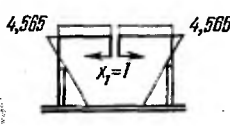
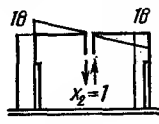
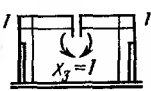
Соотношение моментов инерции составляет $I_1 : I_2 : I_p = 246500 : 2080000 : 8660000 = 1 : 8,44 : 35,35$. Для расчета рамы принимаем $I_1 : I_2 : I_p = 1 : 8 : 36$.

Расчет ведем методом сил с введением жестких консолей, размер которых принимается исходя из условия равенства нулю побочных коэффициентов метода сил: δ_{12} , δ_{13} и δ_{23} . В этом случае длина консоли определяется по формуле (4.53):

$$a = \frac{\frac{l_1^2}{2I_1} + \frac{l_1 l_2}{I_2} + \frac{l_2^2}{2I_2}}{\frac{L}{2I_p} + \frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2}} = \frac{\frac{7,2^2}{2 \cdot 1} + \frac{7,2 \cdot 9,8}{8} + \frac{9,8^2}{2 \cdot 8}}{\frac{36}{2 \cdot 36} + \frac{7,2}{1} + \frac{9,8}{8}} = 4,565 \text{ м}.$$

Расчет рамы ведем в табличной форме. Вычисляем главные коэффициенты (табл. 4.12), грузовые коэффициенты и неизвестные (табл. 4.13) канонических уравнений метода сил x_1, x_2, x_3 .

Таблица 4.12. Вычисление главных коэффициентов канонических уравнений метода сил

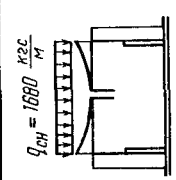
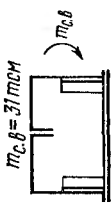
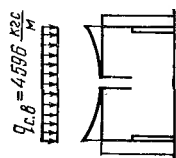
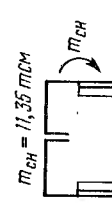
Расчетная схема и вид эпюры	Главные коэффициенты канонических уравнений метода сил
	$\delta_{11} = 2 \left(\frac{La^2}{2I_p} + \frac{l_1^3}{3I_1} - \frac{l_1^2 a}{I_1} + \frac{l_1 a^2}{I_1} + \frac{l_1^2 l_2}{I_2} - \frac{2l_1 l_2 a}{I_2} + \frac{l_2 a^2}{I_2} + \frac{l_1 l_2^2}{I_2} - \frac{a l_2^2}{I_2} + \frac{l_2^3}{3I_2} \right) =$ $= 2 \left(\frac{36 \cdot 4,565^2}{2 \cdot 36} + \frac{7,2^3}{3 \cdot 1} - \frac{7,2^2 \cdot 4,565}{1} + \frac{7,2 \cdot 4,565^2}{1} + \frac{7,2^2 \cdot 9,8}{8} - \frac{2 \cdot 7,2 \cdot 9,8 \cdot 4,565}{8} + \frac{9,8 \cdot 4,565^2}{8} + \frac{7,2 \cdot 9,8^2}{2} - \frac{4,565 \cdot 9,8^2}{8} + \frac{9,8^3}{3 \cdot 8} \right) = 255,0$
	$\delta_{22} = \frac{L^3}{12I_p} + \frac{L^2 l_1}{2I_1} + \frac{L^2 l_2}{2I_2} =$ $= \frac{36^3}{12 \cdot 36} + \frac{36^2 \cdot 7,2}{2 \cdot 1} + \frac{36^2 \cdot 9,8}{2 \cdot 8} = 5568$
	$\delta_{33} = \frac{L}{I_p} + \frac{2l_1}{I_1} + \frac{2l_2}{I_2} = \frac{36}{36} + \frac{2 \cdot 7,2}{1} + \frac{2 \cdot 9,8}{8} = 17,85$

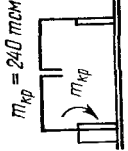
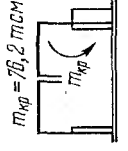
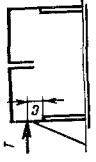

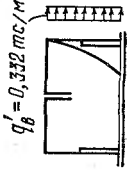
По формулам (4.55)–(4.59) вычисляем величины изгибающих моментов для построения конечных эпюр. В качестве примера вычислим величины изгибающих моментов для постоянной нагрузки—от собственного веса несущих и ограждающих конструкций ($q_{с.в} = 4,596 \text{ тс/м}$; $m_{с.в} = 31 \text{ тс. м}$).

$$M_A = M_B = M_p + [\Sigma x_1] a - [\Sigma x_3] = \frac{4,596 \cdot 36^2}{8} + (9,48 - 2,245) \times$$

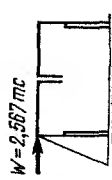
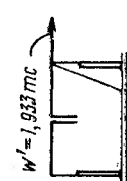
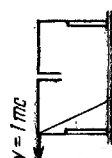
$$\times 4,565 - (716,5 - 4,25) = 745 + 33 - 712,25 = 65,75 \text{ тс. м};$$

Т а б л и ц а 4.13. Результаты вычислений грузовых коэффициентов и неизвестных канонических уравнений метода сил

Нагрузка		Расчетная схема и вид опоры	Грузовые коэффициенты				Неизвестные		
Вид	Величина		Δ_{1p}	Δ_{2p}	Δ_{3p}	X_1 (тс)	X_2 (тс)	X_3 (тс·м)	
Собственный вес несущих и ограждающих конструкций	$q_{с.в.} = 4,596$ (тс/м)		$-2,419 \cdot 10^6$	0	$-12,78 \cdot 10^6$	+9,48	0	716,5	
	$m_{с.в.} = 31$ (тс·м)		+572	0	+75,9	-2,245	0	-4,25	
Снеговая	$q_{сн} = 1,680$ (тс/м)		$-8,855 \cdot 10^6$	0	$-46,72 \cdot 10^6$	+3,47	0	262	
	$m_{сн} = 11,35$ (тс·м)		+209	0	+27,8	-0,823	0	-1,554	

$M_{\max} = 240$ (тс·м)		-2215	5290	-294	+8,7	-0,948	+16,5
От двух кранов $M_{\min} = 76,2$ (тс·м)		-703,5	-1680	-93,4	+2,76	+0,301	+5,24
$T = 14,35$ (тс)		-1147	+2872	-159,5	+4,5	-0,516	+8,93
$q_B = 0,447$ (тс/м)		-395	+1261	-70,1	+1,55	-0,226	+3,93
$q'_B = 0,332$ (тс/м)		+295,3	+936	+52	-1,155	-0,168	-2,918
Ветровая							

Продолжение табл. 4.13

Нагрузка		Расчетная схема и вид эпюры	Грузовые коэффициенты			Неизвестные		
Вид	Величина		Δ_{1p}	Δ_{2p}	Δ_{3p}	X_1 (тс)	X_2 (тс)	X_3 (тс·м)
	$W = 2,567$ (тс)		-327,5	+1884	-104,7	+1,284	-0,338	+5,87
Ветровая	$W^1 = 1,933$ (тс)		+246,7	+1418	+78,85	-0,966	-0,255	-4,415
От единичного оппора	$W = 1$ тс		+127,5	-734	+40,8	-0,5	+0,132	-2,283

$$\begin{aligned}
M_B &= M_D = M_p - (\Sigma x_1)(h-a) - (\Sigma x_3) = \\
&= (745 - 31) - 7,235(17 - 4,565) - 712,25 = -88,15 \text{ тс}\cdot\text{м}; \\
M_{BB} &= M_{ED} = M_B + (\Sigma x_1)l_2 = -88,15 + 7,235 \cdot 9,8 = -17,3 \text{ тс}\cdot\text{м}; \\
M_{BA} &= M_{EG} = M_B + m = -17,3 + 31 = 13,7 \text{ тс}\cdot\text{м}; \\
M_A^{\text{контр}} &= M_G^{\text{контр}} = M_{BA} + (\Sigma x_1)l_1 = 13,7 + 7,235 \cdot 7,2 = \\
&= 13,7 + 52,1 = 65,8 \text{ тс}\cdot\text{м};
\end{aligned}$$

Конечные эпюры изгибающих моментов для нагрузок, действующих на поперечную раму промышленного здания, представлены на рис. 4.11.

Для учета пространственной работы каркаса цеха определяем горизонтальное перемещение рамы на уровне нижнего пояса сквозного ригеля от единичной силы и крановых нагрузок. Предварительно вычисляем изгибающие моменты в тс·м от $W=1$ (формулы 4.55—4.59):

$$\begin{aligned}
M_A &= M_p + (\Sigma x_1)a + (\Sigma x_2)\frac{L}{2} - \Sigma x_3 = -0,5 \cdot 4,565 + \\
&\quad + 0,132 \cdot 18 + 2,283 = 2,375; \\
M_B &= M_p - (\Sigma x_1)(h-a) + (\Sigma x_2)\frac{L}{2} - \Sigma x_3 = -17 + 6,217 + 2,375 + \\
&\quad + 2,283 = -6,126; \\
M_{BB} &= M_{BA} = M_B + (\Sigma x_1)l_2 - (\Sigma R_{\text{гор}})l_2 = -6,126 - 0,5 \cdot 9,8 + \\
&\quad + 1 \cdot 9,8 = -1,225; \\
M_A^{\text{контр}} &= M_{BA} + (\Sigma x_1)l_1 - (\Sigma R_{\text{гор}})l_1 = -1,225 - 0,5 \cdot 7,2 + 1 \cdot 7,2 = \\
&= 2,375; \\
M_G &= M_p + (\Sigma x_1)a - (\Sigma x_2)\frac{L}{2} - \Sigma x_3 = -2,283 - 2,375 + 2,283 = \\
&= -2,375; \\
M_D &= M_p - (\Sigma x_1)(h-a) - (\Sigma x_2)\frac{L}{2} - \Sigma x_3 = 6,217 - 2,375 + \\
&\quad + 2,283 = 6,125; \\
M_{ED} &= M_{EG} = M_D + (\Sigma x_1)l_1 = 6,125 - 0,5 \cdot 9,8 = 1,225; \\
M_G^{\text{контр}} &= M_{EG} + (\Sigma x_1)l_1 = 1,225 - 0,5 \cdot 7,2 = -2,375.
\end{aligned}$$

Определяем перемещение от единичной силы, умноженное на $E=2,1 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$:

$$\begin{aligned}
\delta_{11} &= -\frac{1}{2} \cdot \frac{7,2^2}{1} \left[\frac{1}{3} (2,375 + 1,225) - 1,225 \right] + \frac{7,2 \cdot 9,8}{8} \times \\
&\quad \times \left[1,225 + \frac{1}{2} (6,125 - 1,225) \right] + \frac{1}{2} \cdot \frac{9,8^2}{8} \left[1,225 + \right.
\end{aligned}$$

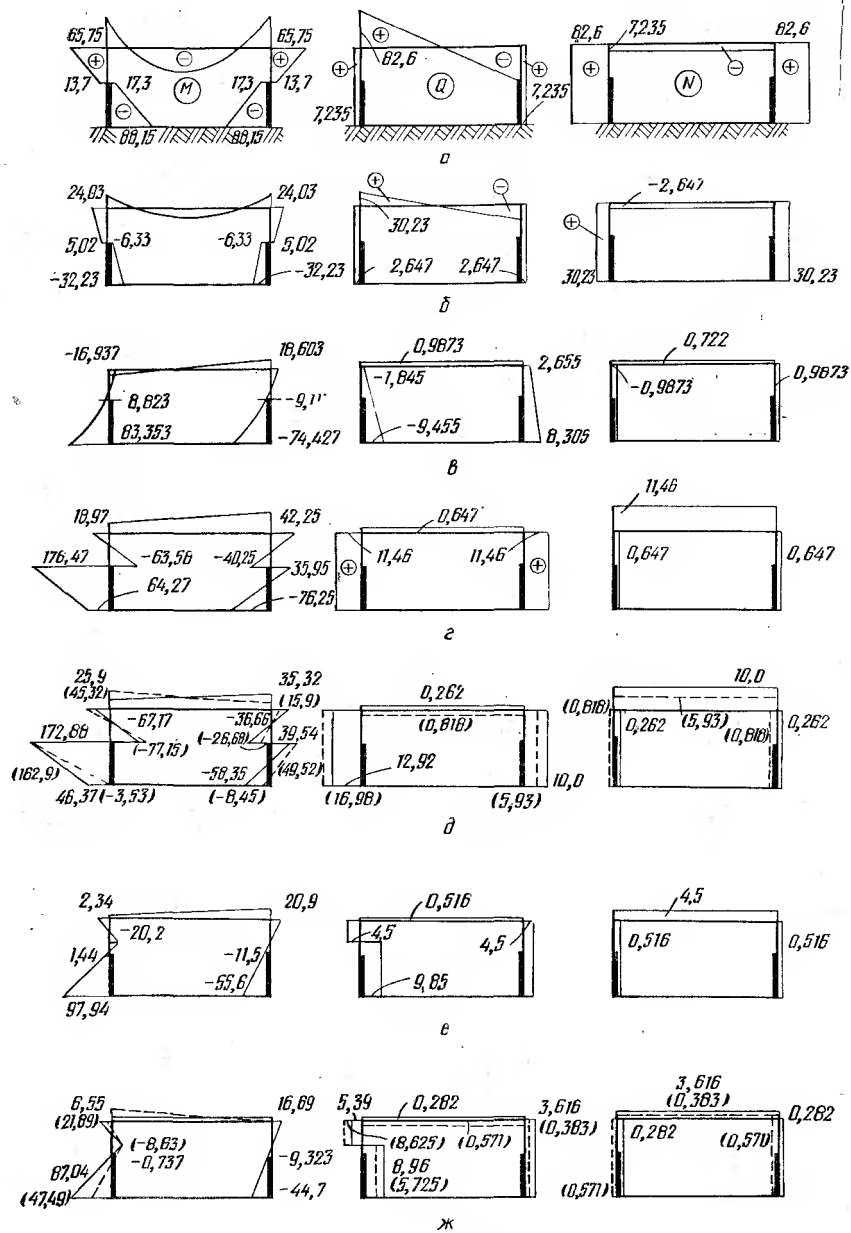


Рис. 4.11. Эпюры силовых факторов M , Q и N :

a — от собственного веса несущих и ограждающих конструкций; $б$ — от снеговой нагрузки; $в$ — от ветровой нагрузки (слева); $г$ — от вертикального давления колес крана (без учета пространственной работы каркаса цеха); $д$ — от вертикального давления колес крана (с учетом пространственной работы каркаса цеха); — — — жесткий кровельный диск; $е$ — от поперечного торможения (без учета пространственной работы каркаса цеха); $ж$ — от поперечного торможения (с учетом пространственной работы каркаса цеха); — — — связи; — — — жесткий кровельный диск).

$$\left. + \frac{2}{3} (6,125 - 1,225) \right] = 0,600 + 32,50 + 27,0 = 60,1.$$

Перемещение на уровне ригеля от вертикального давления колес крана, умноженное на $E=2,1 \cdot 10^6$ кгс/см², будет

$$\Delta_{1Q} = + \frac{1}{2} \frac{7,2^2}{1} \left[-\frac{1}{3} (63,53 + 18,97) + 63,53 \right] - \frac{7,2 \cdot 9,8}{8} \times \\ \times \left[64,27 + \frac{1}{2} (176,47 - 64,27) \right] - \frac{1}{2} \cdot \frac{9,8^2}{8} \left[64,27 + \frac{1}{3} (176,47 - \right. \\ \left. - 64,27) \right] = + 936 - 1063 - 610 = -737 \text{ (перемещение в обрат-} \\ \text{ную сторону).}$$

$$P_s = \frac{\Delta_{1Q}}{\delta_{11}} = -\frac{737}{60,1} = -12,25 \text{ тс;}$$

$$D'_{\text{макс}} = 1,2 \cdot 57,5 (0,2135 + 0,2835 + 0,664 + 0,734) = 130,7 \text{ тс (рама} \\ \text{слева);}$$

$$D''_{\text{макс}} = 1,2 \cdot 57,5 (0,07 + 0,45 + 0,52) = 71,75 \text{ тс (рама справа);}$$

$$M'_{\text{макс}} = D'_{\text{макс}} e = 130,7 \cdot 0,6 = 78,4 \text{ тс} \cdot \text{м; } P'_s = 4 \text{ тс;}$$

$$M''_{\text{макс}} = D''_{\text{макс}} e = 71,75 \cdot 0,6 = 43,05 \text{ тс} \cdot \text{м; } P''_s = 2,195 \text{ тс.}$$

Связи из гнутых профилей. Распорки сечением $160 \times 110 \times 3$ мм,

$$F = 15,5 \text{ см}^2, I_y = 319 \text{ см}^4; r_x = 6,05 \text{ см; } r_y = 4,55 \text{ см.}$$

Приведенный момент инерции связевой фермы

$$I_{г.ф.} = 2(I_y + Fa^2)\mu = 2(319 + 15,5 \cdot 300^2) \cdot 0,9 = \\ = 2(319 + 1393500) \cdot 0,9 = 2510000 \text{ см}^4;$$

$$d = \frac{1 + \alpha\mu}{4(1 + \alpha\mu)(1 + \alpha^2\mu) - 3(1 + \alpha^2\mu)^2} = \\ = \frac{1 + 0,424 \cdot 7}{4(1 + 0,424 \cdot 7)(1 + 0,424^2 \cdot 7) - 3(1 + 0,424^2 \cdot 7)^2} = \\ = \frac{3,97}{4 \cdot 3,97 \cdot 1,53 - 3 \cdot 2,26^2} = 0,438,$$

где

$$\alpha = \frac{l_1}{h} = \frac{7,2}{17} = 0,424; \mu = \frac{I_2}{I_1} - 1 = \frac{8}{1} - 1 = +7.$$

$$c = \frac{B^3}{h^3} \cdot \frac{\Sigma(I_2 d)}{\Sigma I_{г.ф.}} = \frac{12^3}{17^3} \cdot \frac{2 \cdot 2080000 \cdot 0,438}{2 \cdot 2510000} = 0,128.$$

По графику рис. 4.9, б определяем $\alpha=0,563$ и $\alpha'=-0,27$, а затем вычисляем упругий отпор связей для рассчитываемой рамы:

$$R_{от} = \alpha P_s + \alpha' (P'_s + P''_s) = 0,563 (12,25) + (-0,27) (4 + 2,195) = \\ = 5,224 \text{ тс.}$$

На рис. 4.11, д эпюры M , Q и N построены для $R_{от} = 2,924$ тс. Перемещение на уровне ригеля от поперечного торможения

$$\Delta_{1T} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{5^2}{1} \left(-2,34 + \frac{2}{3} 22,55 \right) - \frac{5,0 \cdot 2,2}{1} \left(\frac{21,65}{2} - 1,44 \right) - \frac{1}{2} \cdot \frac{2,2^2}{1} \cdot \left(\frac{21,64}{3} - 1,44 \right) + \frac{7,2 \cdot 9,8}{8} \left(\frac{1,44 + 97,94}{2} \right) + \frac{1}{2} \cdot \frac{9,8^2}{8} \left(1,44 + \frac{2}{3} 96,5 \right) = 558.$$

Эквивалентные силы для рассматриваемой и смежных рам

$$P_{\text{Э}} = \frac{558,0}{60,1} = 9,28 \text{ тс}; \quad P'_{\text{Э}} = 3,3 \text{ тс}; \quad P''_{\text{Э}} = 1,665 \text{ тс}.$$

Упругий отпор для рассчитываемой рамы

$$R_{от} = 0,563 \cdot 9,28 - 0,27 (3,03 + 1,665) = 3,96 \text{ тс}.$$

На рис. 4.11, ж эпюры M , Q и N построены для $R_{от} = 1,776$ тс.

Определяем упругий отпор для температурного блока длиной 144 м при наличии жесткой кровли (см. рис. 4.9, в):

а) от вертикального давления колес крана: реактивное усилие во второй от торца раме с учетом загрузки двух смежных — см. формулу (4.65)

$$R = 12,25 \left[\frac{1}{13} + \frac{60^2}{2(72^2 + 60^2 + 48^2 + 36^2 + 24^2 + 12^2)} \right] - 4 \left(\frac{1}{13} + \frac{72^2}{2 \cdot 13 \cdot 086} \right) - 2,195 \left(\frac{1}{13} + \frac{48^2}{2 \cdot 13 \cdot 086} \right) = 1,168 \text{ тс}.$$

Упругий отпор остальных рам температурного блока, кроме рассматриваемой рамы $R_{от, i} = P_{\text{Э}} - R = 12,25 - 1,168 = 11,082$ тс;

б) от поперечного торможения: реактивное усилие во второй от торца раме с учетом загрузки двух смежных

$$R = 9,28 \cdot 0,215 - 3,03 \cdot 0,275 - 1,65 \cdot 0,165 = 0,887 \text{ тс}.$$

Упругий отпор остальных рам температурного блока, кроме рассматриваемой рамы $R_{от, i} = P_{\text{Э}} - R = 9,28 - 0,887 = 8,393$ тс.

Величины M , Q и N с учетом отпоров приведены на рис. 4.11, д, ж.

Пример 4.3. Расчет ступенчатой внецентренно-сжатой (сжато-изогнутой) колонны. И с х о д н ы е д а н н ы е. В качестве примера рассмотрим подбор сечения ступенчатой колонны однопролетного производственного здания, расчет поперечной рамы, которого рассмотрен в предыдущем примере. Конструктивная схема колонны приведена на рис. 4.12. Требуется подобрать сечения сплошной верхней и сквозной нижней частей колонны, произвести расчет базы колонны и анкерных болтов. Расчетные усилия для подбора сечения элементов колонны, расчета базы колонны и анкерных болтов определяются по результатам расчета рамы.

Расчетные усилия от каждого вида нагрузки с соответствующими коэффициентами сочетания нагрузок сведены в табл. 4.14. Расчетные усилия при различных сочетаниях нагрузок, составленные на основании табл. 4.14, приведены в табл. 4.15. Выбор расчетной комбинации нагрузок в простейшем случае можно сделать по табл. 4.15, причем для симметричного сечения колонны определяется одна расчетная комбинация нагрузок, а для несимметричного сечения — две расчетные комбинации (для каждой ветви колонны). В более сложном случае, обычно для несимметричного сечения, составляется вспомогательная табл. 4.16, в которой определяются расчетные усилия в ветвях колонны и растягивающие усилия в анкерных болтах.

Из табл. 4.15 и 4.16 определяем расчетные комбинации усилий:

1) для верхней части колонны: $N=109,82$ тс; $M=164,61$ тсм; $Q_{\text{соотв}}=34,135$ тс; $Q_{\text{макс}}=36,515$ тс (см. рис. 4.11);

2) для нижней части колонны: $N_1=482,6$ тс; $M_1=154,23$ тсм (подкрановая ветвь); $N_2=469,82$ тс; $M_2=-229,926$ тсм (наружная ветвь) и $Q_{\text{макс}}=40,125$ тс;

3) для базы колонны (из табл. 4.15): $N_{\text{п}}=242,13$ тс (подкрановая ветвь) и $N_{\text{н}}=418,91$ тс (наружная ветвь);

4) для анкерных болтов — подкрановая ветвь: $M=-184,05$ тс·м; $N=85,12$ тс; в наружной ветви растягивающего усилия нет.

Материал колонны: I вариант — сталь класса С38/23; II вариант — сталь класса С46/33 и С38/23 (решетка).

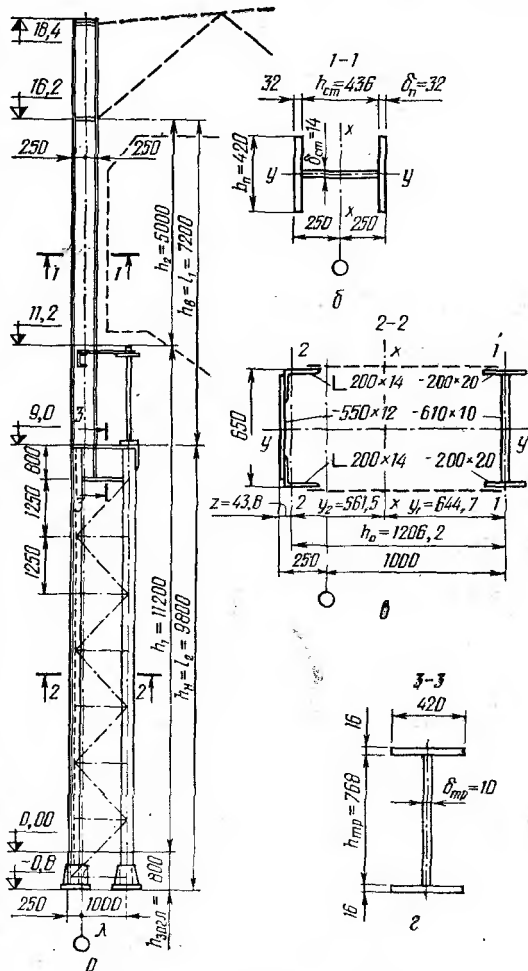


Рис. 4.12. К примеру расчета колонны:

а — конструктивная схема; б, в — сечения верхней и нижней частей; г — сечение траверсы, соединяющей верхнюю часть колонны с нижней

Таблица 4.14. Расчетные усилия от каждой из

Схема колонны с указанием сечений и правило знаков	Наименование сечений	Вид усилий	Коэффициент сочетания	Расчетные усилия			
				Постоянные	Собственный вес конструкции	Кратко	
						от одного	
						вертикальное давление	
		снеговая	$D'_{\text{макс}}$ слева	$D'_{\text{макс}}$ справа			
				Порядковые номера			
				1	2	3	4
	А	M	1	65,75	24,03	26,43	9,27
			0,9				
	BA	N	1	82,6	21,6	23,78	8,34
			0,9				
	BB	M	1	137	30,23	-45,05	-15,58
			0,9				
	B	N	1	82,6	5,02	-40,55	-14,02
			0,9				
	B	M	1	-17,3	4,515		
			0,9				
	B	N	1	82,6	30,23	95,0	26,2
			0,9				
	B	M	1	-17,3	-6,33	85,5	23,6
			0,9				
B	N	1	82,6	-5,69	233,5	74,15	
		0,9					
B	M	1	-88,15	30,23	210,0	66,7	
		0,9					
B	N	1	82,6	-32,23	-2,06	-4,93	
		0,9					
B	M	1	82,6	-29,0	-1,853	-4,435	
		0,9					
B	N	1	82,6	30,23	233,5	74,15	
		0,9					
B	M	1	7,235	27,22	210,0	66,75	
		0,9					
B	N	1	7,235	2,647	9,9	3,46	
		0,9					
B	Q	1	7,235	2,38	8,91	3,11	
		0,9					

Примечания. 1. Моменты от крановой нагрузки взяты с учетом простран
2. Нормальные силы от всех нагрузок, кроме нагрузок от собственного веса и

Определение расчетных длин колонны. Расчетные длины для нижней и верхней частей колонны в плоскости рамы определяем по формулам:

$$l_{p1} = \mu_1 l_1 \text{ и } l_{p2} = \mu_2 l_2.$$

Коэффициент μ_1 находим по табл. 2 приложения III в зависимости от параметров k_1 и c_1 , определяемым по формулам:

$$k_1 = \frac{I_2 l_2}{I_1 l_1} = \frac{1 \cdot 9,8}{8 \cdot 7,2} = 0,17;$$

$$c_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 m}} = \frac{7,2}{9,8} \sqrt{\frac{8}{1 \cdot 4,28}} \approx 0,944,$$

где $m = \frac{P_1 + P_2}{P_2} = \frac{469,82}{109,82} = 4,28$ (см. рис. 4.4).

действующих нагрузок

от нагрузок							
временные							
крана		от двух кранов				ветровая	
торможение на колонну		вертикальное давление		торможение на колонну		слева	справа
← левую	↔ правую	$D_{\text{макс}}$ слева	$D_{\text{макс}}$ справа	← левую	↔ правую		
нагрузок							
5	6	7	8	9	10	11	12
±12,78 ±11,5	±0,786 ±0,708	45,32 40,8	15,9 14,3	±21,89 ±19,7	±1,35 ±1,214	-16,937 -15,22	18,60 16,76
±5,037 ±4,53	±0,833 ±0,75	-77,15 -69,4	-26,68 -24,0	±8,63 ±7,765	±1,43 ±1,287	8,823 7,95	-9,117 -8,2
±5,037 ±4,53	±0,833 ±0,75	162,9 146,4 400 360	49,52 44,54 127 114,2	±8,63 ±7,765	±1,43 ±1,287	8,823 7,95	-9,117 -8,2
±27,7 ±24,92	±3,003 ±2,7	-3,53 -3,176 400 360	-8,45 -7,6 127 114,2	±47,49 ±42,7	±5,15 ±4,633	83,35 75,0	-74,427 -66,9
±5,035 ±4,525	±2,235 ±2,01	16,98 15,27	5,93 5,34	±8,625 ±7,76	±0,383 ±0,344	-9,455 -8,5	8,305 7,48

ственной работы каркаса (кровля — жесткий диск).
снега, малы, ими пренебрегаем.

Принимая верхний конец колонны, закрепленный только от поворота, по табл. 2 приложения III определяем $\mu_1 = 1,985$.

Коэффициент приведения расчетной длины для верхней части колонны найдем по формуле (4.39):

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{c_1} = \frac{1,985}{0,944} = 2,104.$$

Таким образом, расчетные длины для верхней и нижней частей колонны равны:

в плоскости рамы

$$l_{p2} = 2,104 \cdot 720 = 1515 \text{ см}; \quad l_{p1} = 1,985 \cdot 980 = 1945 \text{ см};$$

из плоскости рамы

$$l_{y2} = 500 \text{ см}; \quad l_{y1} = 980 \text{ см}.$$

Таблица 4.15. Расчетные усилия при основных и дополнительных сочетаниях

Схема колонны с указанием сечений и правило знаков	Наименование сечения	Сочетание нагрузки (С. Н.) и вид усилия	Расчетные усилия при различных			
			Основные сочетания с одной кратковременной нагрузкой			
			M_{\max} $N_{\text{соотв}}$	$-M_{\max}$ $N_{\text{соотв}}$	N_{\max} M_{\max} соотв.	N_{\min} $+M_{\text{соотв}}$
<p>Левая колонна</p> <p>А А</p> <p>ВА ВА</p> <p>ВВ ВВ</p> <p>(+M) (-M)</p> <p>Б Б</p> <p>→ (+Q)</p> <p>Сжатие (+N)</p>	А	С.Н. M N	1;7;9; 132,96 82,6	1;11 48,813 82,6	2;3;5 128,99 112,83	—
	ВА	С.Н. M N	1,11 22,523 82,6	1,7,9 -72,08 82,6	1,2,3,5 -31,367 112,83	—
	ВВ	С.Н. M N	1;7;9 154,23 482,6	1;12 -26,417 82,6	1;7;9 154,23 482,6	—
	Б	С.Н. M N С.Н. Q_{\max}	1,11 -4,797 82,6	1,12 -162,577 82,6	1,7,9 -139,17 482,6 1,7,9 32,84	—

* Нормальную силу вычисляли с коэффициентом перегрузки, равным 0,9.

Подбор сечения верхней части колонны. Сечение верхней части колонны принято в виде сварного двутавра высотой 500 мм (см. рис. 4.12, б).

Определим ориентировочно требуемую площадь сечения по формуле (4.28)

$$F_{\text{тр}} \approx \frac{N}{R} \left(1,25 + 2,2 \frac{e_x}{h} \right) = \frac{109820}{2900} \left(1,25 + 2,2 \frac{150}{50} \right) = 297,3 \text{ см}^2.$$

Компоуем сечение колонны, учитывая соотношения

$$h_{\text{ст}}/\delta_{\text{ст}} = 60 \div 120, \quad b_{\text{п}}/\delta_{\text{п}} \leq 30 \quad \sqrt{\frac{2100}{2900}} = 25,4 \quad \text{и} \quad b_{\text{п}}/l_2 \geq \frac{1}{20} \div \frac{1}{30},$$

и конструктивные требования принимаем $\delta_{\text{ст}} = 14$ и $\delta_{\text{п}} = 32$ мм. Тогда

$$b_{\text{п}} = \frac{F_{\text{тр}} - F_{\text{ст}}}{2\delta_{\text{п}}} = \frac{297,3 - 1,4 \cdot 44}{2 \cdot 3,2} = \frac{235,7}{6,4} = 36,8 \text{ см.}$$

нагрузок

сочетаниях нагрузок					
менной	Основные сочетания с несколькими кратковременными нагрузками				
$N_{\text{мин}}$ $-M_{\text{соотв}}$	$+M_{\text{макс}}$ $N_{\text{соотв}}$	$-M_{\text{макс}}$ $N_{\text{соотв}}$	$N_{\text{макс}}$ $ M_{\text{макс}} N_{\text{соотв}}$	$N_{\text{мин}}$ $M_{\text{соотв}}$	$N_{\text{мин}}$ $-M_{\text{соотв}}$
	$\frac{(1,0)1}{(0,9)2;7;9;12}$ 164,61 109,82	$\frac{1}{8;9;11}$ 45,13 82,6	$\frac{1}{2;7;9;12}$ 164,61 109,82	—	—
	$\frac{(1,0)1}{(0,9)2,11}$ 26,165 109,82	$\frac{1}{7;9;12}$ -71,665 82,6	$\frac{1}{2;7;9;12}$ -67,15 109,82	—	—
	$\frac{(1,0)1}{(0,9)7;9;11}$ 144,815 442,6	$\frac{1}{2;12}$ 31,19 109,82	$\frac{1}{2;7;9;11}$ 139,125 469,82	—	—
1,12(1,10) -162,577 67,6*	$\frac{(1,0)1}{(0,9)7;9;11}$ 26,02 442,6 $\frac{(1,0)1}{(0,9)2;7;9;12}$ 40,125	$\frac{1}{2;7;9;12}$ -229,926 469,82	$\frac{1}{2;7;9;12}$ -229,926 469,82	—	$\frac{1}{2;12}$ -184,05 85,12*

Принимаем сечение стенки 14×436 мм и пояса ветви — 32×420 мм, тогда имеем $F = 1,4 \cdot 43,6 + 2 \cdot 3,2 \cdot 42 = 330$ см².

Находим геометрические характеристики принятого сечения:

$$I_x = \frac{\delta_{\text{ст}} b_{\text{ст}}^3}{12} + 2F_{\text{п}} \left(\frac{h}{2} - \frac{\delta_{\text{п}}}{2} \right)^2 = \frac{1,4 \cdot 43,6^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot 134,4 \left(\frac{50}{2} - \frac{3,2}{2} \right)^2 = 156 850 \text{ см}^4.$$

$$I_y = 2 \frac{\delta_{\text{п}} b_{\text{п}}^3}{12} = 2 \cdot \frac{3,2 \cdot 42^3}{12} = 39 500 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 156 850}{50} = 6270 \text{ см}^3;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}} = \sqrt{\frac{156850}{330}} = 21,8; \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{F}} = \sqrt{\frac{39500}{330}} = 10,92 \text{ см.}$$

Определяем гибкость стержня колонны в плоскости и из плоскости рамы и условную гибкость в плоскости рамы:

$$\lambda_x = \frac{l_{p2}}{r_x} = \frac{1515}{21,8} = 69,5; \quad \lambda_y = \frac{l_{y2}}{r_y} = \frac{500}{10,92} = 45,75;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R}{E}} = 69,5 \sqrt{\frac{2900}{2,1 \cdot 10^6}} = 2,58.$$

Для проверки устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента предварительно найдем приведенный эксцентриситет по формуле (1.27)

$$m_1 = \eta \frac{M}{N} \cdot \frac{F_{6p}}{W_{x6p}} = 1,293 \frac{164,61 \cdot 10^5}{109,82 \cdot 10^3} \cdot \frac{330}{6270} = 10,22,$$

где $\eta = 1,5 - 0,08\bar{\lambda} = 1,5 - 0,08 \cdot 2,58 = 1,5 - 0,207 = 1,293$.

В зависимости от $\bar{\lambda}_x = 2,58$ и $m_1 = 10,22$ по табл. 2 приложения I находим $\varphi_{вн} = 0,115$.

Проверяем устойчивость колонны в плоскости действия момента:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{вн} F_{6p}} = \frac{109820}{0,115 \cdot 330} = 2884 \text{ кгс/см}^2 < R = 2900 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверяем устойчивость верхней части колонны из плоскости действия момента. Предварительно по формуле (1.30) находим коэффициент

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + 0,859 \cdot 4,19} = \frac{1}{4,6} = 0,218,$$

где β и α — принимаем по табл. 1.12: $\beta = 1$;

$$\alpha = 0,7 + 0,05(m_x - 1) = 0,7 + 0,05(4,19 - 1) = 0,859;$$

$$m_x = \frac{M'_x F_{6p}}{N W_{x6p}} = \frac{87,35 \cdot 330}{109,82 \cdot 6270} = 4,19;$$

$$M'_x = \frac{2}{3} (164,61 + 67,15) - 67,15 = 87,35 > \frac{164,61}{2} = 82,305 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

(67,15 тс·м — момент в сечении ВА при том же сочетании нагрузок, что и момент в сечении А, равный 164,61 тс·м).

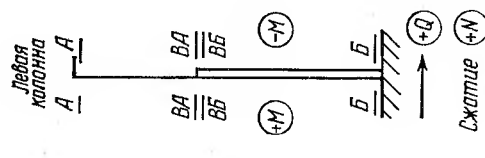
Проверяем устойчивость стержня колонны из плоскости действия момента:

$$\sigma = \frac{N}{c \varphi_y F_{6p}} = \frac{109820}{0,218 \cdot 0,859 \cdot 330} = 1772 \text{ кгс/см}^2 < R = 2900 \text{ кгс/см}^2,$$

где φ_x определяется по табл. I приложения I в зависимости от $\lambda_y = 45,75$ и равно $\varphi_y = 0,859$.

Таблица 4.16. Выбор расчетных комбинаций усилий для нижней части колонны

Сечение	Комбинация усилий (М, тс) (N, тс)	Коэффициент сочетания нагрузки	Усилие в правой ветви (тс)			Усилие в левой ветви (тс)		
			$\frac{N}{2}$	$\frac{M}{b_H}$	Σ	$\frac{N}{2}$	$\frac{M}{b_H}$	Σ
ВВ	$+M_{\max}; N_{\text{соотв}}$	1,0	241,3	123,5	<u>364,8</u>	241,3	-123,5	117,8
	$-M_{\max}; N_{\text{соотв}}$	0,9	221,3	115,8	337,1	221,3	-115,8	105,5
$b_H = 1,25 \cdot b_H$	$+M_{\max}; N_{\text{соотв}}$	1,0	41,3	-21,18	20,12	41,3	21,18	62,48
	$-M_{\max}; N_{\text{соотв}}$	0,9	54,91	-24,94	29,97	54,91	24,94	79,85
Б	$N_{\max}; M_{\text{соотв}}$	1,0	241,3	123,5	<u>364,8</u>	241,3	-123,5	117,8
	$-M_{\max}; N_{\text{соотв}}$	0,9	234,91	111,4	346,31	234,91	-111,4	123,51
Б	$+M_{\max}; N_{\text{соотв}}$	1,0	41,3	-3,84	37,46	41,3	3,84	45,14
	$-M_{\max}; N_{\text{соотв}}$	0,9	221,3	20,83	242,1	221,3	-20,83	200,47
Б	$-M_{\max}; N_{\text{соотв}}$	1,0	41,3	-130,1	-88,8	41,3	130,1	171,4
	$+M_{\max}; N_{\text{соотв}}$	0,9	234,91	-184,0	50,91	234,91	184,0	<u>418,91</u>
Б	$N_{\max}; M_{\text{соотв}}$	1,0	241,3	-111,5	129,8	241,3	111,5	352,8
	$-M_{\max}; N_{\text{соотв}}$	0,9	234,91	-184,0	50,91	234,91	184,0	<u>418,91</u>
Б	$N_{\min}; +M_{\text{соотв макс}}$	1,0						
	$0,9$	0,9						
Б	$N_{\min}; -M_{\text{соотв макс}}$	1,0	41,3	-130,1	-88,8	41,3	130,1	171,4
	$0,9$	0,9	54,91	-144,8	<u>-89,89</u>	54,91	144,8	199,71



Проверка местной устойчивости полок и стенки колонны принятого сечения. Устойчивость полок колонны обеспечена, так как

$$\frac{b_n}{\delta_n} = \frac{42}{3,2} = 13,12 < 30 \sqrt{\frac{2100}{R}} = 30 \sqrt{\frac{2100}{2900}} = 25,43.$$

Для проверки местной устойчивости стенки найдем $\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma}$ и τ

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{I_x} \cdot y_c = \frac{109\,820}{330} + \frac{164,61 \cdot 10^5}{156\,850} \cdot \frac{43,6}{2} = 2619,5 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\begin{aligned} \sigma' &= \frac{N}{F} - \frac{M}{I_x} \cdot y_p = \frac{109\,820}{330} - \frac{164,61 \cdot 10^5}{156\,850} \cdot \frac{43,6}{2} = \\ &= -1954,5 \text{ кгс/см}^2; \end{aligned}$$

$$\alpha = \frac{2619,5 - (-1954,5)}{2619,5} = \frac{4574,0}{2619,5} = 1,747;$$

$$\tau = \frac{Q}{h_{ст} \delta_{ст}} = \frac{36\,515}{43,6 \cdot 1,4} = 598 \text{ кгс/см}^2.$$

Величина $\alpha > 1$, поэтому местную устойчивость стенки проверяем по формуле (4.41):

$$\begin{aligned} \frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} &= \frac{43,6}{1,4} = 31,1 < 100 \sqrt{\frac{2k_3}{\sigma [2 - \alpha + \sqrt{(2 - \alpha)^2 + 4(\alpha - 1 + \beta^2)}]}} = \\ &= 100 \sqrt{\frac{2 \cdot 4,97}{2,6195 [2 - 1,747 + \sqrt{(2 - 1,747)^2 + 4(1,747 - 1 + 0,796^2)}]}} = 120,7, \end{aligned}$$

$$\text{где } \beta = 0,7\tau \frac{k_3}{\sigma} = 0,7 \cdot 0,598 \frac{4,97}{2,6195} = 0,796;$$

$k_3 = 4,97$ — коэффициент, определяемый по табл. 4.9.

Проверяем прочность стержня колонны с учетом развития пластических деформаций по формуле (1.23)

$$\begin{aligned} \left(\frac{N}{F_{нт} R} \right)^{3/2} + \frac{M}{W_{xнт} R} &= \left(\frac{109\,820}{330 \cdot 2900} \right)^{3/2} + \frac{16\,461\,000}{1,12 \cdot 6270 \cdot 2900} = \\ &= (0,1145)^{3/2} + 0,809 = 0,039 + 0,809 = 0,848 < 1. \end{aligned}$$

Таким образом, прочность, общая устойчивость верхней части колонны и местная устойчивость ее элементов обеспечены.

Подбор сечения нижней части колонны. Сечение нижней части колонны принято сквозным, состоящим из двух ветвей: подкрановой и наружной (шатровой), соединенных в двух плоскостях решеткой. Ширина нижней части колонны определяется расстоянием между наружной гранью с осью подкрановой ветви, которое равно 1250 мм. Подкрановая ветвь принята двутаврового сечения, а наружная — в виде швеллера.

Ветви колонны из стали класса С46/33 (14Г2), решетка из стали класса С38/33 (ВСтЗкп2). Принимаем распределение усилий между ветвями по табл. 4.16: усилие в подкрановой ветви $N_n = 364,8$ тс; усилие в наружной ветви $N_n = 418,91$ тс.

Находим ориентировочно требуемую площадь сечения ветвей по формулам:

$$F_n = \frac{N_n}{(0,9 \div 0,7) R} = \frac{364\,800}{0,85 \cdot 2900} = 148,0 \text{ см}^2;$$

$$F_n = \frac{N_n}{0,85R} = \frac{418\,910}{0,85 \cdot 2900} = 169,8 \text{ см}^2.$$

Компонуем сечения ветвей колонны. Для подкрановой ветви принимаем составной двутавр из двух листов 200×20 и листа 610×12 мм; наружную ветвь компонуем из двух уголков 200×14 и листа 550×12 мм.

Геометрические характеристики ветвей (обозначение осей см. на рис. 4.12, в):

подкрановая

$$F_n = 153 \text{ см}^2; I_y = 102\,100 \text{ см}^4; I_1 = 2675 \text{ см}^4; r_y = 25,8 \text{ см};$$

$$r_1 = 4,18 \text{ см};$$

наружная

$$F_n = 2 \cdot 54,6 + 55 \cdot 1,2 = 109,2 + 66 = 175,2 \text{ см}^2;$$

$$I_y = I_n + 2(I_0^{yr} + F_y r_{a_{yr}}^2) = \frac{1,2 \cdot 55^3}{12} + 2(2097 + 54,6 \cdot 27,04^2) =$$

$$= 16\,650 + 84\,400 = 101\,050 \text{ см}^4;$$

расстояние от центра тяжести ветви до края наружного листа

$$z_2 = \frac{\sum F_i z_i}{\sum F_i} = \frac{55 \cdot 1,2 \cdot 0,6 + 2 \cdot 54,6 \cdot 6,66}{175,2} = 4,38 \text{ см};$$

$$I_2 = F_n a_n^2 + 2(I_0^{yr} + F_y r_{a_{yr}}^2) = 66 \cdot 3,78^2 + 2(2097 + 54,6 \cdot 2,28^2) =$$

$$= 5708 \text{ см}^4;$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{F}} = \sqrt{\frac{101\,050}{175,2}} = 23,85 \text{ см};$$

$$r_2 = \sqrt{\frac{I_2}{F}} = \sqrt{\frac{5708}{175,2}} = 5,68 \text{ см}.$$

Уточняем положение центра тяжести всего сечения нижней части колонны и находим точные значения расчетных усилий в ветвях по формулам (4.29) и (4.30):

$$h_0 = h - z_2 = 125 - 4,38 = 120,62 \text{ см};$$

$$y_2 = \frac{153 \cdot 120,62}{153 + 175,2} = 56,15 \text{ см};$$

$$y_1 = h_0 - y_2 = 120,62 - 56,15 = 64,47 \text{ см};$$

$$N_n = N_1 \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = \frac{482\,600 \cdot 56,15}{120,62} + \frac{154,23 \cdot 10^5}{120,62} = 353\,000 \text{ кгс};$$

$$N_n = N_2 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = \frac{469\,820 \cdot 64,47}{120,62} + \frac{229,926 \cdot 10^5}{120,62} = 441\,600 \text{ кгс.}$$

Проверяем устойчивость ветвей колонны по формуле (1.7).

Подкрановая ветвь:
в плоскости рамы

$$l_{в1} = 125 \text{ см}; \lambda_{в1} = \frac{125}{4,18} = 29,94; \varphi_1 = 0,943;$$

$$\sigma = \frac{353\,000}{0,943 \cdot 153} = 2440 \text{ кгс/см}^2 < R = 2900 \text{ кгс/см}^2;$$

из плоскости рамы

$$l_{y1} = 980 \text{ см}; \lambda_{y1} = \frac{980}{25,8} = 38; \varphi_y = 0,897; \sigma = \frac{353\,000}{0,897 \cdot 153} = 2570 \text{ кгс/см}^2 < R = 2900 \text{ кгс/см}^2.$$

Наружная ветвь:
в плоскости рамы

$$l_{в2} = 125 \text{ см}; \lambda_{в2} = \frac{125}{5,68} = 22; \varphi_2 = 0,958; \sigma = \frac{441\,600}{0,958 \cdot 175,2} = 2632 \text{ кгс/см}^2 < R = 2900 \text{ кгс/см}^2;$$

из плоскости рамы

$$l_{y2} = 980 \text{ см}; \lambda_{y2} = \frac{980}{23,85} = 41,15; \varphi_y = 0,882;$$

$$\sigma = \frac{441\,600}{0,882 \cdot 175,2} = 2858 \text{ кгс/см}^2 < R = 2900 \text{ кгс/см}^2;$$

Проверка устойчивости колонны как единого стержня составного сечения. Необходимо найти приведенную гибкость стержня, зависящую от сечения раскосов, поэтому предварительно подберем сечение элементов решетки колонны. Раскосы решетки рассчитывают на большую из поперечных сил: фактическую ($Q = 40,125 \text{ тс}$) или условную ($Q_{усл} = 40 F_{бр} = 40 (153 + 175,2) = 13120 \text{ кгс}$), а стойку — на условную. Раскосы будут выполняться из уголков 125×10 , а стойки — из уголков 75×8 .

Проверяем устойчивость раскоса (уголок 125×10 , $F_p = 24,3 \text{ см}^2$)

$$r_{\min} = 2,47 \text{ см}; l_p = \frac{l_{в1}}{\sin \alpha} = \frac{125}{0,707} = 176,7 \text{ см}; \lambda_{\max} = \frac{l_p}{r_{\min}} = \frac{176,7}{2,47} = 71,5; \varphi = 0,762);$$

$$\sigma = \frac{N_p}{m\varphi F_p} = \frac{Q_{\max}}{2 \sin \alpha m\varphi F_p} = \frac{40\,125}{2 \cdot 0,707 \cdot 0,75 \cdot 0,762 \cdot 24,3} = 2042 \text{ кгс/см}^2 < R = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверяем устойчивость стойки (уголок 75×8 , $F_{ст} = 11,5 \text{ см}^2$;
 $r_{мин} = 1,48 \text{ см}$; $\lambda = \frac{125}{1,48} = 84,5$; $\varphi = 0,698$);

$$\sigma = \frac{13\,120}{2 \cdot 0,75 \cdot 0,698 \cdot 11,5} = 1090 \text{ кгс/см}^2 < R = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем геометрические характеристики всего сечения колонны (см. рис. 4.12, в) и ее приведенную гибкость:

$$F = F_{в1} + F_{в2} = 153 + 175,2 = 328,2 \text{ см}^2;$$

$$I_x = I_1 + F_{в1}y_1^2 + F_{в2}y_2^2 = 2675 + 153 \cdot 64,47^2 + 5708 +$$

$$+ 175,2 \cdot 56,15^2 = 1\,196\,980 \text{ см}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}} = \sqrt{\frac{1\,196\,980}{328,2}} = 60,3 \text{ см}.$$

Гибкость стержня колонны относительно свободной оси $x-x$

$$\lambda_x = \frac{l_{р1}}{r_x} = \frac{1945}{60,3} = 32,3.$$

Приведенная гибкость по формуле (4.3)

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_x^2 + k \frac{F}{F_p}} = \sqrt{32,3^2 + 27 \frac{328,2}{2 \cdot 24,3}} = \sqrt{1044 + 182,3} =$$

$$= 35,0.$$

Условная приведенная гибкость

$$\bar{\lambda}_{пр} = \lambda_{пр} \sqrt{\frac{R}{E}} = 35 \sqrt{\frac{2900}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,297.$$

Проверяем устойчивость колонны в плоскости действия момента по формуле (1.26). Предварительно находим относительные эксцентриситеты по формуле (1.28) и коэффициенты $\varphi^{вн}$ по приложению I (табл. 3).

Для комбинации усилий, вызывающей наибольшее сжатие в подкрановой ветви:

$$m_x = \frac{M_1 F_{бр} y_1}{N_1 I_x} = \frac{15\,423\,000 \cdot 328,2 \cdot 64,47}{482\,600 \cdot 1\,196\,980} = 0,565; \varphi^{вн} = 0,594;$$

$$\sigma = \frac{N_1}{\varphi^{вн} F_{бр}} = \frac{482\,600}{0,594 \cdot 328,2} = 2472 \text{ кгс/см}^2 < R = 2900 \text{ кгс/см}^2.$$

Для комбинации усилий, вызывающей наибольшее сжатие в наружной ветви:

$$m_x = \frac{M_2 F_{бр} (y_2 + z)}{N_2 I_x} = \frac{22\,992\,600 \cdot 328,2 (56,15 + 4,38)}{469\,820 \cdot 1\,196\,980} = 0,814; \varphi^{вн} = 0,514;$$

$$\sigma = \frac{469\,820}{0,514 \cdot 328,2} = 2780 \text{ кгс/см}^2 < R = 2900 \text{ кгс/см}^2.$$

Устойчивость сквозной колонны из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечена проверкой устойчивости отдельных ветвей.

Проверим фактическое соотношение жесткостей верхней части колонны с нижней:

$$\frac{I_B}{I_H} = \frac{155\,600}{1\,196\,980} = \frac{1}{7,69}$$

Отличие от первоначально принятого соотношения $1/8$ составляет $3,85\%$ при допустимом расхождении 30% .

Расчет сопряжения верхней части колонны с нижней. Сопряжение принято через траверсу, высота которой принимается $h_{тр} = (0,5 \div 0,8) b_n$. Принимаем высоту траверсы 80 см , что составляет $0,64 b_n = 0,64 \cdot 125 = 80\text{ см}$. Материал траверсы — сталь класса С46/33.

Усилие в полках верхней части колонны от продольной силы и момента будет (см. таблицу 4.15):

$$N_{\Pi} = \frac{N}{2} + \frac{M_1}{b_B} = \frac{109,820}{2} + \frac{26,165}{0,5} = 107,12\text{ тс};$$

$$N_{\Pi} = \frac{N}{2} + \frac{M_2}{b_B} = \frac{109,820}{2} + \frac{67,15}{0,5} = 54,92 + 134,3 = 189,22\text{ тс}.$$

Задаемся минимальным катетом шва $h_{ш} = 1,0\text{ см}$ и, учитывая, что полка крепится четырьмя швами к стенке траверсы, определяем требуемую длину одного шва

$$L_{ш} = \frac{N_{\Pi}}{4\beta h_{ш} R_y^{CB}} = \frac{107\,120}{4 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 2000} = 19,1\text{ см}.$$

Максимальное усилие, которое может передать пояс верхней части колонны (его несущая способность), можно вычислить таким образом:

$$N_{\Pi} = F_{\Pi} R = 42 \cdot 3,2 \cdot 2900 = 390\,000\text{ кгс}.$$

Проверим шов, прикрепляющий пояс к траверсе

$$N_{ш} = 4\beta h_{ш} L_{ш} R_y^{CB} = 4 \cdot 0,7 \cdot 1,0 (76,8 - 1) 2000 = 425\,000\text{ кгс} > N = 390\,000\text{ кгс},$$

т. е. и в этом случае шва достаточно.

Определяем изгибающий момент и перерезывающую силу в траверсе:

$$M_{тр} = \frac{N_{\Pi} \cdot 75 \cdot 50}{125} = \frac{107\,120 \cdot 75 \cdot 50}{125} = 3\,220\,000\text{ кгс/см};$$

$$Q_{тр} = \frac{N_{\Pi} \cdot 75}{125} = \frac{107\,120 \cdot 75}{125} = 64\,300\text{ кгс}.$$

Минимальное сечение траверсы: высота траверсы $h_{тр} = 76,8\text{ см}$; $\delta_{тр} = 1\text{ см}$; пояса траверсы $42,0 \times 1,6\text{ см}$.

Геометрические характеристики сечения траверсы:

$$I_x = \frac{\delta_{тр} h_{тр}^3}{12} + 2F_{\Pi} a^2 = \frac{1 \cdot 76,8^3}{12} + 2 \cdot 42 \cdot 1,6 \cdot 39,2^2 = 244\,230\text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{I_x \cdot 2}{h} = \frac{244\,230 \cdot 2}{80} = 6110 \text{ см}^3.$$

Проверяем траверсу на изгиб и срез:

$$\sigma = \frac{M_{\text{тр}}}{W_{\text{тр}}} = \frac{3\,220\,000}{6110} = 527 \text{ кгс/см}^2 < R = 2900 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_{\text{тр}}}{h_{\text{тр}}} = \frac{64\,300}{76,8 \cdot 1} = 837 \text{ кгс/см}^2 < R_{\text{ср}} = 1700 \text{ кгс/см}^2.$$

Прикрепление траверсы к подкрановой ветви рассчитываем на реакцию траверсы и давление подкрановых балок

$$N' = \frac{N_{\text{п}} \cdot 50}{125} + D_{\text{мвкс}} = \frac{107,12 \cdot 50}{125} + 400 = 442,9 \text{ тс.}$$

Определяем требуемую длину одного шва при максимальном катете шва $h_{\text{ш}} = 1,2 \text{ см}$ и при прикреплении четырьмя швами

$$l_{\text{ш}} = \frac{N'}{4\beta h_{\text{ш}} R_{\text{св}}} = \frac{442,9 \cdot 10^3}{4 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 2000} = 65,6 \text{ см.}$$

Ветви сквозных колонн работают на продольные осевые силы, поэтому базы сквозных колонн делают отдельными, и они, по существу, состоят из двух баз для центрально сжатых колонн. Поэтому расчет и конструирование таких баз производится так же, как и баз центрально сжатых колонн. Пример расчета таких баз приведен в § 17.

Анкерные болты рассчитываются на специальное сочетание нагрузок, которое вызывает растяжение в ветвях. В нашем примере растягивающее усилие возникает только в подкрановой ветви (см. табл. 4.15):

$$N_{\text{п}} = \frac{N \cdot 56,15}{120,62} - \frac{M}{120,62} = \frac{85\,120 \cdot 56,15}{120,62} - \frac{18\,405\,000}{120,62} = -113\,100 \text{ кгс.}$$

В наружной ветви растягивающее усилие не возникает.

Определяем требуемую площадь анкерных болтов для подкрановой ветви:

$$F_{\text{нт}}^{\text{а}} = \frac{N_{\text{п}}}{R_{\text{п}}^{\text{а}}} = \frac{113\,100}{1400} = 80,9 \text{ см}^2.$$

Принимаем два анкерных болта (см. таблицу 4.10) общей площадью $41,4 \cdot 2 = 82,8 \text{ см}^2$; внутренний диаметр 72,64, наружный — 80 мм.

Для наружной ветви принимаем конструктивно два анкерных болта с наружным диаметром 24 мм каждый; внутренний диаметр 20,32 мм; площадь нетто $3,24 \text{ см}^2$.

Глава 5.

ФЕРМЫ ПОКРЫТИЙ ПРОМЗДАНИЙ

§ 19. ЭЛЕМЕНТЫ КРОВЛИ

Профилированный настил. Для утепления покрытий промышленных зданий применяется стальной оцинкованный профилированный настил¹ (рис. 5.1). Листы настила длиной 12 м соединяются между собой комбинированными заклепками (ТУ 34—5814—70) и крепятся к прогонам самонарезающими болтами (ТУ 34—5815—70). Профилированный настил поставляется в комплекте с метизами.

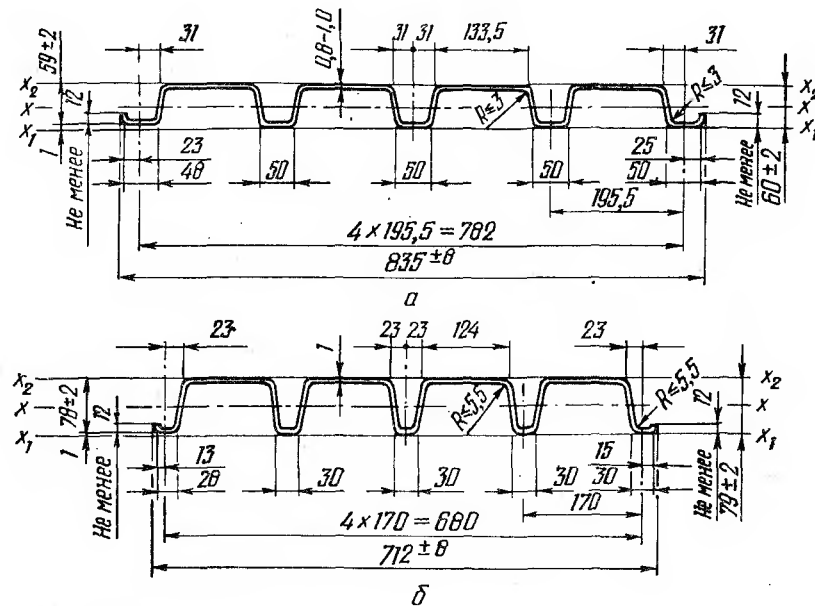


Рис. 5.1. Поперечное сечение профилированного настила: высотой 60 (а) и 79 мм (б).

Конструкция покрытия из профилированного настила с легким утеплителем показана на рис. 5.2. Жесткий плитный утеплитель 3 (самозатухающий пенополистирол) укладывается на предвари-

¹ ТУ 34—5831—71. «Сталь холодногнутая оцинкованная. Профили гофрированные с трапециевидной формой гофра».

тельно наклеенную на настил 1 пароизоляцию 2 из одного слоя рубероида и непосредственно по нему (без выравнивающей стяжки) устраивается кровельный ковер 4, покрытый гравийной защитой 5.

Усилие в настиле определяются, как в четырехпролетной неразрезной балке. Расчетная нагрузка от собственного веса покрытия,

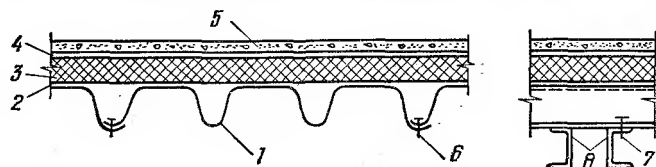


Рис. 5.2. Покрытие с профилированным настилом:

1 — настил; 2 — пароизоляция; 3 — утеплитель; 4 — кровельный ковер; 5 — гравийная защита; 6 — комбинированная заклепка; 7 — самонарезающийся болт; 8 — прогон.

включая вес настила, принимается 86 кгс/м^2 для зданий с плоской кровлей. При шаге прогонов 3 м несущая способность настила¹ составляет 260—500 кгс/м^2 . Тип настила в зависимости от нагрузки может быть назначен по табл. 5.1.

Таблица 5.1. Характеристики профилированного настила

Профилеразмер настила (ТУ 34—5831—71)	Высота профиля, мм	Толщина листа, мм	Справочные величины на 1 м ширины				Масса 1 м ² профиля, кг	Стоимость		
			Момент инерции, см ⁴	Момент сопротивления, см ³				руб/т	руб/м ²	
				W_{x_1}		W_{x_2}				
				в пролете	на опоре	в пролете				на опоре
H60—782—0,8	60	0,8	51,4	16,6	17,0	13,9	31,5	10,9	308	3,36
H60—782—0,9	60	0,9	60,4	18,9	20,1	16,6	35,7	12,0	287	3,43
H60—782—1,0	60	1,0	69,6	21,2	23,5	19,3	39,9	13,3	272	3,62
H79—680—1,0	79	1,0	127,5	26,9	30,7	30,7	55,6	15,3	272	4,16

Примечание: Оптовые цены на 1 т настила приняты по дополнению № 22 и прейскуранту № 01—09, утвержденному Государственным комитетом цен Совета Министров СССР 29 июля 1971 г.

Прогон под легкую кровлю. При шаге ферм 6 м применяются сплошные прогоны из прокатных швеллеров или двутавров, гнутых открытых или замкнутых профилей. Прогон располагается с шагом 1,5—3 м и опирается обычно в узлах стропильных ферм.

Расчет прокатных прогонов ведется на косою изгиб (рис. 5.3, б). Прочность с учетом развития пластических деформаций проверяется по формуле (1.11)

$$\sigma = \frac{M_x}{1,12W_x} + \frac{M_y}{1,2W_y} \leq R,$$

¹ Я. А. Каплун, Б. Н. Вроню. О расширенном сортаменте стального оцинкованного настила. «Промышленное строительство», 1972, № 4.

где $M_x = \frac{q l^2}{8} \cos \alpha$ — изгибающий момент от вертикальной погонной нагрузки q относительно оси $x-x$; M_y — изгибающий момент в плоскости наименьшей жесткости относительно оси $y-y$; l — пролет прогона; α — угол наклона кровли к горизонту.

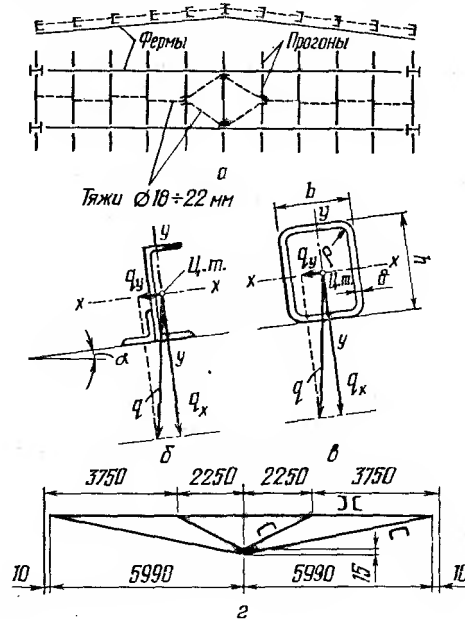


Рис. 5.3. Прогоны:
 а — развязка прогонов в плоскости ската тяжами; б — схема действия нагрузки; в — сквозной прогон конструкции ЦНИИпроектстальконструкции.

Если прогон закреплен из плоскости тяжами (рис. 5.3, а), то изгибающий момент равен $M_y = \frac{q l^2}{32} \sin \alpha$, как в двухпролетной неразрезной балке. При отсутствии тяжей $M_y = \frac{q l^2}{8} \sin \alpha$.

При кровле из профилированного настила, закрепленного к прогону самонарезающимися болтами и соединенного между собой заклепками (см. рис. 5.2), нагрузки из плоскости прогона воспринимаются настилом. В этом случае проверка прочности выполняется только от вертикальных нагрузок, и тяжи не ставятся. Общая устойчивость прогона обеспечивается настилом.

Прочность прогона замкнутого сечения из гнутого профиля (рис. 5.3, в) проверяется по формуле [22]

$$k \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R,$$

где M_x, M_y определяются как для прокатного прогона;

$$k = 1 - \frac{2\rho}{h} (1 + z - \sqrt{1 + z}),$$

где ρ — радиус наружного закругления;

$$z = \frac{h}{b} \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_x},$$

h, b — высота и ширина профиля.

Жесткость прогонов из прокатных или гнутых профилей проверяется по формуле (3.9) относительно оси $x-x$ от вертикальных нагрузок. Прогиб рядовых прогонов не должен превышать $1/200 l$, а прогонов, устанавливаемых над остеклением, — $1/500 l$.

При шаге ферм 12 м применяются сквозные прогоны (рис. 5.3, г) пролетом 12 м, которые располагаются с шагом 3 м. Пояса прогонов выполняются из двух гнутых швеллеров, установленных на расстоянии 80 мм полками наружу. Элементы решетки заводятся между ними и соединяются контактной сваркой без фасонки. Прогоны крепятся болтами к верхнему поясу фермы, к которому в месте опирания приваривается прокладка толщиной 12 мм.

Жесткость верхних и нижних поясов прогонов обеспечивается связями, которые выполняются из круглой стали диаметром 8—12 мм.

Расчет прогонов выполняется как для фермы с неразрезным верхним поясом.

Марка прогона устанавливается в зависимости от погонной нагрузки и высоты здания (табл. 5.2) *. Материал прогонов — сталь ВСтЗпсб.

Таблица 5.2. Сквозные решетчатые прогоны

Марка прогона	Расчетная нагрузка, кгс/м	Вес прогона, кг
ПР-720 ПК-720 ПЕ-720	720	330
ПР-950 ПК-950 ПЕ-950	950	429
ПР-1400 ПК-1400 ПЕ-1400	1400	521
ПР-1800 ПК-1800	1800	630

Примечание. ПР — рядовые, ПЕ — ендовые, ПК — концевые прогоны.

* Стальные решетчатые прогоны. Серия 1.462—5. ЦНИИпроектстальконструкция. М., 1971.

В качестве прогонов под легкие кровли могут применяться тонкостенные балки (гл. 3, § 14).

При беспрогонной кровле применяются железобетонные плиты шириной 1,5—3,0 и длиной 6—12 м (табл. 5.3). При холодной кров-

Т а б л и ц а 5.3. Железобетонные предварительно-напряженные плиты

Размер плит в плане	Высота, мм	Марка плиты	Марка бетона	Масса, т	Расчетная нагрузка, кгс/м ²
5970×1490	300	$\frac{\text{ПНС-10}}{1,5 \times 6}$ — $\frac{\text{ПНС-14}}{1,5 \times 6}$	200,300	1,4	370—1140
		$\frac{\text{ПНС-15}}{1,5 \times 6}$ — $\frac{\text{ПНС-19}}{1,5 \times 6}$	—	—	390—1190
5970×2980	300	$\frac{\text{ПНС-1}}{3 \times 6}$ — $\frac{\text{ПНС-4}}{3 \times 6}$	300	2,3	330—600
11960×1480	450	$\frac{\text{ПНКЛ-1}}{1,5 \times 12}$ — $\frac{\text{ПНКЛ-3}}{1,5 \times 12}$	400,500	4,9	910—1300
		$\frac{\text{ПНТП-1}}{1,5 \times 12}$ — $\frac{\text{ПНТП-3}}{1,5 \times 12}$			
11960×2980	450	$\frac{\text{ПНКЛ-1}}{3 \times 12}$ — $\frac{\text{ПНКЛ-4}}{3 \times 12}$	400,500	6,8	420—660
		$\frac{\text{ПНТП-1}}{3 \times 12}$ — $\frac{\text{ПНТП-5}}{3 \times 12}$			

ле по плитам устраивается цементная стяжка и рулонный ковер. При теплой кровле по цементной стяжке устраивается пароизоляция, укладывается утеплитель (минераловатные плиты, ячеистый или легкий бетон), затем выполняется стяжка, на которую наклеивается рулонный ковер.

§ 20. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ ФЕРМ

В настоящей главе рассматриваются фермы покрытий промышленных и общественных зданий из элементов традиционных сечений — уголков, а также из труб и замкнутых гнутых профилей, без предварительного напряжения и с предварительным напряжением.

В зависимости от вида кровли, условий прикрепления, пролета применяют фермы различного очертания: треугольного, трапецидального, с параллельными поясами и полигональные.

Вся нагрузка, действующая на ферму, принимается приложенной к узлам фермы. Если нагрузка приложена в панели, то в основной расчетной схеме она также распределяется между ближайшими

узлами, но при этом дополнительно учитывается местный изгиб пояса от расположенной на нем нагрузки.

Для удобства расчета рекомендуется определять усилия в стержнях ферм для каждого вида нагрузки отдельно: собственной массы ферм и поддерживаемых конструкций кровли, собственной массы подвесного потолка; подвесного подъемно-транспортного оборудования; снега; ветра (при уклоне кровли более 30°); отсоса ветра (при легкой кровле); опорных моментов от каждого вида нагрузки, приложенных к поперечной раме.

Для каждого стержня определяют усилия от основных, дополнительных и особых сочетаний нагрузок; несущую способность стержней проверяют по окончательному расчетному (наибольшему) усилию.

Результаты статического расчета обычно записывают в таблицу, форма и заполнение которой показаны в примере 5.1.

Подбор сечения сжатых стержней начинается с определения требуемой площади по формуле

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi m R} . \quad (5.1)$$

Коэффициент условий работы m в большинстве случаев равен единице, кроме случаев, оговоренных в табл. 1.8.

В формуле (5.1) содержатся два неизвестных: требуемая площадь $F_{\text{тр}}$ и коэффициент продольного изгиба φ , являющийся функцией гибкости

$$\lambda = \frac{l_0}{r} ,$$

где l_0 — расчетная длина стержня, определяемая по формуле $l_0 = \mu l$. Здесь μ — коэффициент приведения длины, зависящий от степени зацементации концов стержня, и принимается в фермах из уголков для поясов и опорного раскоса равным единице, для элементов решетки в плоскости фермы — 0,8, а из плоскости — единице; в фермах из труб и гнутых профилей замкнутого сечения с бесфасочными узлами для поясов и опорных раскосов он равен единице, для элементов решетки — 0,9 как в плоскости, так и из плоскости фермы; l — геометрическая длина стержня: в плоскости фермы определяется расстоянием между узлами фермы, а из плоскости — для элементов решетки расстоянием между узлами фермы, а для пояса — расстоянием между закрепленными точками (закрепление может обеспечиваться связевыми распорками; прогонами, закрепленными в узлах связевых ферм; жесткими плитами или панелями покрытия); $r = \sqrt{\frac{I}{F}}$ — радиус инерции сечения.

Задав гибкостью λ для поясов 100—80 и для решетки 120—100 (в легких фермах), можно найти величину φ , площадь по формуле (5.1) и радиусы инерции сечения по формулам:

$$r_{x \text{ тр}} = \frac{l_x}{\lambda} ; \quad r_{y \text{ тр}} = \frac{l_y}{\lambda} .$$

По требуемым площади и радиусам инерции komponуется сечение из прокатных или сварных элементов. Несогласованность значений r и F с требуемыми показывает, насколько неправильно была задана гибкость. При необходимости сечение корректируется и производится проверка устойчивости сжатого стержня по формуле (1.7)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{бр}} \leq R,$$

где φ определяется по максимальной гибкости стержня с принятым сечением.

Подбор сечений растянутых стержней фермы производят по формуле

$$F_{бр,тр} = \frac{N}{\alpha R}, \quad (5.2)$$

где α — коэффициент ослабления стержня заклепками или болтовыми отверстиями, принимаемый равным 0,85; для сварных ферм $\alpha = 1$.

Скомпоновав по требуемой площади сечения из профилей, имеющихся в сортаментах, производят проверку принятого сечения с учетом фактического ослабления сечения отверстиями для заклепок или болтов.

Подбор сечения стержней ферм, работающих на местный изгиб или внецентренное сжатие, рассчитывают по формуле

$$F_{тр} = \frac{N}{\varphi^{вн} R}. \quad (5.3)$$

Как уже отмечалось, коэффициент понижения несущей способности стержня при внецентренном продольном изгибе $\varphi^{вн}$ зависит от условной гибкости в плоскости изгиба и приведенного эксцентриситета, равного

$$m_1 = \eta m = \eta \frac{l}{\rho_x} = \eta \frac{MF_{бр} z}{NI_x} \quad (\text{см. 1.27}).$$

Приняв тип сечения (профиля), задаются гибкостью λ_x и определяют радиус инерции $r_x = \frac{l_x}{\lambda_x}$, требуемую высоту сечения и ядровое расстояние

$$\rho_x = \frac{I_x}{F_{бр} z} = \frac{r_x^2}{z}. \quad (5.4)$$

Для симметричных относительно горизонтальной оси сечений $z = \frac{h}{2}$, для тавровых — $z \approx 0,3 h$. Для принятого типа сечения по табл. 1.10 определяется η . Зная ρ_x и η , по формуле (1.27) определяют приведенный эксцентриситет m_1 . В свою очередь, зная m_1 и λ , по табл. 2 (приложение I) определяют коэффициент $\varphi^{вн}$ и затем по формуле (5.3) находят требуемую площадь и komponуют сечение

(по $F_{тр}$ и h). Если сечение компонуется плохо, изменяют значение гибкости и определяют новое значение площади.

При симметричном сечении, если заранее известны габаритные размеры, для определения требуемой площади можно использовать приближенную формулу (4.28) $F_{тр} \approx \left(1,25 + 2,2 \frac{e_x}{h}\right) \frac{N}{R}$.

Подобрав сечение стержня, определяют его геометрические характеристики и производят проверку стержня как в плоскости действия момента по формуле (1.26) $\sigma = \frac{N}{\varphi_{вн} F_{бр}} \leq R$, так и в перпенди-

кулярной плоскости (при $I_x > I_y$) по формуле (1.20) $\sigma = \frac{N}{c \varphi_y F} \leq R$, где c — коэффициент, учитывающий влияние момента, действующего в другой плоскости, который определяется по указаниям главы 1 (стр. 23).

При эксцентриситете $m_1 > 20$ проверка устойчивости по формуле (1.26) не требуется.

Подбор сечений стержней по предельной гибкости применяется тогда, когда стержень имеет небольшое усилие или усилие, равное нулю.

Очень гибкие стержни легко искривляются от случайных воздействий, провисают от собственного веса, в них появляются нежелательные эксцентриситеты, они могут изогнуться при транспортировке и монтаже, вибрируют при динамических нагрузках, поэтому введены ограничения гибкости стержней (для сжатых более жесткие). Величина предельной гибкости $\lambda_{пр}$ установлена СНиП в зависимости от значения стержня и возможного знака усилия (табл. 5.4). Зная расчетную длину стержня l_0 и значение предельной гибкости $\lambda_{пр}$, определяют требуемый радиус инерции:

$$r_{тр} = \frac{l_0}{\lambda_{пр}}, \quad (5.5)$$

Т а б л и ц а 5.4. Предельные гибкости $\lambda_{пр}$

Элементы фермы и характер их загрузки	Предельные гибкости
Сжатые пояса, а также опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции	120
Прочие сжатые стержни ферм	150
Сжатые стержни связей	200
Для растянутых стержней, подвергающихся динамическим воздействиям:	
растянутые пояса и опорные раскосы	250
прочие растянутые стержни ферм	350
растянутые стержни связей	400
Для всех растянутых стержней, не подвергающихся динамическим воздействиям (ограничивается только по вертикали, чтобы предотвратить чрезмерное их провисание)	400

по которому в сортаменте выбирают сечение профиля с минимальной площадью.

Подбор сечения стержней ферм обычно производят в табличной форме. Форма таблицы и ее заполнение будут показаны в примере.

Фермы из уголков. В фермах с узлами на фасонках толщину фасонки принимают по табл. 5.5 в зависимости от усилий в стержнях решетки. В фермах больших пролетов допускается две толщины для фасонки с разностью толщин не более 2 мм.




Таблица 5.5. Рекомендуемые толщины фасонки

Максимальное усилие в стержнях решетки, тс	До 15	16—25	26—40	41—60	61—100	101—140	141—180	Более 180
Толщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16	18	20

Прикреплять элементы решетки из уголков к фасонке рекомендуется двумя фланговыми швами и лобовым. При креплении элементов решетки только фланговыми швами требуемые площади швов распределяются по обушке и перу уголка обратно пропорционально их расстояниям до оси стержня. Концы фланговых швов выводят на торцы элементов на длину 20 мм. Не рекомендуется принимать прерывистые швы толщиной менее 5 и длиной менее 60 мм.

При практических расчетах долю силы N , приходящуюся на фланговые швы обушки и пера, можно принимать в зависимости от типа уголка по табл. 5.6.

Таблица 5.6. Доля усилия на сварные швы обушки (k_1) и пера (k_2)

Тип уголка и схема его крепления	Доля усилия N	
	на обушку (k_1)	на перо (k_2)
	0,7	0,3
	0,75	0,25
	0,68	0,32

Длина швов на обушке

$$l_{ш}^{об} = \frac{k_1 N}{2\beta h_{ш} R_y^{св}} ; \quad (5.6)$$

на пере

$$l_{ш}^n = \frac{k_2 N}{2\beta h_{ш} R_y^{св}} \quad (5.7)$$

Типичные конструкции узлов ферм показаны на рис. 5.4; 5.5 (с размерами по приведенным примерам расчета таких узлов).

К поясам фасонки рекомендуется прикреплять сплошными швами и, где возможно, выпускать их за обухи поясных уголков на 10—15 мм. Швы, прикрепляющие фасонку к поясу, рассчитывают на разность усилий в смежных панелях пояса по формуле

$$N_{\phi} = N_2 - N_1 \quad (5.8)$$

В местах опирания крупнопанельных плит покрытия пояса при необходимости усиливаются подкладками, привариваемыми продольными швами.

Если к узлу приложена сосредоточенная нагрузка P (перпендикулярная поясу), то швы, прикрепляющие фасонку к поясу, воспри-

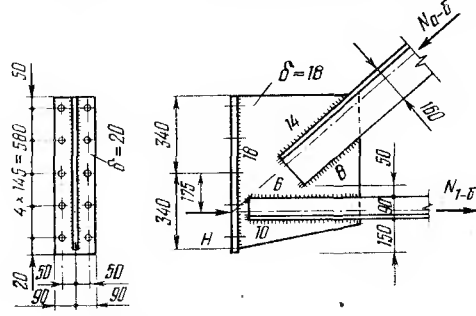


Рис. 5.4. Нижний опорный узел ригеля рамы.

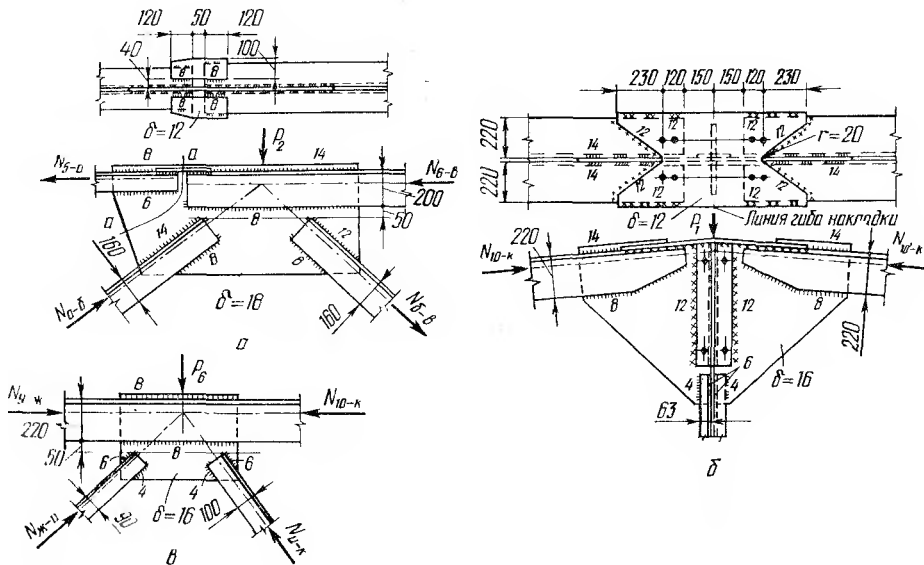


Рис. 5.5. Узлы фермы (ригеля) из уголков:

a — узел со стыком верхнего пояса; *б* — коньковый (укрупнительный) узел верхнего пояса; *в* — промежуточный узел верхнего пояса (с узловой нагрузкой).

нимают равнодействующее усилие от давления нагрузки P и разности усилий в смежных панелях:

$$F_{ш} = 0,7 \sum (h_{ш} l_{ш}) = \frac{\sqrt{(N_2 - N_1)^2 + P^2}}{R_y^{св}}. \quad (5.9)$$

Если в узлах ферм размещаются стыки поясов, то их следует перекрывать специальными накладками, не включая, как правило, в работу стыка фасонку, работающую на перераспределении усилий между стержнями, примыкающими к узлу; фасонку можно включать в работу, если продолжить ее за узел. Стык поясов можно перекрывать листовыми накладками, расположенными по выступающим полкам уголков или уголковыми накладками со срезанной полкой и обработанными обушками.

Решения с листовыми накладками (см. рис. 5.5) является более универсальным. Работа узла с прерванными поясами достаточно сложна, поэтому рассчитывается он в значительной степени условно. При конструировании уголок с большим усилием заводится на 300—500 мм за центр узла, а между соединяемыми поясами оставляют зазор 40—50 мм; площадь накладки должна быть не менее площади выступающей полки меньшего уголка. При этом необходимо обеспечить прочность ослабленного сечения по линии $a-a$ (рис. 5,5, a). Существует упрощенный практический прием проверки таких сечений по формуле

$$\sigma = \frac{N_p}{F_{усл}} \leq R, \quad (5.10)$$

где $F_{усл} = \Sigma F_n + \delta_{ф} \cdot 2b$ — условная расчетная площадь, равная сумме площадей накладок и части площади фасонки высотой $2b$ (b — ширина полки прикрепляемого уголка); N_p — расчетное усилие в элементе, которое вследствие некоторой нечеткости работы узла рекомендуется принимать на 20% больше действительного, т. е. $N_p = 1,2 N$.

Швы, прикрепляющие листовую накладку к поясам, рассчитывают на усилие в накладке

$$N_n = F_n \sigma, \quad (5.11)$$

где σ — напряжение в накладке, определенное по формуле (5.10), а швы, прикрепляющие уголки пояса к фасонкам, — на расчетные усилия в поясах за вычетом усилия, передаваемого с уголка на уголок накладкой: $1,2 N - 2N_n$, но не менее чем $\frac{1,2N}{2}$.

Трубчатые фермы. Узловые сопряжения трубчатых (из круглых, квадратных и прямоугольных труб) ферм должны обеспечивать герметизацию внутренней полости ферм, чтобы предотвратить возникновение коррозии. В трубчатых фермах наиболее рациональны узлы с непосредственным примыканием стержней решетки к поясам. Применяются и другие узлы сопряжения: со сплюснутыми концами стержней решетки, на фасонках, с узловыми вставками.

При непосредственном примыкании стержней решетки к поясам с обработкой кромок соединительные швы можно считать стыковыми, во всех остальных случаях соединительные швы ближе к угловым.

Прочность шва, прикрепляющего трубчатый стержень решетки, можно проверить в запас прочности по формуле

$$\frac{N}{0,7h_{ш}l_{ш}} \leq 0,85R_y^{св}, \quad (5.12)$$

где $R_y^{св}$ — расчетное сопротивление сварного шва; 0,85 — коэффициент условия работы шва, учитывающий неравномерность распределения напряжения по длине шва; $h_{ш}$ — толщина углового шва; $l_{ш}$ — длина шва, определяемая для круглых труб по формуле

$$l_{ш} = \pi d \frac{\xi}{2} \left[\frac{3}{2} (1 + \operatorname{cosec} \alpha) - \sqrt{\operatorname{cosec} \alpha} \right]. \quad (5.13)$$

Значения коэффициента ξ , зависящего от отношения диаметров труб, приведены в табл. 5.7.

Таблица 5.7. Значение коэффициента ξ в формуле (5.13)

$\gamma = \frac{d}{D}$	0,2	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,85	0,90	0,95	1,0
ξ	1,00	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,08	1,12	1,22

При недостаточной толщине поясные трубы усиливают накладками.

В случае резки труб со скосом кромки, т. е. когда сварной шов на большей части своей длины может быть отнесен к стыковым (тавровым) швам, допускается производить проверку прочности сварного шва в бесфасоночных соединениях труб по формуле

$$N \leq 0,95F_{св}R^{св}, \quad (5.14)$$

где $F_{св}$ — площадь сечения прикрепляемой трубы; $R^{св}$ — расчетное сопротивление сварного шва встык растяжению ($R_p^{св}$) или сжатию ($R_{сж}^{св}$), принимаемое с учетом коэффициента 0,85.

Точнее узловое прикрепление труб (бесфасоночное) можно рассчитать пользуясь методикой, предложенной в рекомендациях по проектированию стальных конструкций с применением круглых труб [7].

Расчет бесфасоночных узлов. Несущая способность бесфасоночного узла трубчатой конструкции (рис. 5.6), включающего в себя один сквозной трубчатый элемент (пояс) и несколько примыкающих элементов (раскосы, стойки, столики), проверяется по формулам:

$$\sqrt{\left(\sum \frac{P_{сж}^I}{P_0^I}\right)^2 + \left(\frac{P_{сж}^{II}}{P_0^{II}}\right)^2} - 0,25 \frac{\sum P_p^I}{\sum P_{сж}^I} \leq m_{сж}; \quad (5.15)$$

$$0,9 \sqrt{\left(\sum \frac{P_p^I}{P_0^I}\right)^2 + \left(\frac{P_p^{II}}{P_0^{II}}\right)^2} - 0,25 \frac{\sum P_{сж}^I}{\sum P_p^I} \leq m_p. \quad (5.16)$$

Здесь $m_{сж}$, m_p — коэффициент, принимаемый равным: 1 — при $\frac{N}{FR} \leq 0,75$; $(1,6-0,8) \frac{N}{FR}$ — при $0,75 < \frac{N}{FR} \leq 1$, где N — продольное усилие в поясе соответственно со стороны сжатого или растянутого элемента решетки; F и R — соответственно площадь сечения и расчетное сопротивление материала пояса. В случае подкрепления

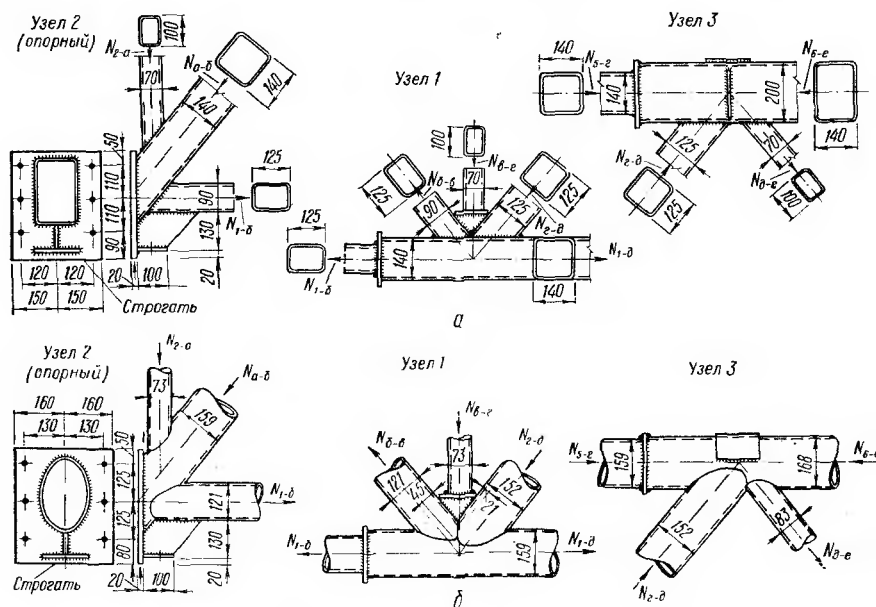


Рис. 5.6. Бесфасочные узлы ферм:

а — из гнуто-сварных профилей замкнутого сечения; *б* — из круглых труб.

грубчатого пояса в зоне узла поперечным ребром или диафрагмой значения коэффициентов $m_{сж}$ и m_p повышается на 20%;

$$\left. \begin{aligned} P_{сж}^I &= N_{сж}^I \sin \alpha; \\ P_p^I &= N_p^I \sin \alpha; \\ P_{сж}^{II} &= N_{сж}^{II} \sin \alpha; \\ P_p^{II} &= N_p^{II} \sin \alpha; \end{aligned} \right\} \quad (5.17)$$

$N_{сж}^I$ и N_p^I — соответственно сжимающие и растягивающие усилия (абсолютные величины в примыкающих элементах, расположенных по одну сторону пояса — элементы решетки); $N_{сж}^{II}$ и N_p^{II} — то же,

в примыкающем элементе, расположенном по другую сторону пояса (столики и т. п.); α — угол между направлением усилия, передаваемого соответствующим примыкающим элементом, и осью пояса; P_0^I и P_0^{II} — значения P_0 для каждого из примыкающих элементов, расположенных соответственно по одну и другую сторону пояса, определяемые по формуле

$$P_0 = k \left(1 + 0,02 \frac{D}{\delta} \right) \delta^2 R, \quad (5.18)$$

где D , δ , R — соответственно диаметр, толщина стенки и расчетное сопротивление стали пояса; k — коэффициент, принимаемый равным: $k_0^I = 5 + 15(d/D)^2$ — для элементов решетки; $k_0^{II} = 5 + 15(d/D)^4$ — для элементов, примыкающих к поясу со стороны, противоположной решетке.

В качестве d принимается: для трубчатых элементов — их диаметр; для столиков из швеллера и других двустенчатых или одностенчатых примыкающих элементов длиной не менее $0,75 D$ — ширина элемента из плоскости фермы в месте его примыкания к поясу.

В случае, если элементы решетки пересекаются между собой в зоне узла (см. рис. 5.6, б), проверку несущей способности узла рекомендуется производить по формулам (5.15) и (5.16), в которых значения $P_{сж}^I$ и P_p^I принимаются: при одинаковых знаках усилий в пересекающихся элементах — увеличенными, а при разных знаках — уменьшенными на величину

$$\Delta P = k_S^{см} P^{см}, \quad (5.19)$$

где $P^{см}$ — значение $P_{сж}^I$ или P_p^I для смежного (имеющего с рассматриваемым общую линию сварного шва) элемента решетки;

$$k_S^{см} = \frac{S_{ш}^{см}}{\pi d^{см}}.$$

Здесь $S^{см}$ — часть окружности смежного элемента решетки, соответствующая участку его пересечения с рассматриваемым элементом; если при этом сварной шов не охватывает всего периметра смежного элемента решетки (см. рис. 5.6, б), то $k_S^{см}$ вычисляется по формуле $k_S^{см} = \frac{S_{ш}^{см}}{\Sigma S_{ш}^{см}}$ ($\Sigma S_{ш}^{см}$ — часть периметра смежного элемента решетки, соответствующая участкам наложения сварных швов).

Если у какого-либо элемента решетки приварка к поясу отсутствует или невелика, а именно $k_S^{ш} = \frac{S^{ш}}{\pi d} \leq 0,20$, где $S^{ш}$ — часть окружности элемента, соответствующая линии его пересечения с поясом, то действие такого элемента на пояс не рассматривается, т. е. P^I для него в формулы (5.15) и (5.16) не подставляется.

Кроме указанной проверки по формулам (5.15) и (5.16), представляющей собой проверку стенки пояса на совокупность воздействий, передаваемых примыкающими элементами, следует произ-

водить проверку несущей способности для совокупности примыкающих каждого из пересекающих элементов решетки по формуле

$$N \leq 2 \sum \frac{k_s P_0}{\sin \alpha^{cm}}, \quad (5.20)$$

где N — усилие в рассматриваемом элементе решетки; P_0 определяется по формуле (5.18), в которую в качестве D , δ и R подставляются соответствующие параметры пояса или смежного элемента решетки, рассматриваемого как пояс; α^{cm} — угол между рассматриваемым элементом и поясом или смежным элементом решетки.

Расчет бесфасоночных узлов следует производить на расчетное сочетание нагрузок, действующих на ферму.

Однако при проверке по формуле (5.15) в качестве $N_{сж}$ и $N_{сж}^{II}$ допускается принимать наибольшие расчетные усилия в сжатых примыкающих элементах, а значения N_p^I устанавливать из условия равновесия узла. Соответственно, при проверке по формуле (5.16) допускается принимать наибольшие расчетные значения N_p^I и N_p^{II} , устанавливая значения $N_{сж}^I$ из условия равновесия узла. Проверка по формуле (5.20) производится для наибольшего усилия в рассматриваемом элементе решетки.

В фермах из замкнутых, гнутых профилей расчет узлов (с местной узловой нагрузкой) разработан еще недостаточно, но результаты исследований действительной работы узлов ферм под нагрузкой [6] дают возможность принять конструкцию узлов фермы, выдерживающих расчетную нагрузку: для узлов с местной (узловой) нагрузкой при $\frac{h}{\delta} \leq 75$ для стали класса С38/23 необходимо, чтобы

ширина элементов решетки отличалась от ширины пояса не более чем на 40 мм, а боковые стенки пояса были подкреплены ребрами жесткости или диафрагмами; для узлов без местной нагрузки достаточно выполнить только первое условие.

При бесфасоночных соединениях диаметр труб решетки рекомендуется принимать не менее 1/3 диаметра труб поясов и не более диаметра поясов (кроме опорного раскоса), а в фермах из гнутых замкнутых профилей ширина стержневой решетки не должна отличаться от ширины пояса более чем на 30—40 мм. Толщина стенок для основных несущих элементов ферм и пересекающихся в узлах элементов решетки должна быть не менее 3, а для прочих элементов не менее 2,5 мм. При бесфасоночных узлах рекомендуется принимать минимальные толщины стенок трубчатых элементов по табл. 5.8. Соединять трубы одинакового диаметра рационально в стык на остающемся подкладном кольце.

Расчет такого соединения на растяжение и сжатие производят по формуле

$$\frac{N}{\pi D_{cp} \delta} \leq R_y^{св}, \quad (5.21)$$

где D_{cp} — средний диаметр труб с меньшей толщиной стенки; δ — меньшая толщина стенки соединяемых труб.

Таблица 5.8. Минимальные относительные толщины стенок трубчатых элементов

Класс стали	Толщина стенки в долях диаметра		
	Пояс	Элементы решетки	
		сжатые	растянутые
C38/23	1/35	1/100	1/100
C44/29, } C46/33 }	1/40	1/90	1/100
C52/40	1/40	1/80	1/100
C60/45	1/45	1/75	1/100
C70/60	1/45	1/70	1/100

Примечание. Для поясов указанные в таблице относительные толщины являются ориентировочными и не исключают необходимости проверки несущей способности узлов. Для сжатых элементов решетки при указанных в таблице толщинах не требуется проверка на местную устойчивость. Для элементов конструкций, имеющих сварные крепления по торцам без дополнительных усилений, при подборе сечений этих элементов рекомендуется вводить коэффициент условий работы при расчете на прочность (без коэффициента φ) m , равный 0,8, а для стоек, пересекающихся с двумя раскосами, имеющими усилия разных знаков, дополнительно 0,85.

Стыковое соединение получается равнопрочным с основным металлом при расчетном сопротивлении направленного металла не ниже расчетного сопротивления материала труб для сталей, неразупрочняемых при сварке. При более низком расчетном сопротивлении наплавленного металла стыковое соединение на подкладном кольце можно выполнять косым швом.

Если невозможно обеспечить достаточную точность подгонки труб для сопряжения в стык и равнопрочность сварного шва, стыковые соединения труб равных диаметров могут выполняться с помощью парных кольцевых накладок, гнутых из листа или вырезаемых из трубы того же или несколько большего диаметра. Фигурные вырезы накладок позволяют увеличить длину шва для получения соединения, равнопрочного с основным металлом. Толщину накладок и сварного шва рекомендуется принимать на 20% больше толщины стыкуемых труб.

Длина сварного шва при накладках с фигурными вырезами приближенно определяется по формуле

$$l_{ш} \cong 2n \sqrt{a^2 + \left(\frac{\pi D}{2n}\right)^2}, \quad (5.22)$$

где a — размер лепестка (глубина фигурного выреза накладки вдоль оси трубы); n — число лепестков по периметру трубы.

Стыковые соединения труб разных диаметров, работающие на сжатие, а также соединения в местах перелома оси пояса, выполняются с помощью торцовых прокладок или фланцевых соединений.

В опорных узлах легких ферм как трубчатых, так и из уголков необходимо конструировать жесткую опорную стойку, заканчивающуюся плитой, распределяющей давление от фермы на нижележащую конструкцию.

Предварительно напряженные фермы. Наиболее разработанным способом создания предварительного напряжения в фермах является напряжение их затяжками из высокопрочных материалов (стальные канаты, пучки высокопрочной проволоки и т. п.).

В легких фермах наиболее эффективна схема типа «арка с затяжкой» (см. рис. 5.9), где натяжением затяжки создается предварительное напряжение во всех стержнях фермы, причем наиболее тяжелые элементы — верхний и нижний пояса — получают разгружающие усилия от натяжения затяжки.

В фермах типа «арка с затяжкой» необходимо принять меры по обеспечению устойчивости нижнего пояса в процессе предварительного напряжения. Предварительное напряжение можно осуществлять следующим образом: в проектном положении; на земле после укрупнительной сборки монтажного блока из двух спаренных ферм или применяя пространственные системы ферм, например треугольного сечения.

Сечения стержней в предварительно напряженных фермах могут быть такими же, как и в обычных. Затяжки должны размещаться по оси или симметрично относительно вертикальной оси фермы.

Отличными от обычных ферм являются узлы с устройством анкерных креплений затяжек. Тип анкерного крепления выбирают в зависимости от материала затяжки и величины усилия в ней.

Фермы с затяжками, создающими предварительное напряжение сразу в нескольких стержнях, рассчитывают как статически неопределимые. За лишнее неизвестное удобно принимать усилие в затяжке.

Если предварительное напряжение осуществляется до приложения нагрузки, то расчет ведется в такой последовательности:

1) определяются усилия в стержнях фермы в основной системе от нагрузки N_p и предварительного напряжения N_x (усилия предварительного напряжения X предварительно задаются в зависимости от максимального усилия в нижнем поясе основной системы от расчетной нагрузки; для ферм арочного типа $X = (0,4 \div 0,5) N_p^{\text{макс}}$);

2) приближенно подбираются сечения стержней по большему из усилий — от предварительного напряжения или от предварительного напряжения и нагрузки.

3) подбирается сечение затяжки по усилию, равному $1,5 X$, где $1,5$ — коэффициент, приближенно учитывающий самонапряжение затяжки от загрузки фермы нагрузкой.

4) после предварительного подбора сечения стержней фермы и затяжки ферму рассчитывают на действие нагрузки как статически неопределимую систему; усилие самонапряжения в затяжке при однопролетной ферме с одной затяжкой определяется по формуле

$$X_1 = \frac{\sum \frac{\bar{N}_{xi} N_{pi} l_i}{F_i E_i}}{\sum \frac{\bar{N}_{xi}^2}{E F_i} + \frac{l_s}{E_s F_s}}, \quad (5.23)$$

где \bar{N}_{xi} N_{pi} — усилия в i -м стержне соответственно от единичной силы в затяжке и от внешних сил; l_i и F_i — длина и площадь сечения стержня; l_3 и F_3 — то же затяжки; E_i и E_3 — модули упругости стержня и затяжки.

Величину контролируемого усилия натяжения затяжки X_k принимают больше расчетного усилия X , учитывая возможность ослабления натяжения затяжки вследствие релаксации и обмятия в анкерных закреплениях.

$$X_k = \frac{X}{0,95} + \Delta_a \frac{E_3 F_3}{l_3}, \quad (5.24)$$

где 0,95 — коэффициент, учитывающий релаксацию; Δ_a — величина податливости анкерных закреплений, равная при применении гаек или клиновидных шайб 0,1 см, при применении анкеров с прокладками — 0,2 см.

По контролируемому усилию проверяется несущая способность всех стержней фермы в процессе предварительного напряжения, однако окончательной является проверка несущей способности стержней на расчетные нагрузки. Здесь возможны два варианта:

1. Для стержней, у которых в основной системе усилия от расчетной нагрузки и натяжения затяжки имеют разные знаки:

сжатые стержни

$$N_p - (n_2 X + X_1) \bar{N}_X \leq \varphi R_{ст} F_{бр}; \quad (5.25)$$

растянутые стержни

$$N_p - (n_2 X + X_1) \bar{N}_X \leq R_{ст} F_{нт}. \quad (5.26)$$

Если $(n_2 X + X_2) \bar{N}_X > N_p$, то при вычислении необходимо брать нормативные нагрузки.

2. Для стержней, у которых в основной системе усилия от напряжения затяжки и нагрузки имеют одинаковые знаки:

сжатые стержни

$$N_p + (n_1 X + X_1) \bar{N}_X \leq \varphi R_{ст} F_{бр}; \quad (5.27)$$

растянутые стержни

$$N_p + (n_1 X + X_1) \bar{N}_X \leq R_{ст} F_{нт}. \quad (5.28)$$

Прочность затяжки проверяется по формуле

$$n_1 X + X_1 \leq R_3 F_3. \quad (5.29)$$

Здесь N_p — усилие в стержне от расчетной нагрузки в основной системе фермы; \bar{N}_X — усилие в стержне от усилия в затяжке, равного единице; $n_1 = 1,1$ и $n_2 = 0,9$ — коэффициенты перегрузки; φ — коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии.

При определении коэффициента φ расчетная длина стержней, не связанных с затяжкой, принимается по обычным правилам. Если проверка несущей способности стержней по формулам дает излишние запасы или перенапряжения, необходимо внести соответствующие коррективы в сечения стержней и произвести новую проверку.

§ 21. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ФЕРМ

Пример 5.1. Необходимо рассчитать ригель рамы (расчет рамы см. кн. I, гл. 4). Ригель рамы представляет собой ферму трапециевидного очертания (рис. 5.7). Материал ригеля: пояса из стали

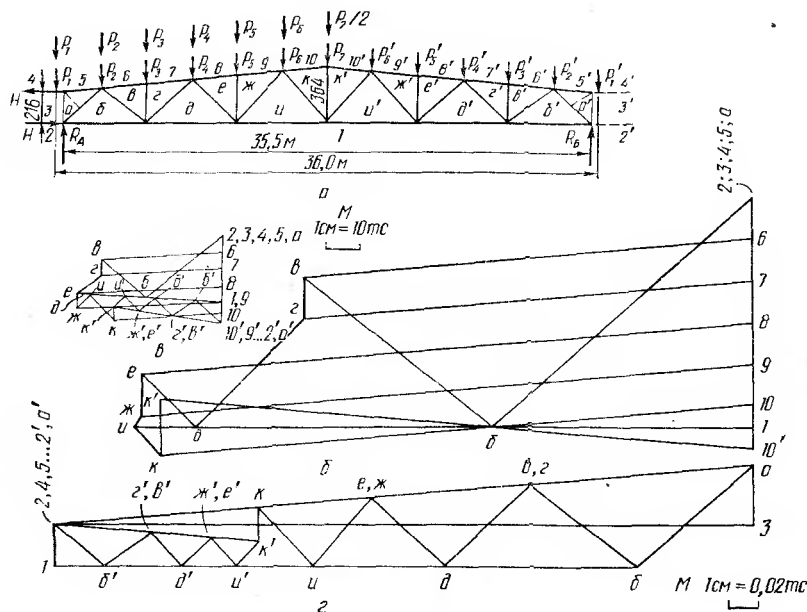


Рис. 5.7. К расчету ригеля рамы в примере 5.2:

а — схема фермы; *б* — диаграмма усилий (Максвелла — Кретоны) от собственного веса конструкций; *в* — то же от снега на половине пролета; *г* — то же от единичного опорного момента.

класса С46/33 (марка стали 14Г2), решетка (кроме опорного раскоса) из С38/23 (марка стали ВСтЗпсб).

Определение расчетных нагрузок. На ригель рамы действуют такие нагрузки: *приложенные к ригелю:* собственный вес кровли, покрытия и несущих конструкций; снеговая нагрузка; *приложенные к колоннам рамы:* вертикальное давление колес кранов, горизонтальное торможение тележки крана; ветровая нагрузка.

Все нагрузки приводятся к узловым:

расчетная погонная нагрузка от собственного веса кровли, покрытия и несущих конструкций принимается из расчета рамы (см. стр. 165):

$$q_{св} = 4596 \text{ кгс/м};$$

снеговая нагрузка:
I вариант (рис. 5.8)

$$c = 1 + 0,2 \frac{a}{b_1 + b_2} = 1 + 0,2 \frac{12}{12 + 12} = 1,1;$$

II вариант (рис. 5.5)

$$c_1 = 1,5 \left(1 + 0,6 \frac{a}{b_1} \right) = 1,5 \left(1 + 0,6 \frac{12}{12} \right) = 2,4;$$

$$c_2 = 1,5 \left(1 + 0,4 \frac{a}{b_2} \right) = 1,5 \left(1 + 0,4 \frac{12}{12} \right) = 2,1.$$

Расчетная снеговая нагрузка на 1 м^2 проекции покрытия составляет 140 кгс/м^2 . Погонные нагрузки от расчетной снеговой нагрузки на различных участках, кгс/м :

I вариант

$$p_{\text{сн}} = 140 \cdot 12 \cdot 1,1 = 1858,0;$$

$$p_{\text{сн}} = 140 \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 0,8 = 1486;$$

II вариант

$$p_{\text{сн.1}} = 140 \cdot 12 \cdot \frac{c_1}{3} = 140 \cdot 12 \cdot \frac{2,4}{3} = 1342;$$

$$p'_{\text{сн.1}} = 140 \cdot 12 \cdot c_1 = 140 \cdot 12 \cdot 2,4 = 4030;$$

$$p_{\text{сн.2}} = 140 \cdot 12 \cdot \frac{c_2}{3} = 140 \cdot \frac{2,1}{3} = 1174;$$

$$p'_{\text{сн.2}} = 140 \cdot 12 \cdot c_2 = 140 \cdot 12 \cdot 2,1 = 3530.$$

Второй вариант снеговой нагрузки учитывается только при расчете стоек, к которым приложена нагрузка, в остальных случаях используется I вариант снеговой нагрузки. Узловые силы от постоянной нагрузки и снеговой нагрузки I варианта определяем в соответствии со схемой, показанной на рис. 5.8, и результаты заносим в табл. 5.9. Опорные моменты (от каждой из нагрузок) и нормальные силы принимаются из расчета рамы:

Т а б л и ц а 5.9. Определение узловых сил, действующих на ригель рамы

Обозначение узловых сил	Вычисление узловых сил		Величина силы, тс	
	Собственный вес	Снег	Собственный вес	Снег
$P_1 = P'_1$ (приложена на колонне)	$4,596 \times 1,5$	$1,858 \times 1,5$	6,899	2,787
$P_2 = P_3 = P_4 = P'_4 = P'_3 = P'_2$	$4,596 \times 3,0$	$1,858 \times 3,0$	13,788	5,574
$P_5 = P'_5$	$4,596 \times 3,0$	$(1,858 + 1,486) 1,5$	13,788	5,015
$P_6 = P_7 = P'_6$	$4,596 \times 3,0$	$1,486 \times 3,0$	13,788	4,458

от собственного веса кровли, покрытия и несущих конструкций

$$M_{\text{лев}} = M_{\text{пр}} = 65,75 \text{ тсм}; \quad N = 7,235 \text{ тс.}$$

от снеговой нагрузки

$$M_{\text{лев}} = M_{\text{пр}} = 24,03 \text{ тсм}; \quad N = 2,647 \text{ тс.}$$

Таблица 5.10. Расчетные усилия в стержнях сквозного ригеля рамы

Элемент фермы (ригеля)	Обозначения стержней	Постоянная нагрузка от собственного веса конструкций	Кратковременные нагрузки			От единичного момента $+M=1$			постоянные
			от снега на всем пролете	от снега на головине пролета	от снеговых мешков (II вариант) для стоек	на левой опоре (против часовой стрелки)	на правой опоре (по часовой стрелке)	на левой и правой опорах (при одновременном воздействии)	
Верхний пояс	5-а	0,0	0,0	0,0	-	0,464	0,0	0,464	30,5
	6-в								
	7-г	-148,7	-55,8	-40,0	-	0,316	0,063	0,379	24,9
	8-е								
	9-ж	-202,8	-73,5	-47,5	-	0,210	0,104	0,314	20,65
10-к	-196,8	-71,0	-35,5	-	0,135	0,135	0,270	17,75	
Нижний	1-б	86,7	33,1	24,8	-	-0,385	-0,033	-0,418	-20,265
	1-д	184,6	68,4	46,4	-	-0,248	-0,083	-0,331	-14,515
	1-и	204,5	75,0	43,2	-	-0,170	-0,120	-0,290	-11,825
Раскосы и стойки	3-а								
	а-б	-115,0	-43,7	-32,7	-	-0,103	0,044	-0,059	-3,88
	б-в	79,0	28,9	19,2	-	-0,091	-0,038	0,053	3,49
	в-г	13,788	-5,574	-5,574	-8,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	г-д	-50,7	-18,3	-9,6	-	-0,080	0,031	-0,049	-3,22
	д-е	24,6	7,8	1,0	-	0,066	-0,028	0,038	2,50
	е-ж	-13,788	-5,015	-5,015	-6,05	0,0	0,0	0,0	0,0
	ж-и	-3,8	-0,9	5,8	-	0,061	0,026	-0,035	-2,30
	и-к	-12,5	-5,9	-11,2	-	0,053	0,022	0,031	2,04
	к-к	18,0	7,6	3,8	-	-0,023	-0,023	-0,046	-3,03

Примечания: 1. Нормальная сила складывается с усилием в нижнем поясе от дей 2. Моменты, нормальные силы и усилия в стержнях для данной графы взяты с соот 3. При определении расчетных усилий в стержнях ригеля усилия от моментов и нормаль 4. При составлении таблицы в общем случае необходимо для каждого вида нагрузки конструкции; в частном случае, как в нашем примере, можно включить сразу невыгодное

Таблица 5.11. Подбор сечений стержней фермы

Элемент фермы	Обозначения стержней	Расчетное усилие, тс	Класс стали	Сечение	Площадь сечения, см ²
Верхний пояс	5-а,	76,42	C38/23	100×10	38,4
	6-в, 7-г	-204,5	C46/33	200×125×16	99,6
	8-е	-276,3	"	220×16	137,2
	9-ж	-276,3	"	220×16	137,2
	10-к	-276,3	"	226×16	137,2
Нижний пояс	1-б	119,8	"	140×90×10	44,4
	1-д	253,0	"	200×125×16	99,6
	1-и	279,5	"	200×125×16	99,6
Раскосы и стойки	а-б	-168,278	"	160×12	74,8
	б-в	116,619	C38/23	160×10	62,8
	в-г	-21,788	"	80×6	18,76
	г-д	-77,621	"	160×10	62,8
	д-е	40,052	"	80×6	18,76
	е-ж	-19,828	"	90×6	21,2
	ж-и	-12,379	"	9×6	21,2
	и-к	-23,52	"	100×10	38,4
	к-к	25,6	"	63×5	12,26

От рамных моментов при нагрузке							Расчетные усилия при сочетаниях нагрузок			
кратковременные							основных		дополнительных	
от сдвига на всем протяжении $M = \frac{1}{2} q l^2$ (тс) $(7 \text{ см}) N = 2,647$ (тс)	невыгодное сочетание от других нагрузок (основное или дополнительное сочетание)						+	-	+	-
	$M_{\text{макс}} (+)$ на левой опоре $(0,9)^2$			$M_{\text{мин}} (-)$ на левой опоре $(1,0)^2$						
	$N = -6,33$ тс ¹			$N = -0,722$ тс ¹						
	$M_{\text{макс}} = +$ 77,3 тс	$M_{\text{соотв}} = +$ 0,28 тс	Σ	$M_{\text{мин}} = -$ 16,937 тс	$M_{\text{соотв}} = -$ 18,603 тс	Σ				
11,15	35,9	0,0	35,9	-7,85	0,0	-7,85	-	-	76,42	-
9,1	24,4	0,018	24,418	-5,35	1,172	-4,178	-	204,5 ^a	-	141,482
7,55	16,23	0,029	16,259	-3,56	1,935	-1,625	-	276,3	-	-
4,27	10,43	0,038	10,468	-2,286	2,51	0,224	-	267,8	-	-
-7,393	-29,78	-0,01	-36,12	6,515	-0,614	5,173	119,8	-	53,515	-
-5,303	-19,16	-0,023	-25,513	4,2	-1,545	1,933	253,0	-	-	-
-4,313	-13,14	-0,048	-19,518	2,875	-2,233	-0,08	279,5	-	-	-
-1,417	-7,96	0,012	-7,948	1,734	0,819	2,553	-	163,997	-	168,278
1,272	7,04	-0,011	7,029	-1,54	-0,707	-2,247	112,6	-	116,619	-
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	21,788	-	-
-1,177	-6,19	0,009	-6,181	1,355	-0,577	1,932	-	73,397	-	77,621
0,913	5,11	-0,008	5,102	-1,12	-0,522	-1,642	35,813	-	40,052	-
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	19,838	-	-
-0,841	-4,72	0,007	-4,713	1,028	0,484	1,512	2,0	7,841	-	12,379
0,745	4,1	0,006	4,094	-0,897	-0,41	-1,307	-	23,52	-	-
-1,106	-1,78	-0,006	-1,787	0,389	-0,428	-0,039	25,6	-	-	-

ствия моментов.
ветствующим коэффициентом сочетаний нагрузок.
ных сил учитывались только в том случае, если они догружали рассматриваемый стержень.
иметь усилия в стержнях от моментов и нормальных сил, возникающих за счет рамности
сочетание нескольких нагрузок.

Расчетные длины, см		Радиусы инерции, см		Гибкости		φ , ми	m	Напряжения, кгс/см ²
l_x	l_y	r_x	r_y	λ_x	λ_y			
276	276	3,05	4,75	90,5	58,1	-	1	1987
301	301	6,38	5,17	47,2	58,2	0,790	1	2592
301	301	6,81	9,61	44,2	31,3	0,867	1	2320
301	602	6,81	9,61	44,2	62,65	0,761	1	2646
301	602	6,81	9,61	44,2	62,65	0,761	1	2560
575	575	2,56	7,01	225	82,1	-	1	2700
600	1200	3,52	9,78	170,4	81,5	-	1	2540
600	1200	3,52	9,78	170,4	81,5	-	1	2808
182,1	364,2	4,94	7,16	36,8	50,9	0,832	1	2707
306,5	383,6	4,96	7,12	61,7	53,9	-	1	1860
211,0	264,0	2,47	3,88	85,5	68,0	0,690	0,8	2100
333,3	416,6	4,96	7,12	67,2	58,5	0,784	0,8	1975
333,3	416,6	2,47	3,88	135	107,5	-	1	2135
251,0	314,0	2,78	4,27	90,20	73,6	0,668	0,8	1750
362,0	452,7	2,78	4,27	130	106	0,397	0,8	1840
362,0	452,7	3,05	4,75	118,7	95,2	0,456	0,8	1675
291,0	364,0	$r_{\text{мин}} = 2,44$	3,2	119,1	113,7	-	1	2090

от вертикального давления колес крана:

$$M_{\text{лев}} = 45,32 \text{ тсм}; \quad M_{\text{пр}} = 15,9 \text{ тсм}; \quad N = -5,93 \text{ тс};$$

от поперечного торможения

$$M_{\text{лев}} = 21,89 \text{ тсм}; \quad M_{\text{пр}} = 1,35 \text{ тсм}; \quad N = -0,383 \text{ тс};$$

от ветровой нагрузки

$$M_{\text{лев}} = -16,937 \text{ тсм} (18,603 \text{ тсм}); \quad M_{\text{пр}} = 18,603 \text{ тсм} \\ (-16,937 \text{ тсм}); \quad N = -0,722 \text{ тс}.$$

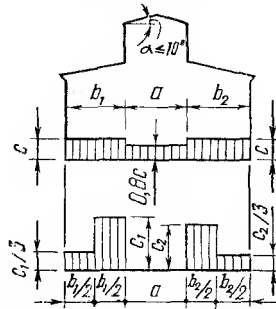


Рис. 5.8. Варианты снеговой нагрузки для одноэтажного здания с фойе-фонарем.

Определение расчетных усилий в стержнях фермы. Предварительно определяем опорные реакции фермы для каждого нагружения: от собственного веса кровли, покрытия и несущих конструкций

$$R_A = R_{\Gamma} = \frac{q_{\text{с.в}} l}{2} = \frac{4,596 \cdot 33}{2} = 75,75 \text{ тс};$$

от снеговой нагрузки (I вариант нагружения)

$$R_A = R_{\Gamma} = p_{\text{сн}} \cdot 10,5 + p'_{\text{сн}} \cdot 6 = 1,858 \cdot 10,5 + 1,486 \cdot 6 = 28,42 \text{ тс};$$

от снеговой нагрузки на половине пролета

$$R_A = \frac{1,5 p_{\text{сн}} (65,5 + 59,5 + 53,5 + 23,75) + 1,5 \cdot p'_{\text{сн}} (23,75 + 41,5 + 17,75)}{35,3} = \\ = \frac{1,5 \cdot 1,858 (65,5 + 59,5 + 53,5 + 23,75) + 1,5 \cdot 1,486 (23,75 + 41,5 + 17,75)}{35,5} = \\ = 21130 \text{ кгс};$$

$$R_{\Gamma} = \frac{1,5}{35,5} [p_{\text{сн}} (17,75 + 29,5 + 11,75) + p_{\text{сн}} (11,75 + 17,5 + \\ + 11,5 + 5,5)] = 7290 \text{ кгс};$$

от единичного опорного момента (+M=1) на левой опоре

$$R_A = -R_{\Gamma} = \frac{M}{L} = \frac{1}{35,5} = 0,0282 \text{ тс};$$

от единичного опорного момента (+M=1) на правой опоре

$$-R_A = R_{\Gamma} = \frac{M}{L} = \frac{1}{35,5} = 0,0282 \text{ тс}.$$

Определяем усилия в стержнях фермы отдельно от каждого вида загрузки с помощью диаграммы Максвелла-Кремоны и заносим их в табл. 5.10.

Определение расчетных длин. Величины расчетных длин всех стержней определены в соответствии с указаниями, приведенными на стр. 194 и вписаны в табл. 5.11.

Подбор сечений. В ригеле — ферме имеются центрально-сжатые и центрально-растянутые стержни. Подбор сечения начнем со стержня 8-е (см. рис. 5.7). Расчетное усилие N составляет 290 тс, расчетные длины — $l_x = l_y = \mu l_{геом} = 1 \cdot 301,0 = 301$ см. Принимаем сечение из двух равнобоких уголков. Определяем ориентировочно требуемую площадь сечения:

$$F_{тр} = \frac{N}{(0,6 \div 0,9)R} = \frac{276,3 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 2900} = 119 \text{ см}^2.$$

По табл. 1 приложения IV принимаем два равнобоких уголка 200×16 с геометрическими характеристиками: $F = 2F_{\text{з}} = 2 \cdot 62 = 124 \text{ см}^2$; $r_x = 6,17 \text{ см}$; $r_y = 8,88 \text{ см}$ (толщина фасонки $\delta = 16 \text{ мм}$).

Максимальная гибкость принятого стержня составляет

$$\lambda_x = \frac{l_x}{r_x} = \frac{301}{6,17} = 48,8 < [120],$$

тогда по табл. 1 приложения I $\varphi_{\text{мин}} = 0,843$.

Проверяем устойчивость стержня:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{мин}} F_{бр.}} = \frac{276300}{0,843 \cdot 124} = 2640 \text{ кгс/см}^2 < R = 2900 \text{ кгс/см}^2.$$

Оставляем уголки 200×16 , так как меньшие не подходят. Подбираем сечение стержня 1-и (см. рис. 5.7) (растянутого). Расчетное усилие $N = 279,5$ тс. Для обеспечения жесткости из плоскости фермы при перевозке и монтаже фермы принимаем сечение из уголков, обеспечивающих такую же ширину пояса, как в верхнем поясе, т. е. 400 мм.

По формуле (5.2) определяем требуемую площадь сечения:

$$F_{тр} = \frac{N}{\alpha R} = \frac{279,5 \cdot 10^3}{1 \cdot 2900} = 96,3 \text{ см}^2.$$

По табл. 2 принимаем два неравнобоких уголка $200 \times 125 \times 16$:

$$F = 2F_y = 2 \cdot 49,8 = 99,6 \text{ см}^2 \quad r_x = 3,52 \text{ и } r_y = 9,78 \text{ см}.$$

Проверяем гибкость стержня в вертикальной плоскости

$$\lambda_x = \frac{600}{3,52} = 170,4 < [400].$$

$$\begin{aligned} \text{Определяем напряжение } \sigma &= \frac{N}{F_{нт}} = \frac{279500}{99,6} = 2808 < R = \\ &= 2900 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

Аналогично подбираются сечения остальных стержней. При подборе сечений необходимо стремиться к наиболее полному исполь-

зованию напряжений, поэтому, если с первой попытки подобранное сечение недонапряжено, нужно его уменьшить (если возможно по сортаменту) и вновь проверить напряжения. Сечение стержней с малой нагрузкой могут лимитироваться предельной гибкостью, а не напряжениями. При окончательном выборе сечений стержней необходимо иметь в виду, что по условиям изготовления ферм в зависимости от пролета допускается 5—8 типоразмеров профилей (чем больше пролет, тем больше типоразмеров). Окончательные результаты выбора сечений стержней и проверки гибкости и напряжений в них приводим в табл. 5.11.

Расчет и конструирование узлов ригеля-фермы. Толщину фасонки фермы принимаем по рекомендациям табл. 5.2 в зависимости от усилий в элементах решетки: фасонки, к которым крепится опорный раскос, имеют толщину $\delta = 18$, остальные — 16 мм.

Опорный узел (нижний). Торцовый лист принимаем толщиной 20 и шириной 180 мм. Напряжения смятия у торца

$$\sigma_{см} = \frac{R_A}{F_{оп}} = \frac{168278 \cdot 239}{364,2 \cdot 2 \cdot 18} = 3062 \text{ кгс/см}^2 < R_{см} = 3200 \text{ кгс/см}^2,$$

$$\text{где } R_A = N_{a-6} \cdot \cos a = N_{a-6} \frac{239}{364,2}.$$

Принимаем для сварки между собой стале классов С46/33 и С38/23 электроды типа Э50А (ГОСТ 9467—60), а расчетное сопротивление — $R_y^{св} = 1500 \text{ кгс/см}^2$. Назначаем толщину швов крепления опорного раскоса: на обухе 14, на пера 8 мм и определяем их длины исходя из распределения усилия 0,7 и 0,3 N (табл. 5.6) по формулам (5.6) и (5.7):

$$l_{ш}^{об} = \frac{0,7 N_{a-6}}{2 \cdot 0,7 h_{ш} R_y^{св}} = \frac{0,7 \cdot 168278}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,4 \cdot 1500} = 40 \text{ см};$$

$$l_{ш}^{п} = \frac{0,3 N_{a-6}}{2 \cdot 0,7 h_{ш} \cdot R_y^{св}} = \frac{0,3 \cdot 168278}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} = 30 \text{ см}.$$

Аналогично для швов нижнего пояса при толщине их у обуха 10 мм и пера 6 мм и распределении усилия 0,75 и 0,25 N (табл. 5.6) определяем:

$$l_{ш}^{об} = \frac{0,75 \cdot 119800}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1500} = 43 \text{ см};$$

$$l_{ш}^{п} = \frac{0,25 \cdot 119800}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 1500} = 23,8 \text{ см}.$$

По требуемым расчетным длинам швов с учетом конструктивных требований (добавка 1 см длины шва на непровар и зазор между швами 50 мм) намечаем конфигурацию и размеры опорной фасонки (см. рис. 5.4).

Проверяем опорную фасонку на срез

$$\tau = \frac{R_A}{h \delta} = \frac{168278 \cdot 239}{364,2 \cdot 62 \cdot 1,8} = 987 < R_{ср} = 1300 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверяем сварные швы ($h_{ш} = 18$ мм), прикрепляющие опорную фасонку к торцовой фасонке, на срез от опорной реакции R_A и на внецентренное сжатие силой H (вследствие эксцентриситетности приложения силы по отношению середины шва) по наибольшим равнодействующим напряжениям в шве по формуле

$$\sigma_{ш}^p = \sqrt{\sigma_{ш}^2 + \tau_{ш}^2} \leq R_y^{\text{св}},$$

где

$$\sigma_{ш} = \frac{H}{2 \cdot 0,7 h_{ш} \cdot l_{ш}} + \frac{6He}{2 \cdot 0,7 h_{ш} l_{ш}^2}; \quad \tau = \frac{R_A}{2 \cdot 0,7 h_{ш} \cdot l_{ш}};$$

$$H = N_{a-b} \cdot \cos \beta - N_{1-6}^{\text{сортб}};$$

$l_{ш}$ — длина одного шва — $l_{ш} = 62 - 1,0 = 61$ см; e — эксцентриситет силы по отношению к середине шва — $e = 17,5$ (рис. 5.4);

$$H = \frac{168278 \cdot 275}{364,2} - 53,515 = 127,0 - 53,515 = 73,485 \text{ тс};$$

$$\sigma_{ш} = \frac{73485}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,8 \cdot 61} + \frac{6 \cdot 73485 \cdot 17,5}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,8 \cdot 61^2} = 1300 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\tau_{ш} = \frac{168278 \cdot 239}{364,2 \cdot 2 \cdot 0,7 \cdot 1,8 \cdot 61} = 719 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{ш}^p = \sqrt{1300^2 + 719^2} = 1485 \text{ кгс/см}^2 < R_y^{\text{св}} = 1500 \text{ кгс/см}^2.$$

Опорный столик принимаем из листа толщиной 30, шириной 200 и длиной 450 мм. Определяем требуемый катет шва $h_{ш}$ для прикрепления столика к колонне:

$$h_{ш} = \frac{\frac{4}{3} R_A}{0,7 \sum (l_{ш} - 1) R_y^{\text{св}}} = \frac{1,333 \cdot 168278 \cdot 239}{364,2 \cdot 0,7 (19,0 + 2 \cdot 44) 15,0} = 13,12 \text{ мм}.$$

Принимаем катет шва 14 мм.

Узел сопряжения опорного раскоса с верхним поясом (см. рис. 5.5, а). Прикрепление стержня а—б рассмотрено ранее.

Для прикрепления стержня б—в к фасонке назначаем толщину швов: на обушке 12, на пере — 8 мм.

$$l_{ш}^{об} = \frac{0,7 \cdot 116619}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 1500} = 3,24 \text{ см}; \quad l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 116619}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} = 20,85 \text{ см}.$$

Расчетное сечение накладок для перекрытия выступающих полков уголков принимаем 100×12 мм. По формуле (5.10) проверяем прочность ослабленного сечения:

$$\sigma = \frac{1,2 N_{5-a}}{F_{усл}} = \frac{1,2 \cdot N_{5-a}}{\Sigma F_n + \delta_{\phi} \cdot 2b} = \frac{1,2 \cdot 76420}{2 \cdot 10 \cdot 1,2 + 1,8 \cdot 2 \cdot 10} = 1530 \text{ кгс/см}^2 < R = 2100 \text{ кгс/см}^2,$$

где ΣF_n — сумма площадей накладок; δ_{ϕ} — толщина фасонки узла; b — ширина полки прикрепляемого к фасонке уголка.

Длину швов, прикрепляющих накладку к нижним поясам, считываем на усилия накладки:

$$N_n = F_n \sigma = 12 \cdot 1530 = 18350 \text{ кгс.}$$

Толщину их принимаем для крепления к уголкам 100×10 и $200 \times 125 \times 16$, равным 8 мм, тогда их суммарная длина (по одну сторону стыка) составит

$$\sum L_{ш} = \frac{N_n}{0,7 h_{ш} \cdot R_{св}} = \frac{18350}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} = 21,85 \text{ см.}$$

Расчетным усилием для швов, прикрепляющих левые уголки пояса к фасонке, будет большее из N_1 и N_2 :

$$N_1 = 1,2 N_{5-a} - 2 N_n = 1,2 \cdot 76420 - 2 \cdot 18350 = 91600 - 36700 = 54900 \text{ кгс;}$$

$$N_2 = \frac{1,2 N_{5-a}}{2} = \frac{91600}{2} = 45800 \text{ кгс.}$$

Требуемая длина швов для обушка ($h_{ш} = 8$ мм) и пера ($h_{ш} = 6$ мм):

$$l_{ш}^{об} = \frac{0,7 \cdot 76420}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} = 31,85 \text{ см; } l_{ш}^п = \frac{0,3 \cdot 76420}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 1500} = 18,2 \text{ см.}$$

Расчетное усилие для уголков $200 \times 125 \times 16$ будет большее из N_1 и N_2

$$N_1 = 1,2 N_{6-в} - 2 N_n = 1,2 \cdot 204500 - 2 \cdot 18350 = 208500 \text{ кгс;}$$

$$N_2 = \frac{1,2 \cdot N_{6-в}}{2} = \frac{1,2 \cdot 204500}{2} = 122600 \text{ кгс.}$$

Требуемая длина швов для обушка ($h_{ш} = 14$ мм) и пера ($h_{ш} = 8$ мм) при распределении усилий 0,75 и 0,25 N составит:

$$l_{ш}^{об} = \frac{0,75 \cdot 208500}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,4 \cdot 1500} = 53,2 \text{ см; } l_{ш}^п = \frac{0,25 \cdot 208500}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} = 31,07 \text{ см.}$$

Промежуточный узел верхнего пояса с узловой нагрузкой (рис. 5.5, в). Определяем длины швов, необходимые для прикрепления стержней к фасонке: пояс фермы прикрепляется к фасонке из расчета восприятия усилия, вычисляемого по формуле

$$N_{\phi} = \sqrt{(N_{9-ж} - N_{10-к})^2 + P_6^2} = \\ = \sqrt{(276,3 - 267,8)^2 + (13,788 + 4,458)^2} = 19,7 \text{ тс.}$$

Принимая катет шва $h_{ш}$ равным 8 мм (минимальный), определяем требуемую длину швов для прикрепления пояса к фасонке по формулам (5.6) и (5.7):

$$l_{ш}^{об} = \frac{0,7 \cdot 19700}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} = 8,2 \text{ см; } l_{ш}^п = \frac{0,3 \cdot 19700}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} = 3,52 \text{ см.}$$

Стержень ж—и (усилие — 12,379 тс). Назначаем катеты швов: у обушка $h_{ш} = 6$, у пера $h_{ш} = 4$ мм;

$$l_{ш}^{об} = \frac{0,7 \cdot 12379}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 1500} = 6,87 \text{ см; } l_{ш}^п = \frac{0,3 \cdot 12379}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 1500} = 4,42 \text{ см.}$$

Стержень и-к (усилие — 23,52). Назначаем катеты швов: у обушка $h_{ш} = 6$, у пера $h_{ш} = 4$ мм;

$$l_{ш}^{об} = \frac{0,7 \cdot 23520}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 1500} = 13,08 \text{ см}; \quad l_{ш}^{п} = \frac{0,3 \cdot 23520}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 1500} = 8,4 \text{ см}.$$

По требуемым расчетным длинам швов с учетом конструктивных требований намечаем конфигурацию и размеры фасонки узла (см. рис. 5.5, в).

Укрупнительный узел верхнего пояса (коньковый) (см. рис. 5.5, б). Листовую накладку принимаем сечением 480×20 мм. Проверяем прочность ослабленного сечения стыка по формуле (5.10):

$$\sigma = \frac{1,2N_{10-к}}{F_{усл.}} = \frac{1,2 \cdot 267800}{48 \cdot 2,0 + 2 \cdot 22 \cdot 1,6} = 1928 \text{ кгс/см}^2 < R = 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Усилия в листовой накладке

$$N_{н} = F_{н} \sigma = 96 \cdot 1928 = 185000 \text{ кгс}.$$

Суммарная длина швов (с одной стороны), прикрепляющих накладку к уголкам верхнего пояса при толщине швов 12 мм, составляет

$$\sum l_{ш} = \frac{N_{н}}{0,7 h_{ш} R_y^{св}} = \frac{185000}{0,7 \cdot 1,2 \cdot 2000} = 110 \text{ см}.$$

Расчетное усилие для крепления уголков пояса в вертикальной фасонке будет:

$$N_1 = 1,2N_{10-к} - N_{н} = 1,2 \cdot 267800 - 185000 = 136000 \text{ кгс};$$

$$N_2 = \frac{1,2N_{10-к}}{2} = \frac{1,2 \cdot 267800}{2} = 160500 \text{ кгс}.$$

Назначаем толщину швов, прикрепляющих уголки к вертикальной фасонке: у обушка $h_{ш} = 14$, у пера $h_{ш} = 8$ мм, тогда требуемая длина их составит

$$l_{ш}^{об} = \frac{0,7 \cdot 160500}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,4 \cdot 1500} = 38,2 \text{ см}; \quad l_{ш}^{п} = \frac{0,3 \cdot 160500}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} = 28,7 \text{ см}.$$

На усилие $N_2 = 160500$ кгс рассчитываем швы вертикальных листовых накладок ($\delta = 16$ мм), перекрывающих фасонки смежных полужерм. Требуемая длина этих швов при катете шва $h_{ш} = 14$ мм будет

$$l_{ш} = \frac{N_2}{2 \cdot 0,7 h_{ш} \cdot R_y^{св}} = \frac{160500}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,4 \cdot 1500} = 54,5 \text{ см}.$$

Длина швов крепления стойки при катетах швов у обушка $h_{ш} = 6$, у пера $h_{ш} = 4$ мм;

$$l_{ш}^{об} = \frac{0,7 \cdot 25600}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 1500} = 14,2 \text{ см}; \quad l_{ш}^{п} = \frac{0,3 \cdot 25600}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 1500} = 9,13 \text{ см}.$$

По требуемым расчетным длинам швов с учетом конструктивных требований намечаем конфигурацию и размеры фасонки узла и накладок (см. рис. 5.5, б). Аналогично рассчитывается и конструируется укрупнительный узел нижнего пояса.

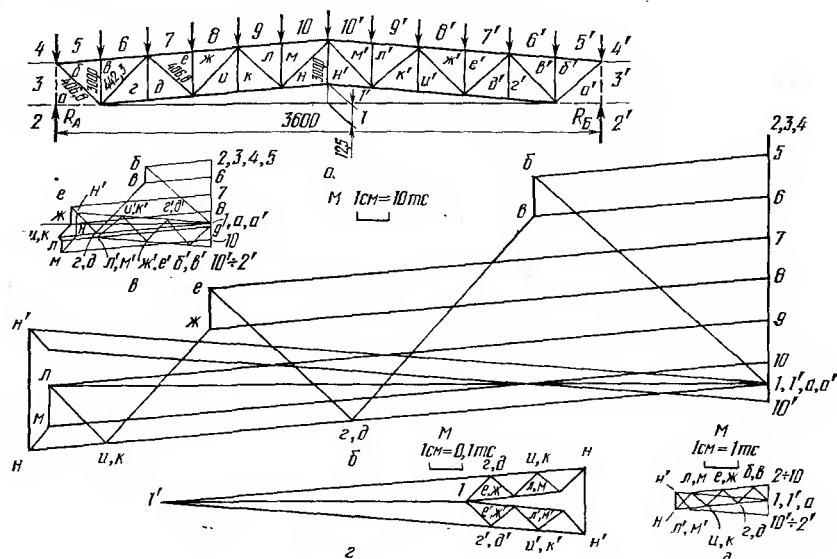


Рис. 5.9. К расчету фермы типа «арка с затяжкой» в примере 5.3:
 а — схема фермы; б — диаграммы усилий (Максвелла — Кремоны) от собственного веса; в — то же от снега на половине пролета; г — то же от единичной силы в затяжке; д — то же для единичной силы приложенной в коньке (для определения прогиба фермы).

Пример 5.2. Расчет предварительно напряженной фермы типа «арка с затяжкой» пролетом 36 м при шаге ферм 12 м (рис. 5.9, а). Нагрузки от несущих конструкций и покрытия приняты по примеру 5.1.

Ферма типа «арка с затяжкой» один раз статически неопределима. Обычно такие фермы рассчитываются методом сил. За неизвестную силу, заменяющую «лишний» стержень, принимают усилие в затяжке.

Усилия в статически определимой ферме от различных нагрузок определяем графическим методом. Диаграмма Максвелла-Кремоны для нагрузки от собственного веса на всем пролете, для снеговой нагрузки на половине пролета и от единичной силы в затяжке показаны на рис. 5.9, б—д; величины усилий в стержнях фермы приведены в табл. 5.12. Для определения усилия в затяжке необходимо знать сечения всех элементов фермы и затяжки. Поэтому, исходя из усилий в статически определимой ферме от собственного веса и снега и возможного снижения этих усилий за счет усилия в затяжке, задаемся сечениями стержней фермы и затяжки, предварительно приняв, что пояса фермы и опорный раскос будут выполняться

Т а б л и ц а 5.12. Расчетные усилия в стержнях фермы

Элемент фермы	Обозначение стержней	Усилия, тс, в стержнях фермы от нагрузок															
		постоянных				кратковременных				всех (на всем пролете)				Расчетные усилия, тс			
		от собственной конструкции	от единичного усилия в затяжке	от предварительного напряжения затяжки		от сдвига на всем пролете	от сдвига на половине пролета	от полного усилия в затяжке		+	-	+	-	I		II	
				$X^I = 69 \text{ тс}$	$X^{II} = 70,9 \text{ тс}$			$N^I = 148,25 \text{ тс}$	$N^{II} = 147,75 \text{ тс}$					при предварительных элементах ферм	при окончательных сечениях стержней ферм		
Верхний пояс	5-б (6-в)	-77,5	0,0	0,0	0,0	-21,7	0,0	0,0	0,0	106,2	-	-	106,2	-	106,2	-	
	7-е (8-ж)	-185,0	0,16	11,03	11,33	-46,5	23,72	23,65	23,65	229,18	-	-	229,18	-	229,35	-	
	9-л (10-м)	-238,7	0,32	22,07	22,66	-80,2	47,44	47,3	47,3	277,46	-	-	277,46	-	277,6	-	
Нижний пояс	1'-г (1'-д)	137,5	-1,08	-74,5	-76,5	37,5	-160,0	-159,6	-159,6	74,5	29,3	29,3	74,5	29,7	76,5	29,7	
	1'-и (1'-к)	218,8	-1,24	-85,55	-88,0	50,5	-184,2	-183,2	-183,2	85,55	113,9	113,9	85,55	114,7	88,0	114,7	
	1'-н	245,5	-1,4	-96,5	-99,2	44,7	-207,5	-206,8	-206,8	96,6	127,4	127,4	96,6	128,1	99,2	128,1	
стойки	3-а	-76,0	0,0	0,0	0,0	-21,01	0,0	0,0	0,0	104,47	-	-	104,47	-	104,47	-	
	а-б	103,0	0,0	0,0	0,0	28,6	0,0	0,0	0,0	-	141,6	141,6	-	141,6	-	141,6	
	б-в	-13,79	0,0	0,0	0,0	-5,77	0,0	0,0	0,0	19,56	-	-	19,56	-	19,56	-	
	в-г	0,0	0,0	0,0	0,0	-23,0	17,34	17,3	17,3	106,66	-	-	106,66	-	106,7	-	
	г-д	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	
	д-е	65,0	-0,108	-7,45	-7,65	+12,6	-16,0	-15,96	-15,96	7,45	71,6	71,6	7,45	71,64	7,65	71,64	
	е-ж	-13,79	0,0	0,0	0,0	-5,77	0,0	0,0	0,0	19,56	-	-	19,56	-	19,56	-	
	ж-и	-50,0	0,117	8,07	8,3	-6,0	17,34	17,3	17,3	49,66	-	-	49,66	-	49,7	-	
	и-к	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	
	к-л	27,6	-0,108	-7,45	-7,65	-1,5	-16,0	-15,96	-15,96	7,45	20,1	20,1	7,45	20,14	-	20,14	
	л-м	-13,79	0,0	0,0	0,0	-4,46	0,0	0,0	0,0	18,24	-	-	18,24	-	18,24	-	
	м-н	-10,0	0,117	8,07	8,3	7,4	17,34	17,3	17,3	8,07	8,07	8,07	8,07	8,3	8,3	8,3	
н-н'	40,0	-0,22	-15,17	-15,6	7,6	-32,65	-32,52	-32,52	15,17	22,55	22,55	15,17	22,68	15,6	22,68		

Таблица 5.13. Проверка прочности и устойчивости предварительно принятых

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетное усилие, тс		Сечение	Площадь сечения, см ²
		от полной нагрузки	от пред-напряжения		
Верхний пояс	5-б; 6-в	-106,2	—	160×100×10	50,6
	8-ж; 7-е	-229,18	—	200×125×16	99,6
	10-м; 9-л	-277,46	—	200×16	124
Нижний пояс	1'-г; 1'-д	29,3	-74,5	250×125×5	35,4
	1'-и; 1'-к	113,9	-85,55	250×125×6	42,0
	1'-н	127,4	-96,5	250×125×6	42,0
Раскосы и стойки	а-б	141,6	—	160×100×10	50,6
	б-в	-19,558	—	90×61	21,2
	в-г	-106,66	—	180×11	77,6
	г-д	0,0	—	63×5	12,26
	д-е	71,6	-7,45	125×9	44,0
	е-ж	-19,558	—	90×6	21,2
	ж-и	-49,66	—	125×9	44,0
	и-к	0,0	—	63×5	12,26
	к-л	20,1	-7,45	63×5	12,26
	л-м	-18,243	—	90×6	21,2
	м-н	3,74	8,07	90×6	21,2
	н-н'	22,55	-32,65	63×5	12,26

из стали класса С46/33 (верхний сжатый пояс и опорный раскос из уголков, а нижний пояс из замкнутых гнуто-сварных профилей), решетка фермы — из стали класса С38/23 (все элементы из уголков) и затяжка — из двух канатов. Предварительно принятые сечения стержней фермы приведены в табл. 5.13.

Принимаем также, что предварительное напряжение осуществляется до монтажа конструкций после укрупнительной сборки блока из двух ферм.

Из табл. 5.12 видно, что наиболее нагруженными при предварительном напряжении будут стержни нижнего пояса, поэтому по устойчивости этих стержней определяется величина максимального контролируемого усилия в затяжке при создании предварительного напряжения (тип сечения и геометрические характеристики см. табл. 5.14): для стержня 1'-н

сечений стержней фермы

Расчетная длина, см		Радиус инерции, см		Гибкость		φ, мин	m	Напряженне	
l_x	l_y	r_x	r_y	λ_x	λ_y			от пол- ной наг- рузки	от пред- напряже- ния
301	301	5,13	4,2	58,65	71,7	0,698	1	3010	—
301	301	6,38	5,17	47,15	58,2	0,79	1	2910	—
301	602	6,17	8,84	48,8	68,1	0,723	1	3100	—
301	602	5,27	8,99	57,1	66,9	0,732	1	828	2875
301	602	5,23	8,92	57,6	67,4	0,727	1	2710	2800
301	301	5,23	8,92	57,6	33,7	0,794	1	3035	2890
406,8	406,8	5,13	4,2	79,3	96,9	—	1	2800	—
240	300	2,78	4,27	86,3	70,2	0,687	0,8	1675	—
354	442,3	5,6	7,95	63,2	55,6	0,804	0,8	2132	—
240	300,0	1,94	3,2	128,8	93,7	—	1	—	—
325,5	406,8	3,86	5,7	84,3	71,3	0,696	0,8	1630	304
240	300,0	2,78	4,27	86,3	70,2	0,687	0,8	1675	—
354	442,3	3,86	5,7	91,75	77,6	0,655	0,8	2150	—
240	300,0	1,94	3,2	128,8	93,7	—	1	—	—
325,5	406,8	1,94	3,2	167,8	127	0,247	0,8	1642	3080
240	300	2,78	4,27	86,3	70,2	0,687	0,8	1532	—
354	442,3	2,78	4,27	127,2	103,3	—	1	177	381
240	300,0	$r_{x_0}=2,44$ см	—	98,2	122,8	0,411	0,8	1840	8090

$$N = \varphi RF = 0,794 \cdot 2900 \cdot 42,0 = 96700 \text{ кгс}; \quad X_k = \frac{96,7}{1,4} = 69,0 \text{ тс};$$

для стержня I'-и

$$N = \varphi RF = 0,727 \cdot 2900 \cdot 42 \cdot 88500 \text{ кгс}; \quad X_k = \frac{88,5}{1,24} = 71,3 \text{ тс};$$

для стержня I'-д

$$N = \varphi RF = 0,732 \cdot 2900 \cdot 35,4 = 75200 \text{ кгс}; \quad X_k = \frac{75,2}{1,08} = 69,65 \text{ тс};$$

Наиболее слабыми стержнями при действии всех нагрузок будут также стержни нижнего пояса фермы, поэтому максимальное усилие в затяжке при действии всех нагрузок будем определять исходя из несущей способности стержней нижнего пояса по растяжению.

Несущая способность стержня I'-д по растяжению будет $N = RF = 2900 \cdot 35,4 = 102500$ кгс.

Несущая способность стержней I'-н и I'-и по растяжению будет: $N = RF = 2900 \cdot 42 = 122000$ кгс.

Определяем усилие в затяжке N_3 по несущей способности стержней нижнего пояса при растяжении в стадии эксплуатации:
для панели I'-д

$$N_3 = \frac{N_p - RF}{N_1} = \frac{189,3 - 102,5}{1,08} = 80,4 \text{ тс};$$

для панели I'-и

$$N_3 = \frac{N_p - RF}{N_1} = \frac{297,9 - 122}{1,24} = 141,7 \text{ тс};$$

для панели I'-н

$$N_3 = \frac{N_p - RF}{N_1} = \frac{334,9 - 122}{1,4} = 151,6 \text{ тс}.$$

Наибольшее усилие в затяжке получается по третьей панели нижнего пояса. По усилию в затяжке, вычисленному для панели I'-н, ведем дальнейший расчет.

Подбираем поперечное сечение затяжки по разрывному усилию канатов. Учитывая возможность релаксации напряжений в затяжке из канатов в процессе эксплуатации и обмятие анкерных устройств, увеличиваем усилие в затяжке на 7%. Тогда требуемое разрывное усилие одного каната (при затяжке из двух канатов) составит

$$N_{\text{разр}} = \frac{151,6 \cdot 1,07}{2 \cdot 0,6} = 135 \text{ тс}.$$

Принимаем канат двойной свивки типа ТК по ГОСТ 3068—66:

$d = 46,5$ мм; $d_{\text{пр}} = 2,3$ мм; $F = 9,87$ см²; масса — 8,755 кг/м;

$$N_{\text{разр}} = 135 \text{ тс при } \sigma_{\text{пч}} = 200 \text{ кгс/мм}^2.$$

Расчетная несущая способность затяжки из двух канатов будет $[N_3] = 0,6 \cdot 135 \cdot 2 = 162$ тс = $151,6 \cdot 1,07 = 162$ тс.

Площадь поперечного сечения затяжки $F_3 = 2 \cdot 9,87 = 19,74$ см².












Таким образом, задавшись сечениями стержней фермы и затяжки, определяем силу самонатяжения затяжки по формуле (5.23) (табл. 5.14):

$$X_1 = \frac{\sum \frac{\bar{N}_1 N_p l}{F}}{\sum \frac{\bar{N}_1^2 l}{F} + \frac{l_3 E}{E_3 F_3}} = \frac{26760}{116,327 + \frac{3000 \cdot 1,31}{19,74}} = 84,7 \text{ тс}.$$

Исходя из прочности затяжки, определяем возможную силу предварительного напряжения затяжки

$$X = N_3 - X_1 = 162 - 84,7 = 77,3 \text{ тс}.$$

Т а б л и ц а 5.14. К определению силы самонатяжения затяжки X_p от суммарной узловой нагрузки

Обозначение стержня	N_1	N_p , тс	l , см	F , см ²	Принятое сечение	$\frac{N_1 N_p l}{F}$	N_1^2	$\frac{N_1^2 l}{F}$
7-е (8-ж)	0,16	-253	602	99,6	 200×125×16	-245	0,0256	0,155
9-м (10-н)	0,32	-324,9	602	124,0	 200×16	-505	0,1024	0,498
1'-г (10-д)	-1,08	189,3	602	35,4	 250×125×5	-3480	1,1660	19,82
1'-и (1'-к)	-1,24	297,9	602	42,0	 250×125×6	-5290	1,5380	22,05
1'-н	-1,4	334,9	301	42,0	 250×125×6	-3360	1,9600	14,05
в-г	0,117	-124,0	442,3	77,6	 180×11	-82,7	0,0137	0,078
д-е	-0,108	87,6	406,8	44,0	 125×9	-87,5	0,0117	0,108
ж-и	0,117	-67,0	442,3	44,0	 125×9	-78,8	0,0137	0,138
к-л	-0,108	36,1	406,8	12,26	 63×5	-129,4	0,0117	0,388
м-н	0,117	-13,6	442,3	21,2	 90×6	-33,15	0,0137	0,286
н-н'	-0,22	55,2	300,0	12,26	 63×5	-297	0,0484	1,185

$\Sigma = -26760$ $\Sigma = -116,32$

Примечание. Стержень н-н' — один, остальные стержни по два.

Величина натяжения, исходя из устойчивости стержня нижнего пояса, определится по формуле (5.24)

$$X_k = 69000 = \frac{X}{0,95} + \Delta_a \frac{E_3 F_3}{l_3} = \frac{X}{0,95} + 0,2 \frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 19,74}{3000},$$

откуда $X = 0,95 (69000 - 2105) = 63,55$ тс < 77,3 тс.












Проверяем принятые ранее сечения стержней фермы при действии расчетных нагрузок. Результаты проверки, сведенные в табл. 5.12, показывают, что не все сечения удовлетворяют требованиям прочности и устойчивости, а в некоторых сечениях имеются излишние запасы прочности и устойчивости. Поэтому производим корректировку сечений стержней и повторяем расчет.

По откорректированным сечениям фермы (см. табл. 5.16) определяем самонатяжение затяжки X_1

$$X_1 = \frac{25416}{109,588 + 199} = 82,4.$$

Вычисление сумм приведено в табл. 5.15.

Т а б л и ц а 5.15. К определению силы самонатяжения затяжки X_p от суммарной узловой нагрузки (с уточненными сечениями)

Обозначение стержня	\bar{N}_1	N_p , тс	l , см	F , см ²	Сечение	$\frac{\bar{N}_1 N_p l}{F}$	\bar{N}_1^2	$\frac{\bar{N}_1^2 l}{F}$
7-е (8-ж)	0,16	-253	602	94,2	 200×12	-259	0,0256	0,164
9-м (10-м)	0,32	-324,9	602	137,2	 200×16	-456	0,1024	0,45
1'-г (1'-д)	-1,08	189,3	602	40,1	 250×180×5	-3070	1,166	17,5
1'-и (1'-к)	-1,24	297,9	602	40,1	 250×180×5	-5540	1,538	23,08
1'-н	-1,4	334,9	301	48,6	 250×180×6	-2895	1,96	12,14
в-г	0,117	-124	442,3	77,6	 180×11	-82,7	0,0137	0,077
д-е	-0,108	87,6	406,8	44,0	 125×9	-87,5	0,0117	0,108
ж-и	0,117	-67	442,3	44,0	 125×9	-78,8	0,0137	0,138
к-л	-0,108	36,1	406,8	18,76	 80×6	-84,6	0,0117	0,254
м-н	0,117	-13,6	442,3	12,76	 63×5	-57,35	0,0137	0,495
н-н'	-0,22	55,2	300,0	18,76	 80×6	-193,8	0,0484	0,77

Примечание. Стержень н-н' см. табл. 5.13.

Таблица 5.16. Проверка прочности и устойчивости

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетное усилие, тс		Сечение	Площадь сечения, см ²
		от полной нагрузки	от преднапряжения		
Верхний пояс	5-б, 6-в	-106,2	—	140×10 200×12 220×16	54,6
	8-ж, 7-е	-229,35	—		94,2
	10-м, 9-л	-277,6	—		137,2
Нижний пояс	1'-г, 1'-д	29,7	-76,5	□ 250×180×5 250×180×5 250×180×6	40,1
	1'-и, 1'-к	114,7	-88,0		40,1
	1'-н	128,1	-99,2		48,6
Раскосы и стойки	а-б	141,6	—	140×10 90×6 180×11 63×5 125×9 90×6 125×9 63×5 80×6 80×6 63×5 80×6	54,6
	б-в	-19,558	—		21,2
	в-г	-106,70	—		77,6
	г-д	0,0	—		12,26
	д-е	71,64	-7,65		44,0
	е-ж	-19,558	—		21,2
	ж-и	-49,70	—		44,0
	и-к	0,0	—		12,26
	к-л	20,14	-7,65		18,76
	л-м	-18,247	—		18,76
	м-н	8,3	—		12,26
н-н'	22,68	-15,6	18,76		

Таблица 5.17. К определению прогибов

Обозначение стержня	\bar{N}_1	$N_{с.в}^H$ ($n_{с.в} = 1,1$)	$N_{сн}^H$ ($n_{сн} = 1,4$)	N_D^H	N_1
5-б (6-в)	-0,5	-70,5	-20,5	-91,0	0,0
7-е (8-ж)	-1,525	-168,3	-48,6	-216,9	0,16
9-л (10-м)	-2,55	-217	-61,55	-278,55	0,32
1'-г (1'-д)	1,025	125	37,0	162,0	-1,08
1'-и (1'-к)	2,050	199	56,5	255,5	-1,24
1'-н	3,075	223,3	63,85	287,15	-1,4
а-б	0,68	93,6	27,56	121,16	0,0
в-г	-0,76	-81,8	-24,27	-106,07	0,117
д-е	0,68	59,1	16,14	75,24	-0,108
ж-и	-0,76	-45,47	-12,14	-57,61	0,117
к-л	0,68	25,1	6,07	31,17	-0,108
м-н	-0,76	-9,1	-2,57	-11,67	0,117
н-н'	0,5	36,4	10,86	47,26	-0,22

откорректированных сечений стержней фермы

Расчетная длина, см		Радиус инерции, см		Гибкость		$\varphi_{\text{мин}}$	m	Напряжение	
l_x	l_y	r_x	r_y	λ_x	λ_y			от полной нагрузки	от пред-напряжения
301	301	4,33	6,33	69,6	47,6	0,713	1	2722	—
301	301	6,22	8,76	48,4	34,4	0,845	1	2880	—
301	602	6,81	9,65	44,15	62,4	0,763	1	2650	—
301	602	7,39	9,49	40,8	63,4	0,756	1	741	2520
301	602	7,39	9,49	40,8	63,4	0,756	1	2860	2900
301	301	7,34	9,43	41,0	31,9	0,883	1	2640	2310
406,8	406,8	4,33	6,33	93,8	64,35	—	1	2592	—
240	300	2,78	4,27	86,3	70,2	0,687	0,8	1675	—
354	442,3	5,6	7,95	63,2	55,6	0,804	0,8	2135	—
240	300	1,94	3,2	128,8	93,7	—	1	—	—
325,5	406,8	3,86	5,7	84,3	71,3	0,696	0,8	1630	332
240	300	2,78	4,27	86,3	70,2	0,687	0,8	1675	—
354	442,3	3,86	5,7	91,6	77,6	0,656	0,8	2145	—
240	300	1,94	3,2	128,8	93,7	—	1	—	—
325,5	406,8	2,47	3,87	131,6	105,2	0,389	0,8	1114	—
240	300	2,47	3,87	7,2	77,5	0,607	0,8	2000	—
354	442,3	1,94	3,2	182,3	138,2	—	1,0	678	—
240	300	$r_{x_0}=3,11$	см	74,4	96,5	0,613	0,8	1208	1690

от различных нагрузок и воздействий

$l, \text{ см}$	$F, \text{ см}^2$	Сечение, мм	$\frac{\bar{N}_1 N_p^H l}{EF}$	$\frac{\bar{N}_1 N_p l \cdot 10^6}{EF}$
602	54,6	140×10	0,239	0,0
602	94,2	200×12	1,006	—0,742
602	137,2	220×16	1,486	—1,706
602	40,1	□ 250×180×5	1,187	—7,92
602	40,1	□ 250×180×5	3,745	—18,15
301	48,6	250×180×6	2,60	—12,69
406,8	54,6	140×10	0,292	0,0
442,3	77,6	180×11	0,219	—0,241
406,8	44,0	125×9	0,225	—0,323
442,3	44,0	125×9	0,21	—0,496
406,8	18,76	80×6	0,219	—0,759
442,3	12,26	63×5	0,152	—1,528
300,0	18,76	┌ 80×6	0,18	—0,837
Итого			23,34 (см)	—89,947

Исходя из прочности затяжки, определяем возможную силу предварительного напряжения затяжки

$$X = N_3 - X_1 = 162 - 82,4 = 79,6 \text{ тс.}$$

Определяем величину возможного предварительного напряжения, исходя из несущей способности наиболее нагруженных при предварительном напряжении стержней нижнего пояса (тип сечения и геометрические характеристики см. табл. 5.16):

для стержня $1'=н$:

$$N = \varphi RF = 0,883 \cdot 2900 \cdot 48,6 = 124500 \text{ кгс};$$

$$X_k = \frac{N}{N_1} = \frac{124,5}{1,4} = 88,8 \text{ тс};$$

для стержня $1'=и$:

$$N = \varphi RF = 0,756 \times 2900 \times 40,1 = 87900 \text{ кгс};$$

$$X_k = \frac{87,9}{1,24} = 70,9 \text{ тс};$$

для стержня $1'=д$:

$$N = 87,9 \text{ тс},$$

тогда

$$X_k = \frac{87,9}{1,08} = 81,3 \text{ тс.}$$

По минимальному контролируемому усилию определяем усилие предварительного напряжения

$$X = 0,95 \left(X_k - \Delta_a \frac{E_3 F_3}{l_3} \right) = 0,95 (70900 - 2105) = 65350 \text{ кгс.}$$

Прочность затяжки проверяем по формуле

$$n_1 X + X_1 = 1,1 \cdot 65350 + 82400 = 154300 \text{ кгс} < [N_3] = 162000 \text{ кгс.}$$

Расхождение составляет $\frac{162 - 154,3}{162} \cdot 100 = 4,76\%$, что допустимо.

Расчетные усилия в стержнях фермы определяем по табл. 5.16.

Расчет фермы с затяжкой по второй группе предельных состояний при действии нормативных нагрузок. Для ферм покрытий нормируются прогибы среднего узла и составляют $1/500$ пролета.

Расчетный прогиб предварительно напряженной фермы в середине пролета определяется по формуле

$$f_p = f_p - f_{X_1} - f_X \leq f_{пр}.$$

Здесь

$$f_p = \sum \frac{\bar{N}_1 N_p^H l}{EF}; \quad f_{X_1} = \sum \frac{\bar{N}_1 N_{X_1}}{EF} = X_1^H \sum \frac{\bar{N}_1 N_1 l}{EF};$$

$$f_X = \sum \frac{\bar{N}_1 n_2 N_X l}{EF} = n_2 X \sum \frac{\bar{N}_1 N_1 l}{EF},$$

где \bar{N}_1 — усилия в основной системе от вертикальной силы $P=1$, приложенной в среднем узле фермы; N_{X_1} — усилия от силы самонапряжения затяжки X_1^H ; N_X — усилия от силы предварительного напряжения затяжки X ; N_1 — усилия в стержнях фермы от единичного усилия в затяжке; n_2 — коэффициент перегрузки, равный 0,9.

Сумму вычисляем в табличной форме (табл. 5.17):

$$X_1^H = X_1 \frac{N_p^H}{N_p} = 82,4 \cdot \frac{216,9}{253} = 70,7 \text{ тс};$$

$$n_2 X = 0,9 \cdot 65,35 = 58,8 \text{ тс};$$

$$f = 23,34 - 70700 \frac{89,947}{10^5} - 58800 \frac{89,947}{10^6} = 23,34 - 6,36 - 5,285 =$$

$$= 11,695 \text{ см} > \frac{1}{500} L = \frac{3600}{600} = 7,2 \text{ см}.$$

Следовательно, для обеспечения нормативной жесткости требуется устройство строительного подъема $f=5 \text{ см}$.

Рассчитываем узел крепления затяжки к ферме (рис. 5.10, а).

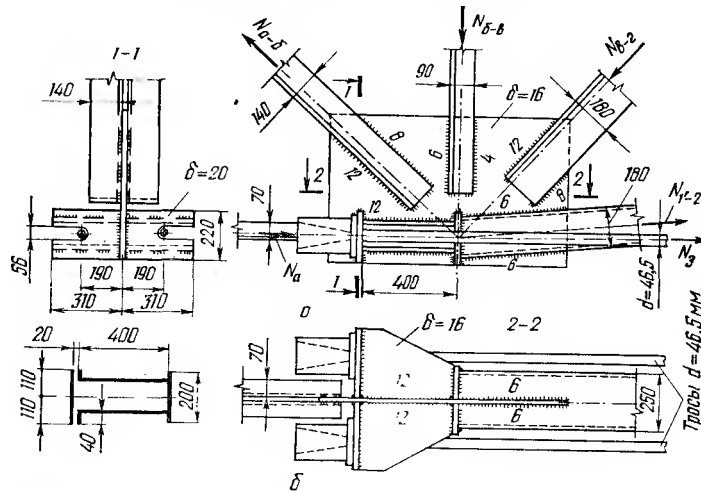


Рис. 5.10. Узел крепления затяжки в ферме типа «арка с затяжкой».

Определяем длину швов для прикрепления нижнего пояса к фасонке ($h_{ш} = 6 \text{ мм}$, количество швов — четыре) при максимальном усилии в поясе 76,5 тс:

$$l_{ш} = \frac{N}{4\beta h_{ш} R_y^{св}} = \frac{76500}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 1500} = 30,35 \approx 50h_{ш} = 30 \text{ см}.$$

Определяем длины швов для прикрепления раскоса а—б ($N_{а-б} = 141,6 \text{ тс}$) при распределении усилий между обушком и пером, как

0,7 и 0,3 по формулам (5,6) и (5.7), приняв катеты швов $h_{ш}^{06} = 12$ и $h_{ш}^n = 8$ мм:

$$l_{ш}^{06} = \frac{0,7N_{a-6}}{2 \cdot 0,7h_{ш}R_y^{cb}} = \frac{0,7 \cdot 141600}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 1500} = 39,4 \text{ см};$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3N_{a-6}}{2 \cdot 0,7h_{ш}R_y^{cb}} = \frac{0,3 \cdot 141600}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} = 25,3 \text{ см}.$$

Определяем длины швов для прикрепления раскоса *в-г* ($N_{в-г} = 106,7$ тс), приняв катеты швов $h_{ш}^{06} = 12$ и $h_{ш}^n = 8$ мм (распределение усилий такое же, как и для стержня *а-б*):

$$l_{ш}^{06} = \frac{0,7 \cdot 106700}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 1500} = 29,65 \text{ см};$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 106700}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} = 19,06 \text{ см}.$$

Определяем длины швов для прикрепления стойки *б-в* ($N_{б-в} = 19,56$ тс), приняв катеты швов $h_{ш}^{06} = 6$ и $h_{ш}^n = 4$ мм.

При распределении усилий 0,7 и 0,3 имеем:

$$l_{ш}^{06} = \frac{0,7 \cdot 19560}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 1500} = 10,87 \text{ см};$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 19560}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 1500} = 6,98 \text{ см}.$$

Прикрепление горизонтальных ребер к фасонке рассчитываем с учетом эксцентриситета по формуле

$$\sigma_{равн} = \sqrt{\sigma_{ш}^2 + \tau_{ш}^2} = \sqrt{1100^2 + 877^2} = \sqrt{1979000} = 1407 \text{ кгс/см}^2 R_y^{cb} = 1500 \text{ кгс/см}^2,$$

$$\text{где } \sigma_{ш} = \frac{M}{W_{ш}}; \tau_{ш} = \frac{Q}{F_{ш}(\text{верт})}.$$

Положение центра тяжести сварных швов ($h = 12$ мм)

$$z = \frac{\Sigma S}{\Sigma F} = \frac{22 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 42 + 2 \cdot 4 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 40 + 2 \cdot 40 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 20}{22 \cdot 0,7 \cdot 1,2 + 2 \cdot 4 \cdot 0,7 \cdot 1,2 + 2 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 40 + 20 \cdot 0,7 \cdot 1,2} = 21,87 \text{ см}.$$

Определяем момент инерции шва:

$$I = \Sigma (I_0 + Fr^2) \cong 22 \left[\frac{(0,7 \cdot 1,2)^3}{12} + 0,7 \cdot 1,2 \cdot 20,13^2 \right] + 2 \left[0,7 \cdot 1,2 \frac{40^3}{12} + 0,7 \cdot 1,2 \cdot 40 \cdot 1,87^2 \right] + \left[\frac{20 (0,7 \cdot 1,2)^3}{12} + 20 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 21,87^2 \right] = 26949,674 \text{ см}^4;$$

$$W_B = \frac{I}{y_B} = \frac{26949,674}{20,13} = 1340 \text{ см}^3; \quad W_H = \frac{I}{y_H} = \frac{26949,674}{21,87} = 1230 \text{ см}^3$$

$$\sigma_{ш}^B = \frac{M}{W_B} = \frac{81000 \cdot 16,7}{1340} = 1010 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{ш}^H = \frac{M}{W_H} = \frac{81000 \cdot 16,7}{1230} = 1100 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\tau_{ш} \frac{[N_3]}{2F_B} = \frac{81000}{2 \cdot 40 \cdot 0,7 \cdot 1,2} = 1205 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\tau'_{ш} = \frac{[N_3]}{2F_B + 2F_H} = \frac{81000}{2 \cdot 40 \cdot 0,7 \cdot 1,2 + 2 \cdot 30 \cdot 0,7 \cdot 0,6} = 877 \text{ кгс/см}^2;$$

где F_H — площадь шва, прикрепляющего пояс к фасонке.

Пример 5.3. Расчет фермы с параллельными поясами. Сечения элементов фермы из труб.

Геометрическую схему стропильной фермы принимаем по каталогу типовых стальных конструкций для промышленного строительства, серия ПК-01-33, дополнительная I, III и IV. Высота фермы между обухами 3750 мм; материал фермы — сталь класса С38/23 (ВСтЗпс6).

Определение расчетных нагрузок. Геометрическая схема фермы и диаграмма усилий от единичной узловой нагрузки на половине пролета показаны на рис. 5.11, а.

Величины нормативных нагрузок коэффициентов перегрузки и расчетных нагрузок, действующих на покрытие, приведены в табл. 5.18.

Таблица 5.18. Нормативные и расчетные нагрузки, действующие на покрытие

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кгс/м ²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, кгс/м ²
Постоянные:			
гравийная защита	30	1,2	36
гидроизоляционный ковер	16	1,2	19,2
утеплитель из пенополистирола толщиной $h=5$ см, объемным весом $\gamma=0,02$ т/м ³	5	1,2	6
Пароизоляция	4	1,2	4,8
Стальной профилированный настил ($\delta=1$ мм)	15	1,1	17
Стропильные фермы, связи и прогоны	36	1,1	40
Итого постоянных нагрузок	106	—	123
Временные:			
Снеговая (II район)	70	1,4	98

Определяем узловую нагрузку (шаг ферм 6 м) от постоянной и временной нагрузок:

$$P_{с.в}^н = 106 \cdot 3 \cdot 6 = 1906 \text{ кгс}; \quad P_{с.в} = 123 \cdot 3 \cdot 6 = 2212 \text{ кгс};$$

$$P_{сн}^н = 70 \cdot 3 \cdot 6 = 1260 \text{ кгс}; \quad P_{сн} = 98 \cdot 3 \cdot 6 = 1764 \text{ кгс}.$$

Определение расчетных усилий в стержнях фермы. При помощи диаграммы Максвелла—Кремоны (см. рис. 5.11, б) определяем усилия в стержнях фермы от единичной узловой нагрузки на поло-

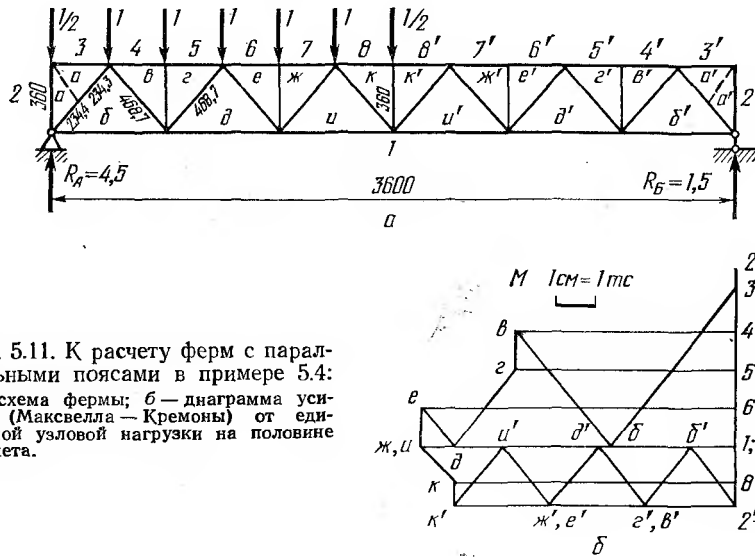


Рис. 5.11. К расчету ферм с параллельными поясами в примере 5.4: а — схема фермы; б — диаграмма усилий (Максвелла—Кремоны) от единичной узловой нагрузки на половине пролета.

вине пролета. Складывая усилия в симметричных стержнях, получаем усилия от единичной нагрузки на всем пролете. Умножая полученные усилия от единичной узловой нагрузки на величины узловых нагрузок, получаем расчетные усилия в стержнях от соответствующих нагрузок (табл. 5.19).

Определение расчетных длин. В трубчатых фермах с бесфасоночными узлами как в плоскости, так и из плоскости фермы коэффициент приведения длины принимается для поясов и опорных раскосов равным 1,0; для остальных элементов — 0,9. Геометрические длины стержней в плоскости фермы равны расстоянию между узлами, а из плоскости фермы для верхнего пояса 3, для нижнего 6 м, для решетки — расстоянию между узлами фермы. Вычисленные значения расчетных длин стержней помещены в табл. 5.20.

Подбор сечений стержней фермы. Порядок подбора сечений стержней ферм показан на стр. 212.

Результаты подбора сечения стержней фермы сведены в табл. 5.20.

Расчет узловых прикреплений в фермах из труб 1. Опорный узел (рис. 5.6, б)

Т а б л и ц а 5.19. Определение расчетных усилий в стержнях фермы

Элемент фермы	Обозначения стержня	Усилия от единичного нагружения			Постоянная нагрузка на всем пролете 2,21 тс	Снеговая нагрузка		Расчетные усилия, тс	
		слева	справа	на всем пролете		на всем пролете	на половине пролета	(+)	(-)
Верхний пояс	3-а	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	4-в, 5-г	-5,8	-2,5	-8,3	-18,35	-14,63	-10,23	-	-32,98
	6-е, 7-ж	-8,3	-5,0	-13,3	-29,4	-23,5	-14,63	-	-52,9
	8-к	-7,5	-7,5	-15,0	-33,1	-26,5	-13,25	-	-59,6
Нижний пояс	1-б	3,3	1,25	4,55	10,6	8,03	5,83	18,63	-
	1-д	7,5	3,75	11,25	24,88	19,85	13,25	44,73	-
	1-и	8,35	6,25	14,6	32,28	25,8	14,73	58,08	-
Стойки и раскосы	2-а	-0,5	0,0	-0,5	-1,105	-0,882	-0,882	-	-1,987
	а-б	-5,2	-1,95	-7,15	-15,82	-12,61	-9,17	-	-28,43
	б-в	3,95	1,95	5,9	13,05	10,41	6,97	23,46	-
	в-г	-1,0	0,0	-1,0	-2,21	-1,764	-1,764	-	-3,974
	г-д	-2,6	-1,95	-4,55	-10,6	-8,03	4,59	-	-18,63
	д-е	1,3	1,95	3,25	7,19	5,74	3,44	12,93	-
	е-ж	-1,0	0,0	-1,0	-2,21	-1,764	1,764	-	-3,974
	ж-и	0,0	-1,95	-1,95	-4,315	-3,44	-3,44	-	-7,775
	и-к	-1,3	1,95	0,65	1,438	1,147	-	-	-0,855
	к-к'	-0,5	-0,5	-1,0	-2,21	-1,764	-0,882	-	-3,974

Т а б л и ц а 5.20. Подбор сечений стержней ферм из круглых труб и гнуто-

Вид фермы	Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетное усилие, тс	Сечение, мм	Площадь сечения, см ²	Расчетная длина, см	
						<i>l_x</i>	<i>l_y</i>
Из круглых труб	Верхний пояс	3-а	0,0	○ 159×4,5	21,8	300	300
		4-в, 5-г	-32,98	○ 159×4,5	21,8	"	"
		6-е, 7-ж	-52,9	○ 168×7	35,4	"	"
		8-к	-59,6	○ 168×7	35,4	"	"
	Нижний пояс	1-б	18,63	○ 121×3,8	14,0	600	1200
		1-д	44,73	○ 159×4,5	21,8	"	"
		1-и	58,08	○ 159×6	28,8	"	"
	Стойки и раскосы	2-а	-1,987	○ 73×2,8	6,17	324	324
		а-б	-28,43	○ 159×4,5	21,8	234	469
		б-в	23,46	○ 121×3,8	14,0	422	422
в-г		-3,974	○ 73×2,8	6,17	324	324	
г-д		-18,63	○ 152×3,5	16,3	422	422	
д-е		12,93	○ 83×3,2	8,04	422	422	
е-ж		-3,974	○ 73×2,8	6,17	324	324	
ж-и		-7,755	○ 108×3	9,9	422	422	
и-к		-0,855	○ 83×3,2	8,04	"	"	
к-к'		4,878	○ 73×2,8	6,17	324	324	
	-3,974/2						
Из гнуто-сварных замкнутого профиля	Верхний пояс	3-а	0,0	□ 140×4	21,1	300	300
		4-в, 5-г	-32,98	□ 140×4	21,1	"	"
		6-е, 7-ж	-52,9	□ 200×140×5	31,9	"	"
		8-к	-59,6	□ 200×140×6	37,8	"	"
Из гнуто-сварных замкнутого профиля	Нижний пояс	1-б	18,63	□ 125×90×3	12,15	600	1200
		1-д	44,73	□ 140×4	21,1	"	"
		1-и	58,08	□ 140×6	30,6	"	"
	Стойки и раскосы	2-а	-1,987	□ 100×70×3	9,45	324	324
		а-б	-28,43	□ 140×4	21,1	234	469
		б-в	23,46	□ 125×90×4	15,87	422	422
		в-г	-3,974	□ 100×70×3	9,45	324	324
		г-д	-18,63	□ 125×4	18,7	422	422
		д-е	12,93	□ 100×70×3	9,45	"	"
		е-ж	-3,974	□ 100×70×3	9,45	324	324
ж-и		-7,755	□ 125×90×3	12,15	422	422	
и-к		-0,855	□ 100×70×3	9,45	"	"	
к-к'		4,878	□ 100×70×3	9,45	324	324	
	-3,974/2						

сварных замкнутых профилей

Радиус инерции, см		Максимальная гибкость		φ, мин	m _{уст} /m _{пр}	Расчетное	
r _x	r _y	λ _x	λ _y			напряже- ние, кгс/см ²	софротив- ление, кгс/см ²
5,47	5,47	54,8	—	—	—	—	2100
5,47	5,47	54,8	—	0,844	1/0,8	1889	"
5,7	5,7	52,65	—	0,855	1/1	1745	"
5,7	5,7	52,65	—	0,855	1/1	1968	"
4,15	4,15	—	289,5	—	1/0,8	1664	"
5,47	5,47	—	219,2	—	1/1	2050	"
5,42	5,42	—	221,3	—	1/1	2014	"
2,48	2,48	130,6	—	0,394	0,8/0,8	1022	"
5,47	5,47	—	85,8	0,689	1/0,8	1892	"
4,15	4,15	101,6	—	—	1/0,8	2092	"
2,48	2,48	130,6	—	0,394	0,8/0,8	2044	"
5,26	5,26	80,2	—	0,714	0,8/0,8	1996	"
2,83	2,83	149	—	—	1/0,8	2010	"
2,48	2,48	130,6	—	0,394	0,8/0,8	2044	"
3,72	3,72	113,5	—	0,490	0,8/0,8	2000	"
2,83	2,83	149	—	0,390	0,8/0,8	430	"
2,48	2,48	130,6	—	0,394	0,8/0,8	758	"
5,5	5,5	54,5	—	—	—	1022	2100
7,5	5,71	54,5	—	0,846	1/0,8	1950	"
7,44	5,66	—	52,6	0,855	1/0,8	2070	"
		—	53,0	0,853	1/0,8	1970	"
3,67	4,72	—	254	—	1/0,8	1915	2100
5,5	5,5	—	218	—	1/1	2120	"
5,39	5,39	—	223	—	1/1	1898	"
2,92	3,72	111,0	—	0,506	0,8/0,8	518	"
4,0	5,17	—	90,8	0,663	1/0,8	1956	"
3,62	4,65	116,8	—	—	1/0,8	1847	"
2,92	3,72	111,0	—	0,506	0,8/0,8	1036	"
4,89	4,89	86,4	—	0,686	0,8/0,8	1815	"
2,92	3,72	144,6	—	—	1/0,8	1710	"
2,92	3,72	111	—	0,506	0,8/0,8	1036	"
3,67	4,72	115	—	0,480	0,8/0,8	1666	"
2,92	3,72	144,6	—	0,328	0,8/0,8	344	"
2,92	3,72	111	—	0,506	0,8/0,8	645	"
						518	"

Прикрепление стержня 2-а, $N = -1987$ кгс. Длина швов при $\frac{d}{D} = \frac{73}{159} = 0,459$ и $\xi = 1029$ (табл. 5.7) будет (формула 5.13)

$$l_{\text{ш}} = \pi d \frac{\xi}{2} \left[\frac{3}{2} (1 + \operatorname{cosec} \alpha) - \sqrt{\operatorname{cosec} \alpha} \right] = 3,14 \cdot 7,3 \frac{1,006}{2} \times \\ \times \left[\frac{3}{2} \left(1 + \frac{4687}{3000} \right) - \sqrt{\frac{4687}{3000}} \right] = 29,8 \text{ см.}$$

Несущая способность угловых швов ($h_{\text{ш}} = 0,3$ см) составляет $\beta h_{\text{ш}} l_{\text{ш}} m R_{\text{y}}^{\text{cb}} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot 29,8 \cdot 0,85 \cdot 1500 = 7970$ кгс > 1987 кгс.

Прикрепление стержня а-б, $N = -28,43$ тс. Длина швов при при-
мыкании к вертикальной фасонке будет

$$l_{\text{ш}} \cong \pi [1,5 (a + b) - \sqrt{ab}] = 3,14 [1,5 (7,95 + 9,93) - \\ - \sqrt{7,95 \cdot 9,93}] = 56,3 \text{ см,}$$

где $a = \frac{d}{2} = \frac{15,9}{2} = 7,95$ см; $b = \frac{d}{2 \cos \alpha} = \frac{15,9 \cdot 4687}{2 \cdot 3750} = 9,93$ см.

Несущая способность угловых швов ($h_{\text{ш}} = 0,5$ см) составляет

$$\beta h_{\text{ш}} l_{\text{ш}} m R_{\text{y}}^{\text{cb}} = 0,7 \cdot 0,5 \cdot 56,3 \cdot 0,85 \cdot 1500 = 25120 < 28430 \text{ кгс.}$$

Несущая способность стыковых швов (с разделкой кромок) по формуле (5.14) будет

$$0,95 F m R_{\text{сж}}^{\text{cb}} = 0,95 \cdot 21,8 \cdot 0,85 \cdot 2100 = 37070 \text{ кгс} > 28430 \text{ кгс.}$$

Прикрепление стержня 1-б, $N = 18,63$ тс. Длина швов при $\frac{d}{D} = \frac{12,1}{15,9} = 0,762$ будет

$$l_{\text{ш}} = \pi d \frac{\xi}{2} \left[\frac{3}{2} (1 + \operatorname{cosec} \alpha) - \sqrt{\operatorname{cosec} \alpha} \right] = 3,14 \cdot 12,1 \frac{1,044}{2} \times \\ \times \left[\frac{3}{2} \left(1 + \frac{4687}{3750} \right) - \sqrt{\frac{4687}{3750}} \right] = 44,75 \text{ см.}$$

Несущая способность угловых швов ($h_{\text{ш}} = 0,4$ см)

$$\beta h_{\text{ш}} l_{\text{ш}} m R_{\text{y}}^{\text{cb}} = 0,7 \cdot 0,4 \cdot 44,75 \cdot 0,85 \cdot 1500 = 16000 \text{ кгс} < 18630 \text{ кгс.}$$

Остальную часть усилия передаем на сварные швы, прикрепляющие стержень (1-б) к фасонке при $h_{\text{ш}} = 0,4$ см,

$$l_{\text{ш}}^{\text{тр}} = \frac{18630 - 16000}{2\beta h_{\text{ш}} R_{\text{y}}^{\text{cb}}} = \frac{2630}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 1500} = 3,13 \text{ см}$$

или стыковые швы (с разделкой кромок)

$$0,95 F m R_{\text{p}}^{\text{cb}} = 0,95 \cdot 14 \cdot 0,85 \cdot 1800 = 20350 > 18630 \text{ кгс.}$$

2. Узел У-1 (см. рис. 5, 6, б)

Прикрепление стержня 1-б, $N = 18,63$ тс. Длина швов при при-
мыкании к вертикальной диафрагме (слева и справа):

$$l_{ш}^a = \pi d_n = 3,14 \cdot 12,1 = 38 \text{ см};$$

$$l_{ш}^n = \pi d_n = 3,14 \cdot 15,9 = 50 \text{ см}.$$

Несущая способность стыковых швов (слева) с разделкой кромок $0,95 \cdot FmR_p^{cb} = 0,95 \cdot 14,0 \cdot 0,85 \cdot 1800 = 20350 \text{ кгс} > 18630 \text{ кгс}$.

Несущая способность угловых швов (справа) $\beta h_{ш} l_{ш} m R_y^{cb} = 0,7 \times 0,5 \cdot 50 \cdot 0,85 \cdot 1500 = 22330 > 18630 \text{ кгс}$.

Прикрепление стержня б-в, $N = 23,46 \text{ тс}$. Длина швов при $\frac{d}{D} = \frac{121}{159} = 0,762$ будет (формула 5.13)

$$l_{ш} = 3,14 \cdot 12,1 \frac{1,044}{2} \left[\frac{3}{2} \left(1 + \frac{4687}{3750} \right) - \sqrt{\frac{4687}{3750}} \right] = 44,75 \text{ см}.$$

Несущая способность угловых швов ($h_{ш} = 0,4 \text{ см}$)

$\beta h_{ш} l_{ш} m R_y^{cb} = 0,7 \cdot 0,4 \cdot 44,75 \cdot 0,85 \cdot 1500 = 16000 \text{ кгс} < 23460 \text{ кгс}$ недостаточна.

Несущая способность стыковых швов

$0,95 FmR_p^{cb} = 0,95 \cdot 14,0 \cdot 0,85 \cdot 1800 = 20350 \text{ кгс} < 23460 \text{ кгс}$.

Несущая способность стыковых швов при физических методах контроля за качеством шва ($R_p^{cb} = 2100 \text{ кгс/см}^2$)

$0,95 FmR_p^{cb} = 0,95 \cdot 14,0 \cdot 0,85 \cdot 2100 = 23730 \text{ кгс} > 23460 \text{ кгс}$.

Прикрепление стержня в-г, $N = -3,974 \text{ тс}$. Длина швов при при-
мыкании к горизонтальному листу

$$l_{ш} = \pi d = 3,14 \cdot 7,3 = 23 \text{ см}.$$

Несущая способность угловых швов ($h_{ш} = 0,3 \text{ см}$)

$\beta h_{ш} l_{ш} m R_y^{cb} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot 23 \cdot 0,85 \cdot 1500 = 6150 \text{ кгс} > 3974 \text{ кгс}$.

Прикрепление стержня г-д, $N = -18,63 \text{ тс}$. Длина швов при

$$\frac{d}{D} = \frac{152}{159} = 0,956 \text{ и } \xi = 1,13 \text{ (табл. 5.7)}$$

будет:

$$l_{ш} = \pi d \frac{\xi}{2} \left[\frac{3}{2} (1 + \operatorname{cosec} \alpha) - \sqrt{\operatorname{cosec} \alpha} \right] = 3,14 \cdot 15,2 \frac{1,13}{2} \times \\ \times \left[\frac{3}{2} \left(1 + \frac{4687}{3750} \right) - \sqrt{\frac{4687}{3750}} \right] = 27,0 \cdot 2,258 = 60,9 \text{ см}.$$

Несущая способность угловых швов ($h_{ш} = 0,4 \text{ см}$)

$\beta h_{ш} l_{ш} m R_y^{cb} = 0,7 \cdot 0,4 \cdot 60,9 \cdot 0,85 \cdot 1500 = 21800 \text{ кгс} > 18630 \text{ кгс}$.

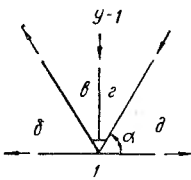
3. Узел У-3 (рис. 5.6, б)

Прикрепление стержней рассчитывается так же, как и в узле У-1.

Расчет бесфасоночных узлов

Расчет бесфасоночного узла с местной (узловой) нагрузкой (У-3) см. рис. 5.6, б. Несущая способность бесфасоночного узла проверяется по формулам (5.15) и (5.16). Предварительно вычисляем значение сил и коэффициентов, входящих в эти формулы. Определяем

Таблица 5.21. Расчет бесфасоночного узла У-1

Схема узла	Вид усилия	Обозначение стержня	$N, \text{тс}$	Обозначение смежного элемента	κ_S	$\sin \alpha$	$P = N \sin \alpha, \text{тс}$	κ_{SP}	$\Delta P = \kappa_{SP} P_{\text{см}}$
	Растяжение	1-б 1-д	18,63 44,73						
	Сжатие	г-д	-18,630	1-д	0,758	0,800	-14,19	—	—
				б-в	0,242	0,9613	—	-3,61	7,82
				в-г		0,6	—	—	-2,658
	в-г	-3,974	1-д	0 < 0,2	1	-3,974	—	—	
			б-в	0,331	0,641	—	-1,316	—	
г-д	0,669	0,641	—	-2,658	—	—			
Растяжение	б-в	23,46	1-б г-д в-г	0,583 0,417 0,6	0,8 0,9613 0,6	18,75 — —	— 7,82 —	— -3,61 -1,316	
Растяжение (исправленный)	б-в	23,46	1-б г-д в-г	0,583 0,417 0,6	0,8 0,9613 0,6	18,75 — —	— 7,82 —	— -3,61 -1,316	

отношение $\frac{N}{FR}$ со стороны сжатого раскоса

$$\frac{32980}{33,6 \cdot 2100} = 0,467 < 0,75; \quad m_{\text{сж}} = 1.$$

Определяем отношение $\frac{N}{FR}$ со стороны растянутого раскоса

$$\frac{52900}{33,6 \cdot 2100} = 0,748 < 0,75; \quad m_p = 1.$$

$P^I = P + \Sigma \Delta P$	$\gamma = \frac{d}{D}$ или $\gamma = \frac{d}{d_{см}}$	$k_0^I = 5 + 15\gamma^2$ или $k_0^{II} = 5 + 15\gamma^4$	$A_{\Pi} = (1 + 0,02 \frac{D}{\delta} \delta^2 R$ или $A_{см}, мс$	$P_0 = k_0 A_{\Pi}$ или $P_0 = k \times \times A_{см}, мс$	$\frac{P^I}{P_0}$ и $\frac{P^{II}}{P_0}$	$V_{сж}$ и V_p	$C_{сж} = \frac{\Sigma P^I_{сж}}{\Sigma P^I_p}; C_p = \frac{\Sigma P^I_{сж}}{\Sigma P^I_p}$	$V_{сж} = 0,25; C_{сж} V_p = 0,25 C_p$	$\frac{k_S P_0}{\sin \alpha}$	$\frac{k_S P_0}{2^5 \sin \alpha}$	Примечание
— —9,738 —	0,955 1,256 2,08	18,67 28,63 65,0	0,726 0,497 0,251	13,56 14,23 16,34	0,718	0,718	1,42	$0,352 < m_{сж} < 0,82$	12,82 3,56	$32,76 > N$	
— —	— 0,603 0,48	— 10,47 8,45	— 0,497 0,593	— 5,21 5,02	—	—	—		2,69 5,23	$16,96 > N$	
— 13,824	0,76 0,795 1,657	13,66 14,5 46,2	0,726 0,593 0,251	9,92 8,61 11,6	1,393	1,253	0,705	$1,077 > m_p = 1$	7,23 3,735	$21,93 < N$	Несущая способность узла не обеспечена
13,824	0,76 0,795 1,657	13,66 14,5 46,2	0,861 0,593 0,251	11,75 8,61 11,6	1,177	1,06	0,705	$0,886 < m_p = 1$	8,57 3,735	$24,61 > N$	То же обеспечена

$$P^I_{сж} = N^I_{сж} \sin \alpha = 18630 \frac{3750}{4687} = 18630 \cdot 0,8 = 14900 \text{ кгс};$$

$$P^I_p = N^I_p \sin \alpha = 12930 \cdot 0,8 = 10350 \text{ кгс};$$

$$P^{II}_{сж} = N^{II}_{сж} \sin \alpha = 3974 \cdot 1 = 3974 \text{ кгс};$$

$$P^I_{о.сж} = k_{о.сж} \left(1 + 0,02 \frac{D}{\delta} \right) \delta^2 R = 17,3 \left(1 + 0,02 \frac{16,8}{0,7} \right) 0,7^2 \cdot 2100 =$$

$$= 17,3 \cdot 1523 = 26350 \text{ кгс};$$

$$\text{где } k^I_{о.сж} = 5 + 15 \left(\frac{d}{D} \right)^2 = 5 + 15 \left(\frac{152}{168} \right)^2 = 5 + 12,3 = 17,3;$$

$$P_{o,p}^I = k_{o,p}^I \left(1 + 0,02 \frac{D}{\delta}\right) \delta^2 R = 8,66 \cdot 1523 = 13200 \text{ кгс},$$

где $k_{o,p}^I = 5 + 15 \left(\frac{d}{D}\right)^2 = 5 + 15 \left(\frac{83}{168}\right)^2 = 5 + 3,66 = 8,66;$

$$P_{o,сж}^{II} = k_{o,сж}^{II} \left(1 + 0,02 \frac{D}{\delta}\right) \delta^2 R = 17,4 \cdot 1523 = 26500 \text{ кгс},$$

где $k_{o,сж}^{II} = 5 + 15 \left(\frac{d}{D}\right)^4 = 5 + 15 \left(\frac{160}{168}\right)^4 = 5 + 12,4 = 17,4;$

$$P_p^{II} = 0.$$

Проверяем несущую способность бесфасоночного узла по формулам (5.15) и (5.16):

$$\sqrt{\left(\sum \frac{P_{сж}^I}{P_0^I}\right)^2 + \left(\frac{P_{сж}^{II}}{P_0^{II}}\right)^2} - 0,25 \frac{\sum P_p^I}{\sum P_{сж}^I} = \sqrt{\left(\frac{14900}{26350}\right)^2 + \left(\frac{3974}{26500}\right)^2} -$$

$$- 0,25 \frac{10350}{14900} = 0,411 < m_{сж} = 1;$$

$$0,9 \sqrt{\left(\frac{10350}{13200}\right)^2} - 0,25 \frac{14900}{10350} = 0,346 < m_p.$$

Расчет бесфасоночного узла без местной (узловой) нагрузки У-1 см. на рис. 5.6, б.

Несущая способность бесфасоночного узла проверяется по формулам (5.15) и (5.16). Предварительно вычисляем значения сил и коэффициентов, входящих в эти формулы, с учетом пересечения стержней решетки. Определяем отношение $\frac{N}{FR}$ со стороны растянутого раскоса

$$\frac{18630}{21,8 \cdot 2100} = 0,465 < 0,75, \quad m_p = 1.$$

Определяем отношение $\frac{N}{FR}$ со стороны сжатого раскоса

$$\frac{44730}{21,8 \cdot 2100} = 0,975 > 0,75 m_{сж} = 1,6 - 0,8 \frac{N}{FR} = 1,60 - 0,78 = 0,82.$$

Дальнейший расчет проведем в табличной форме (см. табл. 5.21). Расчет узловых прикреплений в фермах из гнуто-сварных замкнутых профилей

1. Опорный узел (рис. 5.6, б)

Прикрепление стержня 2-а, $N = -1987$ кгс. Длина швов будет

$$l_{ш} = 2b + 2h \frac{1}{\cos \alpha} = 2 \cdot 10,0 + \frac{2 \cdot 7,0 \cdot 4687}{3000} = 41,9 \text{ см.}$$

Несущая способность угловых швов ($h_{ш} = 0,3 \text{ см}$)

$$\beta h_{ш} l_{ш} m R_y^{cb} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot 41,9 \cdot 0,85 \cdot 1500 = 11200 \text{ кгс} > 1987 \text{ кгс.}$$

Прикрепление стержня а-б, $N = -28,450 \text{ кгс}$. Длина швов будет

$$l_{ш} = 2b + 2 \frac{h}{\cos \alpha} = 2 \cdot 14 + \frac{2 \cdot 14 \cdot 4687}{3000} = 71,8 \text{ см.}$$

Несущая способность узловых швов ($h_{ш} = 0,4 \text{ см}$)

$$\beta h_{ш} l_{ш} m R_y^{cb} = 0,7 \cdot 0,4 \cdot 71,8 \cdot 0,85 \cdot 1500 \cdot 25600 \text{ кгс} < 28460 \text{ кгс.}$$

Несущая способность стыковых швов (с разделкой кромок)

$$0,95 Fm R_{сж}^{cb} = 0,95 \cdot 21,1 \cdot 0,85 \cdot 2100 = 35800 \text{ кгс} > 28460 \text{ кгс.}$$

Прикрепление стержня 1-б, $N = 18630 \text{ кгс}$. Длина швов будет

$$l_{ш} = 2b + 2h \frac{1}{\sin \alpha} = 2 \cdot 12,5 + \frac{2 \cdot 9,0 \cdot 4687}{3600} = 47,5 \text{ см.}$$

Несущая способность угловых швов ($h_{ш} = 0,3 \text{ см}$)

$$\beta h_{ш} l_{ш} m R_y^{cb} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot 48,5 \cdot 0,85 \cdot 1500 = 12950 \text{ кгс} < 18630 \text{ кгс.}$$

Несущая способность стыковых швов при физических методах контроля за качеством швов

$$0,95 Fm R_p^{cb} = 0,95 \cdot 12,15 \cdot 0,85 \cdot 2100 = 20660 \text{ кгс} > 18630 \text{ кгс.}$$

2. Узел У-1 (рис. 5. 6, а)

Прикрепление стержня 1-б, $N = 18630 \text{ кгс}$. Длина швов при при-
мыкании к вертикальной диафрагме (слева и справа)

$$l_{ш}^n = 2(b_n + h_n) = 2(12,5 + 9) = 43 \text{ см};$$

$$l_{ш}^n = 2(b_n + h_n) = 2(14,0 + 14) = 56 \text{ см.}$$

Несущая способность стыковых швов (слева) при физических методах контроля за качеством швов

$$0,95 Fm R_p^{cb} = 0,95 \cdot 12,15 \cdot 0,85 \cdot 2100 = 20660 \text{ кгс} > 18630 \text{ кгс.}$$

Несущая способность угловых швов (справа) ($h_{ш} = 0,4 \text{ см}$)

$$\beta h_{ш} l_{ш} m R_y^{cb} = 0,7 \cdot 0,4 \cdot 56,0 \cdot 0,85 \cdot 1500 = 20050 \text{ кгс} > 18630 \text{ кгс.}$$

Прикрепление стержня б-в, $N = 23460 \text{ кгс}$. Длина швов будет

$$l_{ш} = 2b + 2 \frac{h}{\sin \alpha} = 2 \cdot 12,5 + \frac{2 \cdot 9,0 \cdot 4687}{3600} = 48,5 \text{ см.}$$

Несущая способность стыковых швов при физических методах контроля за качеством шва

$$0,95 Fm R_p^{cb} = 0,95 \cdot 15,87 \cdot 0,85 \cdot 2100 = 26920 \text{ кгс} > 23460 \text{ кгс.}$$

Прикрепление стержня в-г, $N = -3974 \text{ кгс}$. Длина швов при при-
мыкании к горизонтальному листу

$$l_{ш} = 2(b + h) = 2(10,0 + 7,0) = 34 \text{ см.}$$

Несущая способность угловых швов ($h_{ш} = 0,3 \text{ см}$)

$$\beta h_{ш} l_{ш} m R_{у}^{св} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot 34 \cdot 0,85 \cdot 1500 = 9100 \text{ кгс} > 3974 \text{ кгс.}$$

Прикрепление стержня $г-д$, $N = -18630 \text{ кгс}$. Длина швов

$$l_{ш} = 2b + 2 \frac{h}{\sin \alpha} = 2 \cdot 12,5 + \frac{2 \cdot 12,5}{0,768} = 57,6 \text{ см.}$$

Несущая способность угловых швов ($h_{ш} = 0,4 \text{ см}$)

$$\beta h_{ш} l_{ш} m R_{у}^{св} = 0,7 \cdot 0,4 \cdot 57,6 \cdot 0,85 \cdot 1500 = 2060 \text{ кгс} > 18630 \text{ кгс.}$$

3. Узел У-3 (рис. 5. 6, а)

Прикрепление стержней рассчитывается так же, как в узле У-1.

Глава 6 ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

§ 22. ОБЩИЕ РАСЧЕТНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ

Висячие покрытия позволяют использовать высокопрочные материалы и за счет этого получать экономичные конструкции при перекрытии больших пролетов. Конструктивных форм висячих покрытий известно много. Они дают возможность повышать архитектурную выразительность сооружения.

При проектировании висячих покрытий необходимо обращать особое внимание на уменьшение деформативности покрытия и выбор типа опорных закреплений; одновременно с конструктивной формой висячего покрытия необходимо решать вопрос отвода воды с кровли.

Расчет несущих конструкций висячих покрытий проводится для определения прочности сооружения (первая группа предельных состояний) и для определения его деформативности (вторая группа предельных состояний).

Основным несущим элементом в висячих конструкциях обычно является гибкая упругая нить. Расчет без учета упругих деформаций дает преувеличение значения усилий нити, что идет в запас прочности.

При расчете без учета упругих деформаций зависимость распора от интенсивности нагрузки, как и в обычных жестких системах, подчиняется линейному закону.

Расчет нитей без учета упругих деформаций применяется как приближенный при стрелках провисания более $\frac{1}{8}$ и как предварительный расчет во всех случаях. Это связано со значительным упрощением расчета: распор H для нитей, показанных на рис. 6.1, определяется по формуле:

$$H = \frac{M}{y}, \quad (6.1)$$

где M — момент внешних сил; y — ордината нити.

При равномерно распределенной нагрузке на покрытие и параллельном расположении нитей (здание с прямоугольным планом) максимальный распор

$$H = \frac{ql^2}{8f}. \quad (6.2)$$

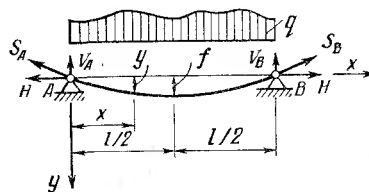


Рис. 6.1. Схема гибкой нити.

Аналогично при радиальном расположении нитей (здание круг-
лое в плане)

$$H = \frac{ql^2}{24f}. \quad (6.3)$$

При загрузке половины пролета величина распора равна по-
ловине величины полного распора.

При учете упругих деформаций для определения распора гибкой
пологой упругой нити с несмещающимися опорами, расположенны-
ми на одном уровне, из выражения длины нити, нагруженной на-
грузкой $(q_0 + p)$, после несложных преобразований получаем (учи-
тывается удлинение только хорды)

$$H^3 + \left(\frac{EFD_0}{2lH_0^2} - H_0 \right) H^2 = \frac{EFD}{2l}, \quad (6.4)$$

где $D = \int_0^l Q^2 dx$ — параметр нагрузки $(q_0 + p)$, от которой находим
распор H (значения D для некоторых видов загрузки приводятся
в табл. 6.1); H_0 — распор в нити со стрелкой f_0 ; D_0 — параметр
нагрузки q_0 , которая действовала на нить до ее загрузки нагруз-
кой p ; Q — поперечная сила в простой балке, имеющей тот же про-
лет и ту же нагрузку, что и нить; l — хорда кривой нити.

Для более точного определения распора H с учетом удлинения
всей нити, а не только ее хорды служит уравнение, приведенное в
работе [9]:

$$H^3 + \frac{8EF}{3 \left(\frac{l}{l} \right)^4 \left(\frac{L}{l} \right)^3} \cdot H^2 = \frac{EFD}{2l \left(\frac{L}{l} \right)^3}, \quad (6.5)$$

где L — длина нити.

В более сложных случаях выражения для распора еще более
усложняются [9, 10].

Зная величину распора H , нетрудно определить величину усилия
в нити, которое будет максимальным на опоре и по которому сле-
дует подбирать сечение нити

$$S = \sqrt{H^2 + V_A^2}, \quad (6.6)$$

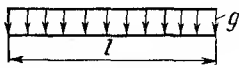
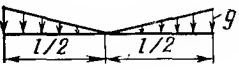
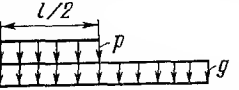
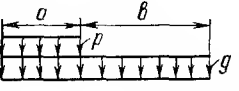
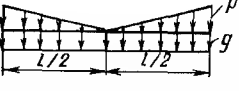
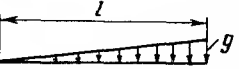
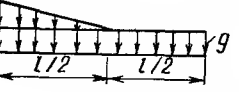
а также ее перемещение под нагрузкой в любом месте

$$\Delta f_x = f_x - f_{0x}. \quad (6.7)$$

Здесь V_A — опорная реакция в простой балке; $f_x = \frac{M_x^{p+q_0}}{H}$ — пол-
ный провес нити в сечении x , нагруженной нагрузками q_0 и p ;
 $M_x^{p+q_0}$ — внешний момент от нагрузки $(p + q_0)$ в сечении x ; f_{0x} —
первоначальный провес нити в сечении x , нагруженной нагруз-
кой q_0 .

При расчете на прочность жестких опорных конструкций, воспри-
нимающих силы натяжения нитей висячего покрытия (опорные
арки, рамы, замкнутые опорные кольца и т. п.), усилия от равномер-

Таблица 6.1. Значения параметра D

Схема загрузки	Значение $D = \int_0^l Q^2 dx$
	$D = \frac{g^2 l^3}{12}$
	$D = \frac{g^2 l^3}{80}$
	$D = \frac{g^2 l^3}{12} + \frac{gpl^3}{12} + \frac{5p^2 l^3}{192}$
	$D = \frac{g^2 l^3}{12} + \frac{p^2 a^3}{12l} (4l - 3a) + pga^2 \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{3} \right)$
	$D = \frac{g^2 l^3}{12} + \frac{gpl^3}{16} + \frac{p^2 l^3}{80}$
	$D = \frac{g^2 l^3}{45}$
	$D = \frac{g^2 l^3}{12} + \frac{gpl^3}{32} + \frac{13p^2 l^3}{2880}$

ных нагрузок на покрытия определяют без учета их деформативности. При действии на покрытия неравномерно распределенных нагрузок усилия в опорных конструкциях рекомендуется определять с учетом обжатий и других деформаций, так как это снижает величину изгибающих моментов в них.

Деформативность системы (прогибы и перемещения) определяют только от действия временных нормативных нагрузок. Невыгоднейшим загрузением при расчете деформативности в покрытиях обычно считается загрузение временными нагрузками всего покрытия и половины его площади.

В качестве возможных норм прогибов висячих покрытий можно рекомендовать величины, приведенные в табл. 6.2 [11].

Таблица 6.2. Величины предельных прогибов висячих покрытий

Наименование покрытия	Величины предельного прогиба в долях от пролета
Для покрытия из прорезиненных тканей и пластмассовых пленок (независимо от несущей системы):	
в середине пролета при загрузке временной нагрузкой всего пролета	1/200
амплитуда прогибов при частичном загрузке пролета	1/100
Для неомоноличесных покрытий из щитовых панелей:	
в середине пролета при загрузке временной нагрузкой всего пролета	1/300
амплитуда прогибов при частичном загрузке пролета	1/150

При расчете предварительно напряженных висячих покрытий на прочность при обычных способах контроля натяжения следует принимать коэффициент перегрузки предварительного напряжения $n_1=1,1$ или $n_2=0,9$, смотря по тому, что более невыгодно, а усилия предварительного напряжения относить к группе основных усилий, постоянно действующих на сооружения.

При расчете предварительно напряженных висячих покрытий иногда приходится учитывать изменения сил взаимодействия:

$$\Delta q = p \frac{\alpha f_c}{\alpha f_c + f_n}, \quad (6.8)$$

где $\alpha = \frac{\Delta H_c}{\Delta H_n} = \frac{\mu_n^2 F_c f_c}{\mu_c^2 F_n f_n}$ — коэффициент пропорциональности изменения распоров в стабилизирующей и несущей нитях

$$\mu_n = \frac{L_n}{l_n} \cong 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_n}{l_n} \right); \quad \mu_c = \frac{L_c}{l_c} \cong 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_c}{l_c} \right)^2;$$

μ_n — площадь сечения и стрелка провисания несущей нити; $F_c f_c$ — то же стабилизирующей нити.

Подставляя значения Δq в формулы (6.2) или (6.3), получают уточненные значения распора в несущей и стабилизирующей нитях: при параллельном расположении нитей

$$H_n = \frac{l^2}{8f_n} \left[g + q_0 + p \left(1 - \frac{\alpha f_c}{\alpha f_c + f_n} \right) \right]; \quad (6.9)$$

$$H_c = \frac{l^2}{8f_c} \left[q_0 + p_w \left(1 - \frac{f_n}{f_n + \alpha f_c} \right) \right]; \quad (6.10)$$

при радиальном расположении систем нитей

$$H_n = \frac{l^2}{24f_n} \left[g + q_0 + p \left(1 - \frac{\alpha f_c}{\alpha f_c + f_n} \right) \right]; \quad (6.11)$$

$$H_c = \frac{l^2}{24f_c} \left[q_0 + p_w \left(1 - \frac{f_n}{f_n + \alpha f_c} \right) \right], \quad (6.12)$$

где g — расчетная постоянная нагрузка; p — расчетная временная нагрузка; $q = q_0 - \Delta q$ — расчетная нагрузка от предварительного напряжения; q_0 — первоначальная нагрузка от предварительного напряжения; p_w — осредненный отсос ветра.

При учете упругих деформаций сложность аналитической зависимости между распором и увеличением стрелки Δf заставляет искать ее графически по точкам кривой. Для этого из выражения распора, формула для которого при равномерно распределенной нагрузке q' для одиночной плоской системы имеет вид

$$H^3 + \left[\frac{8EF}{3} \left(\frac{f_0}{l} \right)^2 - H_0 \right] H^2 = \frac{(q')^2 l^2}{24} EF, \quad (6.13)$$

определяем q^1 :

$$q^1 = \frac{2H}{l} \sqrt{\frac{6}{EF} \left[H + \frac{8EF}{3} \left(\frac{f_0}{l} \right)^2 - H_0 \right]}, \quad (6.14)$$

где f_0 — первоначальная стрелка; $H_0 = \frac{q_0'^2 l^2}{8f_0}$ — распор от первоначальной нагрузки (обычно постоянная и нагрузка предварительного напряжения); q^1 — нагрузка, на которую работает нить.

Для построения графика задаются значениями H и получают соответствующие значения q^1 ; величина Δf определится по разности величин стрелок провеса по формуле (6.7) при нагрузке q^1 , распоре H и начальной стрелке f_0 в момент предварительного напряжения:

$$\Delta f = f - f_0 = \frac{q'^2 l^2}{8H} - f_0,$$

где $f = \frac{q'^2 l^2}{8H}$ — стрелка провисания нити при действии нагрузки q^1 .

По величинам H , q^1 и Δf строят графики (см. рис. 6.5) отдельно для несущей и стабилизирующей нитей. Начало кривых H_n и q_n , соответствующих величине распора $H_{но}$, и начало кривых H_c и q_c , соответствующих величине распора $H_{со}$, отвечают моменту предварительного напряжения системы. По зависимостям H_n , q_n и H_c , q_c от Δf (пользуясь графиком) для расчетной нагрузки $(g+p)$ определяют величины H_n и H_c .

Площадь сечения нитей и величину предварительного напряжения q_0 определяют из расчета системы без учета упругих деформаций.

При расчете на неравномерную нагрузку радиально расположенных двухпоясных систем должна учитываться связь элементов

в среднем узле. Если пренебречь влиянием упругих деформаций нити на величину смещения (что вполне допустимо), то величина горизонтального смещения середины отдельной нити, нагруженной треугольной нагрузкой, расположенной на половине пролета, может быть вычислена по формуле [8]

$$\Delta_x = \frac{1}{30} \cdot \frac{pl}{H} f, \quad (6.15)$$

где p — интенсивность нагрузки на опоре нити; H — распор в нити от этой нагрузки; f — стрелка нити.

Поскольку нить, направленная вдоль перемещения, связана с соседними, то фактическое смещение центра покрытия будет отличаться от смещения середины отдельной нити $\Delta_x = k\Delta_x$, где $k > 1$ и при большом числе нитей и загрузке половины площади покрытия коэффициент k стремится к $\frac{4}{\pi} = 1,272$, причем перемещение будет направлено от центра покрытия в сторону центра тяжести загруженной части покрытия. Обычно этот расчет не является решающим для системы.

Для определения прогиба расчет приходится повторить на действие нормативных нагрузок, так как система не подчиняется линейному закону деформаций, и принцип независимости действия сил к ней не применим.

Влияние неравномерного распределения временной нагрузки на прогибы в двухпоясных системах меньше, чем в однопоясных системах. Это связано с тем, что при несимметричном прогибе несущей нити силы взаимодействия между нитями q перераспределяются по длине пролета, уменьшаются в нагруженной части и увеличиваются в ненагруженной части, благодаря чему суммы воздействия на несущую нить на нагруженной части ($q + p + q_1$) и на ненагруженной ($q + g_2$) выравниваются, ибо $q_1 < q_2$. Это делает проверку деформативности двухпоясной системы на неравномерное нагружение более благоприятной, чем аналогичная проверка одиночной нити.

§ 23. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ ВИСЯЧИХ ПОКРЫТИИ

Пример 6.1. Расчет средней несущей нити однослойного покрытия размером 60×40 м (рис. 6.2).

Стрелки несущих нитей от 1/12 до 1/10 (от $f_{н.о} = 5$ м до $f_{н.о} = 6$ м), обеспечивают сток воды с покрытия. Очертание несущей нити принято по квадратной параболе. Расстояние между несущими нитями 4 м. Кровля из стального профилированного настила с эффективным утеплителем и гидроизоляционным ковром имеет собственный вес 70 кг/м^2 (включая вес тросов), снеговая нормативная нагрузка — 100 кг/м^2 .

Определяем прочность покрытия при его полном нагружении временной нагрузкой. Расчетные нагрузки на одну несущую нить: по-

стоянная $g=70 \cdot 4 \cdot 1,1=308$; временная (от снега) $p=100 \cdot 4 \cdot 1,4=560$ кг/м.

Пользуясь ориентировочным расчетом (принимая $q=0$), определяем усилия в несущей нити:

$$H_n = \frac{(g+p) l^2}{8f_{но}} = \frac{(308+560) \cdot 60^2}{8 \cdot 5} = 78200 \text{ кгс};$$

$$V_n = \frac{(g+p) l}{2} = \frac{(308+560) \cdot 60}{2} = 26000 \text{ кгс};$$

$$S_n = \sqrt{H_n^2 + V_n^2} = \sqrt{78200^2 + 26000^2} = 82300 \text{ кгс}.$$

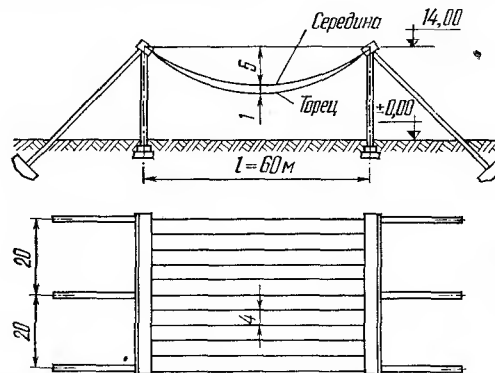


Рис. 6.2. Конструктивная схема висячего покрытия к примеру 6.1.

Требуемое разрывное усилие каната

$$N_{\text{разр}} = \frac{S_n}{0,6} = \frac{82300}{0,6} = 137167 \text{ кгс}.$$

Принимаем канат двойной свивки типа ТК по ГОСТ 3068—66:

$$d = 59,5 \text{ мм}; d_{\text{пр}} = 3,0 \text{ мм}; N_{\text{разр}} = 144000 \text{ кгс}; \sigma_{\text{вр.пр}} = 120 \text{ кгс/мм}^2; F_{\text{пр}} = 16,0117 \text{ см}^2; E = 1,6 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2.$$

Допустимое усилие на канат $[N]=0,6 N_{\text{разр}} = 0,6 \times 144000 = 86400$ кгс.

Для уменьшения деформативности покрытия при несимметричной нагрузке постоянную нагрузку увеличиваем за счет пригруза или выбора соответствующего покрытия, максимально возможную нагрузку определяем согласно формуле (6.6):

$$S = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{\left(\frac{ql^2}{8f}\right)^2 + \left(\frac{ql}{2}\right)^2},$$

откуда

$$q = \frac{S}{\sqrt{\left(\frac{b^2}{8f}\right)^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2}} = \frac{86400}{\sqrt{\left(\frac{60^2}{8 \cdot 5}\right)^2 + \left(\frac{60}{2}\right)^2}} = 910,43 \text{ кгс/м}.$$

Поскольку при определении q не учитывались упругие деформации, принимаем $q = 975$ кгс/м.

Тогда постоянная расчетная нагрузка будет

$$g = q - p = 975 - 560 = 415 \text{ кгс/м.}$$

Проверяем прочность нитей с учетом упругих деформаций. Принимаем расчетную нагрузку от каната с учетом веса элементов крепления 15 кгс/м:

$$H_0 = \frac{g_0 l^2}{8f_0} = \frac{15 \cdot 60^2}{12} = 1350 \text{ кгс};$$

$$D_0 = \frac{g_0^2 l^3}{12} = \frac{15^2 \cdot 60^3}{12} = 4,05 \cdot 10^6 \text{ (кгс)}^2 \text{ м};$$

$$D = \frac{p^2 l^3}{12} = \frac{975^2 \cdot 60^3}{12} = 171,1 \text{ (кгс)}^2 \text{ м.}$$

Составляем уравнение для распора (6.4):

$$H + \left(\frac{EFD_0}{2lH_0^2} - H_0 \right) H^2 = \frac{EFD}{2l}.$$

$$H^3 + \left(\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 16,01}{2 \cdot 6000} \cdot \frac{4,05 \cdot 10^6}{1350^2} - 1350 \right) H^2 = \frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 16,01}{2 \cdot 6000} \times \\ \times 171,1 \cdot 10^{10};$$

$$H^3 + 4,731 \cdot 10^5 \cdot H^2 = 365,21 \cdot 10^{13}.$$

Уравнение решаем способом (методом) пробных подстановок H .

При $H = 83500$ кгс $(58,22 + 329,84) 10^{13} = 388,06 \cdot 10^{13} > 365,21 \cdot 10^{13}$.

При $H = 81200$ кгс $(53,54 + 311,91) 10^{13} = 365,45 \cdot 10^{13} \approx 365,21 \cdot 10^{13}$.

$$V = \frac{976 \cdot 60}{2} = 29250 \text{ кгс};$$

$$S = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{(65,93 + 8,55) 10^8} = 86300 < 86400 \text{ кгс.}$$

Проверяем жесткость системы, для чего определяем нормативные нагрузки: собственный вес канатов и креплений $\frac{15}{1,1} = 13,64$ кгс/м;

собственный вес конструкций кровли и пригруза $\frac{415 - 15}{1,1} = 364$ кгс/м;

Снеговая нагрузка — 400 кгс/м. Для определения распора от постоянных и временных нагрузок предварительно определяем необходимые параметры для уравнения распоров (см. формулу 6.4). Примем, что f_0 остается таким же, как при расчетной нагрузке от веса канатов и креплений, т. е. 5 м.

$$H_0 = \frac{g l^2}{8f_0} = \frac{13,64 \cdot 60^2}{8 \cdot 5} = 1227 \text{ кгс};$$

$$D_0 = \frac{g^2 l^3}{12} = \frac{13,64^2 \cdot 60^3}{12} = 3,34 \cdot 10_1 \text{ (кгс)}^2 \text{ м};$$

$$D_1 = \frac{p^2 l^3}{12} = \frac{(364 + 13,64)^2 \cdot 60^3}{12} = 25,67 \cdot 10^8 \text{ (кгс)}^2 \text{ м};$$

$$D_2 = \frac{(p_1 + p_2)^2 l^3}{12} = \frac{(364 + 13,64 + 400)^2 \cdot 60^3}{12} = 108,7 \cdot 10^8 \text{ (кгс)}^2 \text{ м};$$

$$\frac{EF}{2l} = \frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 16,01}{2 \cdot 6000} = 2134,0 \text{ кгс/м}.$$

Составляем уравнения для распора и решаем их методом пробных подстановок:

$$H_1^3 + \left(2134 \frac{3,34 \cdot 10^6}{122,7^2} - 1227 \right) H_1^2 = 2134 \cdot 25,67 \cdot 10^{10};$$

$$H_1^3 + 4,723 \cdot 10^5 H_1^2 = 54,83 \cdot 10^{13}.$$

$$\text{При } H_1 = 32900 \text{ кгс } (3,56 + 51,15) \cdot 10^{13} = 54,71 \cdot 10^{13} =$$

$$= 54,83 \cdot 10^{13};$$

$$H_2^3 + 4,723 \cdot 10^5 \cdot H_2^2 = 232 \cdot 10^{13}.$$

$$\text{При } H_2 = 65700 \text{ кгс } (28,36 + 203,7) 10^{13} = 232,06 \cdot 10^{13} = 232 \cdot 10^{13}.$$

Определяем стрелки провисания нити при действии постоянных и временных нагрузок

$$f_1 = \frac{M_{x1}}{H_1} = \frac{p_1 l^2}{8H_1} = \frac{377,64 \cdot 60^2}{8 \cdot 32900} = 5,16 \text{ м};$$

$$f_2 = \frac{M_{x2}}{H_2} = \frac{(p_1 + p_2) l^2}{8H_2} = \frac{777,64 \cdot 10^2}{8 \cdot 65700} = 5,33 \text{ м}.$$

Определяем прогиб в средней точке и проверяем жесткость системы от симметричной нагрузки:

$$\Delta f_{\text{сп}} = f_2 - f_1 = 5,33 - 5,16 = 0,17 \text{ м};$$

$$\frac{\Delta f_{\text{сп}}}{l} = \frac{0,17}{60} = \frac{1}{353} < \frac{1}{300},$$

т. е. жесткость при действии симметричной нагрузки обеспечена.

Для проверки жесткости системы от несимметричной нагрузки определяем стрелки провисания в трех точках: по середине, на расстоянии $1/3$ и $1/4$ от опоры (со стороны приложения несимметричной нагрузки). Проведенные расчеты показали, что наибольшие прогибы при несимметричной нагрузке получаются на расстоянии $1/4 L$ от опоры, поэтому далее приводятся расчеты только для этого сечения.

Вычисляем грузовой параметр для несимметричной нагрузки (табл. 6.1)

$$D_3 = \frac{p_1^2 l^3}{12} + \frac{p_1 p_2 l^3}{12} \frac{5}{192} p_2^3 = 25,67 \cdot 10^8 + \frac{377,64 \cdot 400 \cdot 60^3}{12} +$$

$$+ \frac{5 \cdot 400^2 \cdot 60^3}{192} = 61,87 \cdot 10^8 \text{ (кгс)}^2 \text{ м}.$$

Тогда уравнение для распора будет

$$H_3^3 + 4,723 \cdot 10^5 \cdot H_3^2 = 132 \cdot 10^{13}.$$

Решаем его методом попыток.

При $H_3 = 50300 \text{ кгс}$ $(12,73 + 119,4) \cdot 10^{13} = 132,13 \cdot 10^{13} = 132 \cdot 10^{13}$.

Для определения стрелок провисания в указанной выше точке определим балочные изгибающие моменты:

от симметричной нагрузки

$$M_{1/4} = \frac{pl}{2} \cdot \frac{l}{4} - \frac{pl}{4} \cdot \frac{l}{8} = \frac{3}{32} pl^2;$$

от несимметричной нагрузки (на половине пролета)

$$M_{1/4} = \frac{3}{8} pl \frac{l}{4} - \frac{pl}{4} \frac{l}{8} = \frac{pl^2}{16}.$$

Тогда величины стрелок провисания от постоянной симметричной нагрузки

$$f_{1/4} = \frac{M_{1/4}}{H_1} = \frac{3p_1 l^2}{32H_1} = \frac{3 \cdot 377,64 \cdot 60^2}{32 \cdot 32900} = 3,872 \text{ м}$$

и от несимметричной нагрузки (на половине пролета) и симметричной на всем пролете

$$f_{1/4} = \frac{M_{1/4}}{H_3} = \frac{p_2 l^2}{16H_3} + \frac{3}{32} \cdot \frac{p_1 l^2}{H_3} = \frac{400 \cdot 60^2}{16 \cdot 50300} + \frac{3}{32} \times \\ \times \frac{377,64 \cdot 60^2}{50300} = 4,32 \text{ м}.$$

Определяем прогиб от временной несимметричной нагрузки и сравниваем с допустимым:

$$\Delta f_{1/4} = f_{1/4} \left(\frac{1}{2} p_2 + p_1 \right) - f_{1/4}(p_1) = 4,32 - 3,872 = 0,448 \text{ м} > 0,4 \text{ м},$$

т. е. жесткость при несимметричной нагрузке не обеспечена. Поскольку пригруз увеличить нельзя, увеличиваем сечение канатов: принимаем два каната двойной свивки типа ТК по ГОСТ 3068—66: $d = 46,5 \text{ мм}$; $d_{пр} = 2,3 \text{ мм}$; общая площадь $2 \cdot 9,87 = 19,74 \text{ см}^2$; $N_{разр} = 2 \cdot 88500 = 177000 \text{ кгс}$; $\sigma_{вр.п} = 120 \text{ кгс/мм}^2$; $E = 1,6 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$.

Геометрический параметр покрытия будет

$$\frac{EF}{2l} = \frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 19,74}{2 \cdot 6000} = 2635 \text{ кгс/см}.$$

Для определения величины пригруза определим нагрузку, которую могут выдержать канаты с некоторым запасом прочности

$$q = \frac{[N]}{\sqrt{\left(\frac{l^2}{8f}\right)^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2}} = \frac{177000 \cdot 0,6}{94,9} = 1119 \text{ кгс/м}.$$

Принимаем общую расчетную нагрузку (с пригрузом), равную 1120 кгс/м , тогда постоянная расчетная нагрузка составит $g = q -$

— $p = 1120 - 560 = 560$, а нормативная — $\frac{560}{1,1} = 509$ кгс/м, или на 1 м^2 127,2 кгс.

Определяем грузовые параметры системы, принимая расчетную нагрузку от канатов равной 20 кгс/м. Нормативная нагрузка будет равна $18,2$ кгс/м. Поскольку прочность заведомо обеспечена и необходима лишь проверка жесткости, то грузовые параметры системы вычисляем только для нормативных нагрузок:

$$H_0 = \frac{gl^2}{8f_0} = \frac{18,2 \cdot 60^2}{8 \cdot 5} = 1640 \text{ кгс};$$

$$D_0 = \frac{g^2 l^3}{12} = \frac{18,2^2 \cdot 60^3}{12} = 5,96 \cdot 10^6 \text{ (кгс)}^2 \text{ м};$$

$$D_1 = \frac{p_1^2 l^3}{12} = \frac{509^2 \cdot 60^3}{12} = 46,63 \cdot 10^8 \text{ (кгс)}^2 \text{ м};$$

$$D_2 = \frac{(p_1 + p_2)^2 l^3}{12} = \frac{909^2 \cdot 60^3}{12} = 149 \cdot 10^8 \text{ (кгс)}^2 \text{ м};$$

$$D_3 = \frac{p_1 l^3}{12} + \frac{p_1 p_2 l^3}{12} + \frac{5}{192} p_2^2 l^3 = \frac{509^2 \cdot 60^3}{12} + \frac{509 \cdot 400 \cdot 60^3}{12} + \frac{5}{192} \times \\ \times 400^2 \cdot 60^3 = 92,3 \cdot 10^8 \text{ (кгс)}^2 \text{ м}.$$

Составляем уравнения для распора от различных нагрузок и решаем их методом пробных подстановок:

$$H_1^3 + \left(2635 \frac{5,96 \cdot 10^8}{1640^2} - 1640 \right) H_1^2 = 2635 \cdot 46,63 \cdot 10^{10};$$

$$H_1^3 + 583360 H_1^2 = 123 \cdot 10^{13}.$$

При

$$H_1 = 44300 \text{ кгс } (8,694 + 114,3) 10^{13} = 122,994 \cdot 10^{13} \approx 123 \cdot 10^{13}$$

$$H_2^3 + 583360 H_2^2 = 393 \cdot 10^{13}.$$

При

$$H_2 = 77150 \text{ кгс } (45,9 + 347,3) 10^{13} = 393,2 \cdot 10^{13} \approx 393 \cdot 10^{13};$$

$$H_3^3 + 583360 H_3^2 = 243 \cdot 10^{13}.$$

При $H_3 = 61420$ кгс $(23,17 + 220) 10^{13} \approx 243,17 \cdot 10^{13} \approx 243 \cdot 10^{13}$.

Определяем стрелки провисания нити при действии постоянных и временных нагрузок:

$$f_{1(\text{ср})} = \frac{M_{x1\text{ср}}}{H_1} = \frac{p_1 l^2}{8H_1} = \frac{509 \cdot 60^2}{8 \cdot 44300} = 5,167 \text{ м};$$

$$f_1 \left(\frac{1}{4} \right) = \frac{M_{x1(1/4)}}{H_1} = \frac{3}{32} \frac{p_1 l^2}{H_1} = \frac{3}{32} \cdot \frac{509 \cdot 60^2}{44300} = 3,872 \text{ м};$$

$$f_{2(\text{ср})} = \frac{M_{x_2(\text{ср})}}{H_2} = \frac{p_2 l^2}{8H_2} = \frac{909 \cdot 60^2}{8 \cdot 77150} = 5,3 \text{ м};$$

$$f_3\left(\frac{1}{4}\right) = \frac{M_{x_3}\left(\frac{1}{4}\right)}{H_3} = \frac{p_2 l^2}{16H_3} + \frac{3p_1 l^2}{32H_3} = \frac{400 \cdot 60^2}{16 \cdot 61420} + \frac{3}{32} \times$$

$$\times \frac{509 \cdot 60^2}{61420} = 4,257 \text{ м}.$$

Определяем прогибы от временных симметричной (а) и несимметричной (б) нагрузок и сравниваем с допустимыми:

$$\text{а) } \Delta f_{(\text{ср})} = f_{2(\text{ср})} - f_{1(\text{ср})} = 5,3 - 5,167 = 0,133 \text{ м} < \frac{1 \cdot 60}{300} = 0,2 \text{ м};$$

$$\text{б) } \Delta f\left(\frac{1}{4}\right) = f_2\left(\frac{1}{4}\right) - f_1\left(\frac{1}{4}\right) = 4,257 - 3,872 = 0,385 \text{ м} < \frac{1}{150} \cdot 60 = 0,4 \text{ м}.$$

Таким образом, необходимая жесткость обеспечена.

Проверим деформативность висячего покрытия при действии ветровой нагрузки $q^H = 35 \text{ кгс/м}^2$ (II ветровой район). Схема дейст-

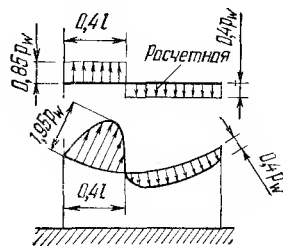
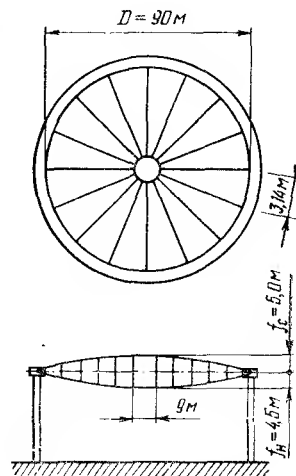


Рис. 6.3. Схема ветровой нагрузки для вогнутой поверхности по рекомендациям Сobotка [12] (ЧССР).

Рис. 6.4. Конструктивная схема висячего покрытия к примеру 6.2.



вия осредненной ветровой нагрузки для вогнутой поверхности и значения аэродинамических коэффициентов в первом приближении показаны на рис. 6.3 (по рекомендации [12]). Кроме ветровой нагрузки, учитывается нагрузка от собственного веса покрытия, т. е. $g^H = 70 \text{ кгс/м}^2$.

Определяем суммарную нагрузку от собственного веса покрытия и воздействия ветра:

$$\text{первый участок } g^H + q^H c_1 = 70 + 35(-0,85) = 40,25 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\text{второй участок } g^H + q^H c_2 = 70 + 35(+0,4) = 84 \text{ кгс/м}^2.$$

Погонная нагрузка соответственно будет $g = 162,4 \text{ кгс/м}$ и $(g + p') = 336 \text{ кгс/м}$.

Вычисляем грузовые параметры системы:

$$H_0 = 1640 \text{ кгс}; \quad D = 5,96 \cdot 10^6 \text{ (кгс)}^2 \text{ м};$$

$$D'_1 = \frac{g^2 l^3}{12} = \frac{280^2 \cdot 60^3}{12} = 14,1 \cdot 10^8 \text{ (кгс)}^2 \text{ м};$$

$$\begin{aligned} D_4 &= \frac{(g')^2 l^3}{12} + \frac{(p')^2 a^3}{12l} (4l - 3a) + (p')(g') a^2 \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{3} \right) = \\ &= \frac{162,4^2 \cdot 60^3}{12} + \frac{173,6^2 \cdot (0,6 \cdot 60)^3}{12 \cdot 60} \cdot (4 \cdot 60 - 3 \cdot 0,6 \cdot 60) + 173,6 \times \\ &\quad \times 162,4 (0,4 \cdot 60)^2 \left(\frac{60}{2} - \frac{0,4 \cdot 60}{3} \right) = 15,04 \cdot 10^8 \text{ (кгс)}^2 \text{ м}. \end{aligned}$$

Составляем уравнения для распора от различных нагрузок и решаем их методом пробных подстановок:

$$(H'_1)^3 + 583360 (H'_1)^2 = 37,185 \cdot 10^{13}.$$

При $H'_1 = 24700 \text{ кгс}$ $(1,51 + 35,6) \cdot 10^{13} = 37,11 \cdot 10^{13} = 37,185 \cdot 10^{13}$;

$$H_4^3 + 583360 H_4^2 = 39,636 \cdot 10^{13}.$$

При $H_4 = 25500 \text{ кгс}$ $(1,66 + 37,9) \cdot 10^{13} = 39,56 \cdot 10^{13} \approx 39,636 \cdot 10^{13}$.

Для определения стрелок провисания нити определим изгибающие моменты от несимметричной нагрузки p' по середине и в $1/4$ пролета:

$$M_{\text{ср}} = 0,42 p' l \frac{l}{2} - \frac{p' l}{2} \cdot \frac{l}{4} = 0,085 p' l^2;$$

$$M_{1/4} = 0,42 p' l \frac{l}{4} - \frac{p' l}{4} \cdot \frac{l}{8} = 0,0737 p' l^2.$$

Тогда стрелы провисания нитей в m будут:

$$f'_{1(\text{ср})} = \frac{g l^2}{8 H'_1} = \frac{280 \cdot 60^2}{8 \cdot 24700} = 5,10;$$

$$f'_{1(1/4)} = \frac{3}{32} \cdot \frac{g l^2}{H'_1} = \frac{3 \cdot 280 \cdot 60^2}{32 \cdot 24700} = 3,825;$$

$$f_{4(\text{ср})} = \frac{g l^2}{8 H_4} + 0,085 \frac{p' l^2}{H_4} = \frac{162,4 \cdot 60^2}{8 \cdot 25500} + 0,085 \frac{173,6 \cdot 60^2}{25500} = 4,95;$$

$$\begin{aligned} f_{4(1/4)} &= \frac{3}{32} \cdot \frac{g l^2}{H_4} + 0,0737 \frac{p' l^2}{H_4} = \frac{3}{32} \cdot \frac{162,4 \cdot 60^2}{25500} + \\ &\quad + 0,0737 \frac{173,6 \cdot 60^2}{25500} = 3,955. \end{aligned}$$

Определяем прогибы от ветровой нагрузки:

$$\Delta f_{(cp)} = f_{4(cp)} - f_{1(cp)} = 4,95 - 5,10 = -0,15 \text{ м} < \frac{1}{150} \cdot 60 = 0,4 \text{ м};$$

$$\Delta f_{(1/4)} = f_{4(1/4)} - f_{1(1/4)} = 3,955 - 3,825 = 0,13 \text{ м} < 0,4 \text{ м}.$$

Таким образом, при действии ветровой нагрузки жесткость системы обеспечена с большим запасом.

Пример 6.2. Расчет основного несущего элемента двухпоясной системы покрытия, перекрывающего помещение круглое в плане диаметром 90 м (рис. 6.4). Стрелки несущих нитей $1/20 l$, стабилизирующих $1/18 l$, что дает соответственно $f_n=4,5$ и $f_c=5,0$ м. Очертание нитей принято по кубической параболе. Расстояние между нитями по внешнему опорному контуру принимаем равным 3,14 м, тогда количество несущих элементов в покрытии

$$n = \frac{\pi D}{3,14 \cdot 2} = \frac{3,14 \cdot 90}{3,14 \cdot 2} = \frac{90}{2} = 45.$$

Приняв расстояние между анкерными креплениями на внутреннем кольце 31,4 см, получаем диаметр внутреннего опорного кольца

$$d = \frac{31,4 \cdot 90}{3,14} = 900 \text{ см}.$$

Покрытие — металлический профилированный настил с утеплителем по прогонам из гнутых профилей (табл. 6.3).

Т а б л и ц а 6.3. Расчетные нагрузки от веса конструкций покрытия

Элементы конструкции покрытия	Нормативная нагрузка, кгс/м ²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, кгс/м ²
Гидроизоляционный ковер из двух слоев рубероида и одного слоя пергамина	10	1,1	11
Асфальтовая стяжка: $h=20$ мм; $\gamma=1,8$ т/м ³	36	1,2	43
Минераловатные маты толщиной 80 мм, $\gamma=0,15$ т/м ³	12	1,2	14,4
Стальной профилированный настил ($\delta=1$ мм)	15	1,1	16,5
Прогоны, связи и канаты	20	1,1	22
Итого	83		106,9

Временные нормативные нагрузки — снеговая 100 кгс/м², ветровая $q^n = q_0 c = 35(-0,8) = 28$ кгс/см², а расчетные соответственно — снеговая 140 кгс/м², ветровая — $q = q^n n = 28 \cdot 1,2 = 33,6$ кгс/м², где c — аэродинамический коэффициент для выпуклой поверхности при $\frac{f}{l} \leq 0,1$ $c = -0,8$.

Ветровую нагрузку приближенно считаем распределенной по хорде.

Вычисляем величину погонных нагрузок в тс/м у наружного опорного кольца:

нормативные: постоянная $g^H = 0,083 \cdot 3,14 = 0,261$; временные $p^H = 0,1 \cdot 3,14 = 0,314$; $P_W^H = 0,0336 \cdot 3,14 = 0,106$;

расчетные: постоянная $g = 0,1069 \cdot 3,14 = 0,336$; временные $p = p^H n = 0,314 \cdot 1,4 = 0,44$; $p_W = P_W^H n = 0,106 \cdot 1,2 = 0,127$.

Определяем сечение несущих канатов, пользуясь расчетом без учета упругих деформаций и предполагая полное выключение стабилизирующих нитей:

$$H_H = \frac{(g+p)l^2}{24f_{c0}} = \frac{(0,336+0,44)90^2}{24 \cdot 4,5} = \frac{0,776 \cdot 90^2}{24 \cdot 4,5} = 58,2 \text{ тс};$$

$$V_H = \frac{(g+p)l}{4} = \frac{0,776 \cdot 90}{4} = 17,46 \text{ тс};$$

$$S_H = \sqrt{H_H^2 + V_H^2} = \sqrt{58,2^2 + 17,46^2} = \sqrt{3387,24 + 304,85} = \\ = \sqrt{3692,09} = 60,76 \text{ тс}.$$

Принимаем канат двойной свивки типа ТК по ГОСТ 3068—66: $d = 51,0 \text{ мм}$; $d_{np} = 2,5 \text{ мм}$; $F = 11,7438 \text{ см}^2$; $g = 10,45 \text{ кгс/м}$; $N_{разр} = 105000 \text{ кгс}$; $\sigma_{вр.пр} = 120 \text{ кгс/мм}^2$; $E = 1,6 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$.

Допустимое усилие на канат $[N] = 0,6 N_{разр} = 0,6 \cdot 105000 = 63000 \text{ кгс}$.

Задаемся величиной сил взаимодействия между нитями: $q_0^H = 0,12 \text{ тс/м}$, а расчетное значение $q_0 = 0,12 \cdot 1,1 = 0,131 \text{ тс/м}$.

Определяем сечения стабилизирующего каната:

$$H_c = \frac{(q_0 + p_W)l^2}{24f_{c0}} = \frac{(0,131 + 0,127)90^2}{24 \cdot 5} = \frac{0,258 \cdot 8100}{120} = 17,415 \text{ тс};$$

$$V_c = \frac{(q_0 + p_W)l}{4} = \frac{0,258 \cdot 90}{4} = 5,805 \text{ тс};$$

$$S_c = \sqrt{H_c^2 + V_c^2} = \sqrt{17,415^2 + 5,805^2} = \sqrt{303,28 + 33,70} = \\ = 18,36 \text{ тс}.$$

Принимаем канат спиральный типа ТК по ГОСТ 3065—66: $d = 23,5 \text{ мм}$; $d_{np} = 2,8 \text{ мм}$; $F = 3,2471 \text{ см}^2$; $g = 2,75 \text{ кгс/м}$; $N_{разр} = 31900 \text{ кгс}$; $\sigma_{вр.пр} = 120 \text{ кгс/мм}^2$; $E = 1,6 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$.

Допустимое усилие на канат $[N] = 0,6 N_{разр} = 0,6 \cdot 31900 = 19140 \text{ кгс}$. Для уточнения величин усилий в несущей и стабилизирующей нитях по формуле (6.8) находим величину изменения сил взаимодействия нитей Δq , зависящую от коэффициента пропорциональности α :

$$\alpha = \frac{\mu_H^2 F_c f_c}{\mu_c^2 F_H f_H} = \frac{1,009^2}{1,011^2} \cdot \frac{3,2471 \cdot 5}{11,7438 \cdot 4,5} = \frac{1,018}{1,022} \cdot \frac{16,236}{52,847} = 0,306,$$

$$\text{где } \mu_H = 1 + \frac{18}{5} \left(\frac{f_H}{l} \right) \left(\frac{4,5}{90} \right)^2 = 1,009;$$

$$\mu_c = 1 + \frac{18}{5} \left(\frac{f_c}{l} \right)^2 = 1 + \frac{18}{5} \left(\frac{5}{90} \right)^2 = 0,011.$$

$$\text{Тогда } \Delta q_n = p_w \cdot \frac{\alpha f_c}{\alpha f_c + f_n} = 0,44 \frac{0,306 \cdot 5}{5 \cdot 0,306 + 4,5} = 0,1116 \text{ тс/м};$$

$$\Delta q_c = p_w \cdot \frac{f_n}{f_n + \alpha f_c} = 0,127 \frac{4,5}{4,5 + 0,306 \cdot 5} = 0,0947 \text{ тс/м}.$$

Сравнивая требуемое предварительное напряжение системы с принятой величиной $q_0 = 1,3 \cdot \Delta q_n = 1,3 \cdot 0,1116 = 0,145 \text{ тс/м} > 0,131 \text{ тс/м}$, видим, что принятая величина предварительного напряжения недостаточна. Поэтому величину предварительного напряжения системы увеличиваем и принимаем равной $q_0 = 0,145 \text{ тс/м}$, а $q_0^n = \frac{q_0}{n} =$

$$= \frac{0,145}{1,1} = 0,132 \text{ тс/м}.$$

Уточняем величины усилий в нитях:

$$H_n = \frac{l^2}{24f_n} \left[g + q_0 + p \left(1 - \frac{\alpha f_c}{\alpha f_c + f_n} \right) \right] = \frac{90^2}{24 \cdot 4,5} \left[0,336 + 0,145 + \right. \\ \left. + 0,44 \left(1 - \frac{0,306 \cdot 5}{0,306 \cdot 5 + 4,5} \right) \right] = \frac{8100}{108} \cdot 0,809 = 60,6 \text{ тс};$$

$$V_n = \frac{l}{4} \left[g + q_0 + p \left(1 - \frac{\alpha f_c}{\alpha f_c + f_n} \right) \right] = \frac{90}{4} \cdot 0,809 = 18,2 \text{ тс};$$

$$S_n = \sqrt{H_n^2 + V_n^2} = \sqrt{60,6^2 + 18,2^2} = \sqrt{3672 + 331} = 63,2 \text{ тс} \approx \\ \approx 63 \text{ тс};$$

$$H_c = \frac{l^2}{24f_c} \left[q_0 + p_w \left(1 - \frac{f_n}{f_n + \alpha f_c} \right) \right] = \frac{90^2}{24 \cdot 5} \left[0,145 + 0,127 \times \right. \\ \left. \times \left(1 - \frac{4,5}{4,5 + 0,306 \cdot 5} \right) \right] = 11,95 \text{ тс};$$

$$V_c = \frac{l}{4} \left[q_0 + p_w \left(1 - \frac{f_n}{f_n + \alpha f_c} \right) \right] = \frac{90}{4} \cdot 0,177 = 3,98 \text{ тс};$$

$$S_c = \sqrt{H_c^2 + V_c^2} = \sqrt{11,95^2 + 3,98^2} = \sqrt{142,55 + 15,83} = \\ = \sqrt{158,38} = 12,6 \text{ тс} < 19,35 \text{ тс}.$$

Окончательную проверку прочности и деформативности системы производим с учетом упругих удлинений нитей и изменения расчетной схемы.

а) Расчет на прочность

Определяем расчетные параметры системы:

$$EF_c = 1,6 \cdot 10^6 \cdot 3,2471 = 5200 \text{ тс}; \quad n_c = \frac{l}{f_{co}} = \frac{90}{5} = 18;$$

$$EF_n = 1,6 \cdot 10^6 \cdot 11,7438 = 18780 \text{ тс}; \quad n_n = \frac{l}{f_{но}} = \frac{60}{4,5} = 20;$$

$$H_{co} = \frac{q_0 l^2}{24 f_{co}} = \frac{0,145 \cdot 90^2}{24 \cdot 5} = 9,72 \text{ тс},$$

$$H_{но} = \frac{(q_0 + q') l^2}{24 f_{но}} = \frac{(0,145 + 0,02) \cdot 90^2}{24 \cdot 4,5} = 12,37 \text{ тс},$$

где g' — погонная расчетная нагрузка от веса канатов и элементов связей по ним (принята равной 0,02 тс/м).

Несущая нить. Подставляя в уравнение (6.4) параметры системы $H_{но}$, $D_{но}$, $D_n = \frac{q^2 l^3}{80}$, получаем уравнение, определяющее зависимость нагрузки на нить $(q + g + p)$ от величины H_n :

$$(q + g + p) = \frac{4H_n}{l} \sqrt{\frac{10}{EF_n} \left[H_n + \left(\frac{18EF_n}{5n_n^2} - H_{но} \right) \right]}, \quad (6.16)$$

и Δf_n — от нагрузки $(q + g + p)$:

$$\Delta f_n = \frac{(q + g + p) l^2}{24H_n} - f_{но}. \quad (6.17)$$

Подставляя в эти уравнения данные нашего покрытия, получаем:

$$\begin{aligned} (q + g + p) &= \frac{4H_n}{90} \sqrt{\frac{10}{18780} \left[H_n + \left(\frac{18 \cdot 18780}{5 \cdot 20^2} - 12,37 \right) \right]} = \\ &= 0,044H_n \sqrt{0,00053 [H_n + 156,65]}; \\ \Delta f_n &= \frac{(q + g + p) 90^2}{24H_n} - f_{но} = 337,5 \frac{(q + g + p)}{H_n} - 4,5. \end{aligned}$$

Задаваясь несколькими значениями H_n , определяем $(q + g + p)$ и затем Δf . Полученные данные помещаем в табл. 6.4.

Стабилизирующая нить. По аналогии с несущей нитью получаем уравнения для стабилизирующей нити:

$$(q + p_w) = \frac{4H_c}{l} \sqrt{\frac{10}{EF_c} \left[H_c + \left(\frac{18EF_c}{5n_c^2} - H_{co} \right) \right]}; \quad (6.18)$$

$$\Delta f_c = f_{co} - \frac{(q + p_w) l^2}{24H_c}. \quad (6.19)$$

Таблица 6.4. Значения параметров несущих и стабилизирующих нитей при проверке прочности и деформативности

Проверка прочности						Проверка деформативности					
Несущая нить			Стабилизирующая нить			Несущая нить			Стабилизирующая нить		
H_n	$(q+g+p)$	Δf_n	H_c	$q+p_w$	Δf_c	H_n	$q+g+p$	Δf_n	H_c	$(q+g+p)$	Δf_c
6,0	0,0775	-0,145									
12,37	0,165	-0,065	9,72	0,145	0	5	0,065	-0,12	12	0,182	-0,12
20,0	0,269	0,03	8,0	0,115	0,15	10	0,1316	-0,06	10	0,149	-0,045
30,0	0,417	0,19	6,0	0,084	0,24	20	0,271	0,065	8	0,1176	0,03
40,0	0,569	0,30	4,0	0,055	0,37	30	0,4175	0,20	6	0,0866	0,133
50,0	0,727	0,40	2,0	0,027	0,455	40	0,571	0,315	4	0,0566	0,225
60,0	0,892	0,5015	12,0	0,178	-0,005	50	0,731	0,43	2	0,0278	0,305

Подставляя в уравнения (6.18) и (6.19) данные нашего покрытия, имеем:

$$\begin{aligned}
 (q + p_w) &= 0,044H_c \sqrt{0,0019 \left[H_c + \left(\frac{18 \cdot 5200}{5 \cdot 18^2} - 9,72 \right) \right]} = \\
 &= 0,044H_c \sqrt{0,0019 (H_c + 48,06)}; \\
 \Delta f_c &= 5 - \frac{(q + p_w) 90^2}{24H_c} = 5 - 337,5 \frac{(q + p_w)}{H_c}.
 \end{aligned}$$

Задаваясь несколькими значениями H_c , определяем q и Δf_c . Полученные данные заносим в табл. 6.4 и строим график (рис. 6.5, а).

Решение системы находим по графику из условия, где разность нагрузок на нити равняется внешней нагрузке. В нашем случае для несущей нити она равна $g + p = 0,336 + 0,44 = 0,776$, а для стабилизирующей $p_w = 0,127$ тс/м.

По графику для несущей нити нагрузке $g + p = 0,776$ тс/м соответствует: $q = 0,03$ тс/м; $H_n = 55$ тс; $H_c = 2,1$ тс; $\Delta f = 0,45$ м. Тогда $V_n = \frac{l}{4} (q + g + p) = \frac{90}{4} (0,03 + 0,336 + 0,44) = 18,12$ тс;

$$\begin{aligned}
 S_n &= \sqrt{H_n^2 + V_n^2} = \sqrt{55^2 + 18,12^2} = \sqrt{3025 + 328,5} = \\
 &= 57,7 \text{ тс} < 63 \text{ тс},
 \end{aligned}$$

т. е. прочность несущей нити обеспечена.

По график у для стабилизирующей нити нагрузке $p_w = 0,127$ тс/м соответствует: $q = 0,09$ тс/м; $H_n = 7,5$ тс; $H_c = 15$ тс; $\Delta f = 0,13$ м. Тогда $V_c = \frac{l}{4} (q + p_w) = \frac{90}{4} (0,09 + 0,127) = 4,885$ тс;

$$\begin{aligned}
 S_c &= \sqrt{H_c^2 + V_c^2} = \sqrt{15^2 + 4,885^2} = \sqrt{225 + 23,8} = 15,77 \text{ тс} < \\
 &< 19,14 \text{ тс},
 \end{aligned}$$

т. е. прочность стабилизирующей нити обеспечена.

б) Расчет системы на деформативность.
 Нормативные нагрузки: $g_o^H = 0,12 \text{ тс/м}$; $g^H = 0,261 \text{ тс/м}$; $p^H = 0,314 \text{ тс/м}$; $p_w^H = 0,106 \text{ тс/м}$; $(q')^H = 0,0182 \text{ тс/м}$.

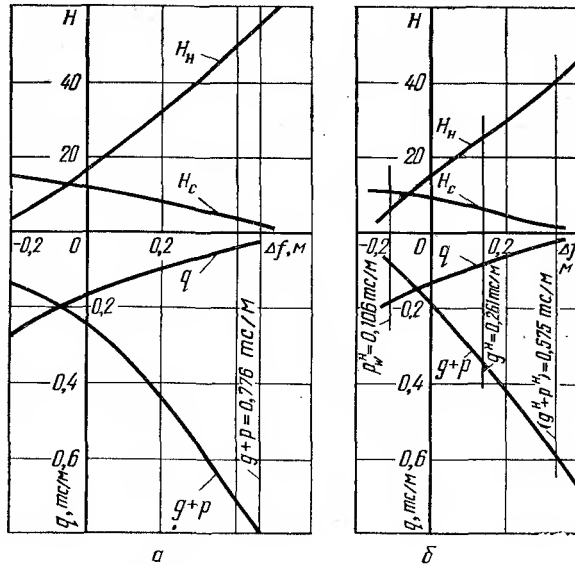


Рис. 6.5. График зависимостей H и q от Δf (к примеру 6.2) при упругих нитях.

Начальные параметры системы:

$$H'_{но} = \frac{(q_o^H + q^{1H}) l^2}{24f_{но}} = \frac{(0,12 + 0,0182) 90^2}{24 \cdot 4,5} = 10,36 \text{ тс/м};$$

$$H_{со} = \frac{p_w^H l^2}{24f_{со}} = \frac{0,106 \cdot 90^2}{24 \cdot 5} = 7,16 \text{ тс/м}.$$

Уравнения для $(q^H + g^H + p^H)$ и Δf_n , $(q^H + p_w^H)$ и Δf_c остаются такими же, как и при расчете на прочность: (6.16) — (6.19). Подставляя расчетные параметры системы в эти уравнения, имеем:

для несущей нити

$$(q^H + g^H + p^H) = 0,044 H_n \sqrt{0,00053 (H_n + 158,64)} ;$$

$$\Delta f_n = 337,5 \frac{(q^H + g^H + p^H)}{H_n} - 4,5;$$

для стабилизирующей нити $(q^H + p_w^H) = 0,044 H_c \cdot \sqrt{0,0019 (H_c + 50,62)}$;

$$\Delta f_c = 5 - \frac{(q^H + p_w^H) 90^2}{24 H_c} = 5 - 337,5 \frac{(q^H + p_w^H)}{H_c} .$$

Задаваясь несколькими значениями N_n и N_c , определяем $(q^n + g^n + p^n)$, Δf_n и $q^n + p_w^n, \Delta f_c$. Данные помещаем в табл. 6.4. и строим график (рис. 6.5, б). По графику для несущей нити нагрузке $(g^n + p^n) = 0,575 \text{ тс/м}$ соответствует $\Delta f_1 = 0,33 \text{ м}$, а нагрузке $g^n = 0,261 \text{ тс/м} - \Delta f_2 = 0,135 \text{ м}$;

$$\Delta f = \Delta f_1 - \Delta f_2 = 0,33 - 0,135 = 0,195 \text{ м} < \frac{1}{300} l = \frac{90}{300} = 0,3 \text{ м}.$$

По графику для стабилизирующей нити нагрузке $p_w^n = 0,106 \text{ тс/м}$ соответствует $\Delta f = 0,11 \text{ м} < 0,3 \text{ м}$. Таким образом, жесткость системы при действии симметричной нагрузки обеспечена.

Глава 7

ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

§ 24. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Листовые конструкции представляют собой сплошные тонкостенные пространственные конструкции (преимущественно оболочки вращения — цилиндрические, конические, сферические), что обуславливает их двухосное напряженное состояние [17].

Номенклатура листовых конструкций весьма обширна: резервуары различного назначения, газгольдеры, бункеры и силосы, трубопроводы больших диаметров, дымовые трубы, листовые конструкции доменных цехов и химических производств.

Листовые конструкции и сварные швы, их соединяющие, должны удовлетворять требованиям плотности (непроницаемости).

Расчет тонкостенных оболочек при $\frac{r}{\delta} \geq 20$ (где r — радиус, δ — толщина оболочки) производится по безмоментной теории.

В сопряжениях оболочек, в местах защемления оболочки в кольце жесткости, в сопряжении с днищем, возникают местные напряжения краевого эффекта, которые необходимо учитывать при расчете.

Для оболочки вращения, имеющей ось симметрии и два радиуса кривизны, перпендикулярные поверхности: r_1 — меридиональный, образующий кривую вращения, и r_2 — радиус кривизны в кольцевом направлении, напряженное состояние определяется уравнением

$$\frac{\sigma_1}{r_1} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{p}{\delta}, \quad (7.1)$$

где σ_1 и σ_2 — соответственно меридиональное и кольцевое напряжения растяжения; p — избыточное давление.

Для сферической оболочки при $r_1 = r_2 = r$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma = \frac{pr}{2\delta}; \quad (7.2)$$

для цилиндрической при $r_1 = \infty$

$$\sigma_2 = \frac{pr_2}{\delta}; \quad (7.3)$$

для конической при $r_1 = \infty$ и $r_2 = \frac{r}{\sin \alpha}$ (рис. 7.1, а)

$$\sigma_2 = \frac{pr}{\delta \sin \alpha}. \quad (7.4)$$

Уравнение (7.1) содержит в общем случае два неизвестных σ_1 и σ_2 , поэтому для решения задач необходимо еще одно соотношение между кольцевыми и меридиональными напряжениями. Это соотношение в случае расчета оболочки вращения на равномерное давление имеет вид:

$$\sigma_2 = \sigma_1 \left(2 - \frac{r_2}{r_1} \right). \quad (7.5)$$

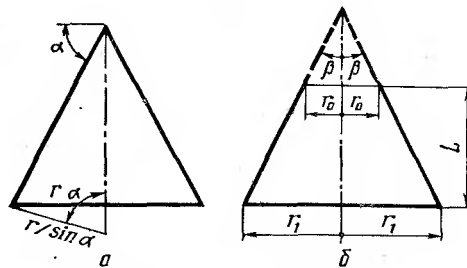


Рис. 7.1. К расчету конической оболочки:
а — на прочность; б — на устойчивость.

При наличии всестороннего сжатия цилиндрической и сферической оболочек (от вакуума) производится проверка на устойчивость по формуле

$$n \sigma \leq m \sigma_{кр}, \quad (7.6)$$

где σ — расчетное напряжение в оболочке от сжатия; $\sigma_{кр}$ — критическое напряжение; m — коэффициент условий работы; n — коэффициент перегрузки.

Критическое напряжение в сферической оболочке при действии внешнего равномерного давления, нормального к поверхности, определяется как

$$\sigma_{кр} = 0,1 \frac{E \delta}{r}, \quad (7.7)$$

где E , δ , r — соответственно модуль упругости, толщина и радиус оболочки. При этом $\sigma_{кр}$ принимается не более R .

Критические напряжения в цилиндрической оболочке при аналогичном воздействии внешнего равномерного давления (при вакууме) определяются следующим образом:

при $0,5 \leq \frac{l}{r} < 10$

$$\sigma_{2кр} = 0,55E \left(\frac{r}{l} \right) \left(\frac{\delta}{r} \right)^{3/2}; \quad (7.8)$$

при $\frac{l}{r} \geq 20$

$$\sigma_{2кр} = 0,17E \left(\frac{\delta}{r} \right)^2, \quad (7.8a)$$

где l — длина цилиндрической оболочки между опорными кольцами или кольцами жесткости.

Расстояние между кольцами жесткости должны быть $a \leq 0,5 r$. При этом $I_k = \rho a r / 3E$ (ρ — величина давления; I_k — момент инерции сечения кольца жесткости относительно оси, параллельной образующей).

Критические напряжения в цилиндрической оболочке при сжатии вдоль образующих определяются:

а) в случае равномерного сжатия (края закреплены от радиального смещения) как меньшее из величин

$$\sigma_{1кр} = \varphi^* R \quad \text{и} \quad \sigma_{1кр} = C \frac{E \delta}{r}, \quad (7.9)$$

где φ^* и C определяются по табл. 7.1 и 7.2;

б) в случае неравномерного сжатия путем умножения значений, полученных по формулам (7.9), на величину

$$\alpha = 1 + 0,1 (1 - \sigma'_1 / \sigma_1), \quad (7.10)$$

где σ'_1 / σ_1 — отношение наименьшего напряжения к наибольшему.

Таблица 7.1. Значения коэффициентов φ^*

Класс стали	Коэффициент φ^* при r/δ , равно						
	0	25	50	100	200	300	400
C38/23	1	0,944	0,902	0,835	0,720	0,616	0,515
C44/29	1	0,937	0,892	0,812	0,665	0,528	—
C46/33	1	0,930	0,883	0,789	0,610	0,440	—
C52/40	1	0,927	0,876	0,775	0,578	—	—
C60/45	1	0,923	0,865	0,750	0,528	—	—
C70/60	1	0,918	0,848	0,710	0,436	—	—

Таблица 7.2. Значения коэффициентов C

r/δ	50	100	200	300	400	600	800	1000	1500	2500
C	0,30	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

При этом положительным считается напряжение сжатия, отрицательным — напряжение растяжения.

При совместном действии на цилиндрическую оболочку радиального и осевого (вдоль образующих) сжатия устойчивость проверяется по формуле

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{1кр}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{2кр}} \leq m, \quad (7.11)$$

где σ_1 и σ_2 — расчетное осевое и кольцевое напряжения; $\sigma_{1кр}$ и $\sigma_{2кр}$ — соответствующие критические напряжения.

При проверке устойчивости стенок переменной толщины напряжения от осевого сжатия определяются для наиболее тонкого пояса.

Кольцевые сжимающие напряжения от вакуума находятся для стенки средней толщины, равной

$$\delta = \frac{1}{n} \sum \delta_i, \quad (7.12)$$

где n — число поясов; δ — толщина пояса.

Критическое напряжение при радиальном сжатии рекомендуется определять по формуле (7.8, а).

Коническая оболочка с углом конусности $\beta \leq 60^\circ$ (см. рис. 7.1, б), сжатая расчетным усилием N вдоль оси (края закреплены от радиального смещения), проверяется на устойчивость по формуле

$$N \leq m N_{1кр}, \quad (7.13)$$

где $N_{1кр} = 2\pi r^* \delta \sigma_{1кр} \cos^2 \beta$ — критическое усилие; $\sigma_{1кр}$ — критическое напряжение цилиндрической оболочки, определяемое по формуле (7.9) в зависимости от $\frac{r}{\delta}$

$$\left(r = r^*, \text{ а } r^* = \frac{0,9r_1 + 0,1r_0}{\cos \beta} \right).$$

При действии внешнего равномерного давления, нормального к боковой поверхности (или вакуума), устойчивость конической оболочки проверяется по формуле

$$\sigma_2 \leq m \sigma_{2кр}, \quad (7.14)$$

где $\sigma_{2кр}$ находится по формуле (7.8а) при $r = r^*$ и l , равной высоте оболочки (рис. 7.1, б).

При действии одновременно продольной силы и равномерного радиального сжатия коническая оболочка проверяется на устойчивость по формуле

$$\frac{N}{N_{1кр}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{2кр}} \leq m. \quad (7.15)$$

При этом должно быть выдержано условие

$$\sqrt{\sigma^2 + \sigma - \sigma \sigma_2^2} \leq m \sigma_T, \quad (7.16)$$

$$\text{где } \sigma = \frac{N}{2\pi r^* \delta \cos \beta}.$$

Для вертикальных и горизонтальных резервуаров применяется листовая сталь по ЧМТУ 5232—55, а также низколегированные стали по ГОСТ 5058—65* и стали высокой прочности, выплаваемые по специальным техническим условиям.

Для оболочки резервуара и подвижных звеньев газгольдеров переменного объема рекомендуется применять сталь ВСтЗсп5 по ГОСТ 380—71. Для прочих элементов возможно применение стали ВСтЗкп2. Для нижних поясов резервуара применяют низколегированную сталь по ГОСТ 5058—65*.

Для бункеров и силосов рекомендуется применять сталь марки ВСтЗкп2, а при тяжелом режиме эксплуатации силосных сооруже-

ний — ВСтЗпсб. В тяжелых висячих бункерах и силосах рационально применение низколегированных сталей (см. приложение V).

Для сосудов, работающих под давлением и эксплуатируемых в условиях повышенной агрессивности, применяют специальные легированные стали, нержавеющую сталь, а также сплавы алюминия и титана.

§ 25. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ РЕЗЕРВУАРЫ С ПЛОСКИМИ ДНИЩАМИ

В резервуарах с плоскими днищами (рис. 7.2) расчетным элементом является стенка.

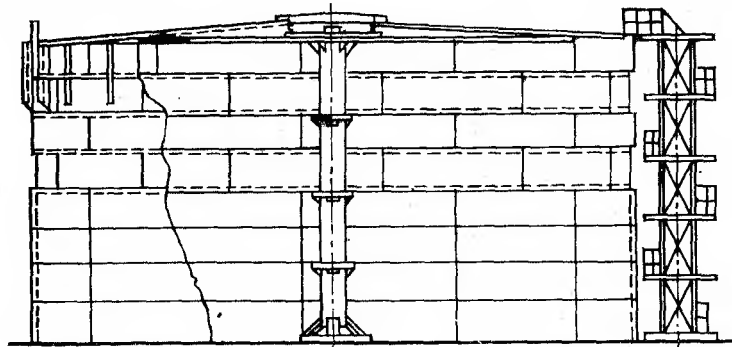


Рис. 7.2. Общий вид вертикального резервуара с плоским днищем.

Толщина стенки для резервуаров объемом $< 1000 \text{ м}^3$ принимается постоянной, для резервуаров $> 1000 \text{ м}^3$ — переменной.

Толщина стенки постоянного сечения и толщина каждого пояса стенки переменного сечения резервуара с плоским днищем, наполненного жидкостью с объемным весом γ и избыточным давлением p , определяется по формуле

$$\delta = \frac{(n_1 h \gamma + n_2 p) r}{m R_p^{\text{св}}}, \quad (7.17)$$

где h — расстояние от высшего уровня жидкости до днища в стенке постоянной толщины, или до расчетного уровня пояса в стенках переменной толщины, который принимается на 30 см выше нижней кромки пояса; r — радиус срединной поверхности стенки или с некоторым допущением — внутренний радиус (поскольку толщина пояса в момент расчета неизвестна); $R_p^{\text{св}}$ — расчетное сопротивление сварного шва растяжению. При автоматической сварке $R_p^{\text{св}} = R$, при ручной $R_p^{\text{св}} = 0,85R$; n_1 и n_2 — коэффициенты перегрузки соответственно для гидростатического давления — 1,1, для избыточного давления — 1,2; m — коэффициент условий работы стенки резервуара, равный 0,8.

В месте сопряжения стенки резервуара с плоским дном возникает изгибающий момент, который приближенно определяется по формуле

$$M \approx 0,1n_1 \gamma H r \delta, \quad (7.18)$$

где H — высота резервуара.

На этот изгибающий момент проверяют прочность сварных швов, соединяющих стенку с дном:

$$\sigma_{ш} = \frac{M}{W_{ш}} \leq m R_y^{св}, \quad (7.19)$$

где $W_{ш}$ — момент сопротивления 1 см двух угловых швов.

Устойчивость стенки при совместном действии осевого (вдоль образующих) и радиального сжатия проверяется по формуле (7.11).

При проектировании стенок переменной толщины в резервуарах большой емкости возникает вопрос о рациональном использовании стали повышенной и высокой прочности с целью уменьшения расхода материала и снижения стоимости с применением листов таких толщин, которые позволили бы изготавливать стенку рулонированием. На имеющихся установках можно рулонировать стенки высотой до 21 м с максимальной толщиной листов 18 мм.

Важен также размер листов. При увеличении размера листов снижаются трудозатраты на сборку и сварку стенки. Одновременно, при увеличении ширины листов увеличивается расход металла в стенках переменной толщины (за счет более крупной градации изменения толщины стенки по высоте). При увеличении размеров листов взимаются дополнительные приплаты к их преysкурантной стоимости.

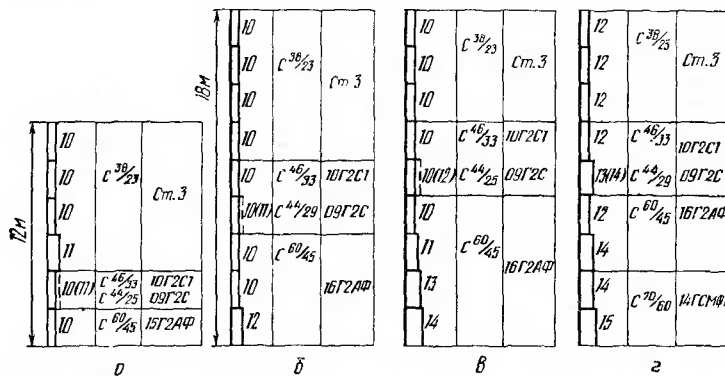


Рис. 7.3. Компоновка стенок резервуаров из стали различной прочностью объемом:

а — 20 тыс. м³ высотой 12 м; б — 20 тыс. м³ высотой 18 м; в — 30 тыс. м³; г — 50 тыс. м³.

На основании указанных предпосылок получена оптимальная по стоимости компоновка стенок резервуаров большой емкости с применением листов увеличенных размеров [6] (рис. 7.3). Оптималь-

ные размеры листов для стенок резервуаров переменной толщины равны: 2000×12000 мм и стенок постоянной толщины 1500×10000 мм.

Кровлю резервуаров рассчитывают на следующие нагрузки:

собственный вес стальных конструкций (принимается при предварительном расчете $40-50$ кгс/м² (меньшие значения к резервуарам небольших объемов);

термоизоляция — 25 кгс/м²;

коэффициент перегрузки для собственного веса — $1,1$; для веса термоизоляции — $1,2$;

снег принимается в соответствии с районом строительства по СНиП II-A. 11—62 с коэффициентом перегрузки $1,4$;

вакуум — 25 кгс/м² с коэффициентом перегрузки $1,2$.

Пример 7.1. Рассчитать стенку вертикального цилиндрического резервуара объемом 700 м³ для хранения нефтепродуктов с объемной массой $0,9$ м/м³. Диаметр резервуара $D=10,43$ м, высота $h=8,85$ м. Кровля щитовая. Избыточное давление паров $p=0,025$ кгс/см². Материал стенки Ст3 по ЧМТУ 5232—55.

Коэффициенты условий работы стенки $m=0,8$, коэффициенты перегрузки: жидкости $n_1=1,1$, паров $n_2=1,2$. Коэффициент прочности сварного шва $\varphi_{ш}=0,95$ (стенка изготавливается методом рулонирования). Нормативные давления, кгс/м²: от кровли $41,4$, снега 50 , термоизоляции 25 , вакуума 25 ; соответствующие коэффициенты перегрузки равны: $n_{кр}=1,1$; $n_{сн}=1,4$; $n_{терм}=1,2$; $n_{вак}=1,2$.

А. Расчет на прочность. Исходя из оптимальных размеров стальных листов для резервуаров малой емкости, разбиваем стенку по высоте на 6 поясов. Толщину нижнего пояса определяем по формуле (7.15):

$$\delta = \frac{(n_1 h \gamma + n_2 p) r}{0,8 \cdot 0,95 R} = \frac{(1,1 \cdot 8,85 \cdot 0,9 \cdot 10^{-3} + 1,2 \cdot 25 \cdot 10^{-4}) \cdot 521,5}{0,8 \cdot 0,95 \cdot 2,1 \cdot 10^3} = 0,27 \text{ см.}$$

Принимаем толщину нижнего и всех других поясов 4 мм. Проверяем сварные швы, прикрепляющие стенку к плоскому днищу на усилия от краевого эффекта.

Изгибающий момент в месте сопряжения стенки с днищем (формула (7.18):

$$M \approx 0,1 n_1 \gamma h r \delta = 0,1 \cdot 1,1 \cdot 0,9 \cdot 10^{-3} \cdot 8,85 \cdot 521,5 \cdot 0,4 = 184 \text{ кгс} \cdot \text{см/см.}$$

Напряжения в сварных швах с катетом $h_{ш}=5$ мм (формула (7.19)):

$$\sigma_{ш} = \frac{M}{W_{ш}} = \frac{184}{0,5} = 368 \text{ кгс/см}^2 < R_y^{\text{св}}.$$

Б. Расчет на устойчивость. Стенку проверяем на устойчивость как цилиндрическую оболочку с концами закрепленными от перемещения, нагруженную давлением вдоль образующих, и радиальным сжимающим давлением от вакуума по формуле (7.10).

Осевые напряжения от давления кровли, термоизоляции, снега и вакуума будут равны:

$$\sigma_1 = \frac{(1,1 \cdot 41,4 + 1,4 \cdot 50 + 1,2 \cdot 25 + 1,2 \cdot 25) 521,5 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 0,4} = 11,6 \text{ кгс/см}^2.$$

Кольцевые напряжения от вакуума

$$\sigma_2 = \frac{1,2 \cdot 25 \cdot 10^{-4} \cdot 521,5}{0,4} = 3,9 \text{ кгс/см}^2.$$

Критическое напряжение при осевом сжатии определяем по формуле (7.9).

При $\frac{r}{\delta} = \frac{521,4}{0,4} = 1303$ $C = 0,074$ (см. табл. 7.2), при этом $C < \varphi^* = 0,515$ (см. табл. 7.1).

$$\sigma_{1\text{кр}} = C \frac{E \delta}{r} = 0,074 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,4}{521,5} = 119,5 \text{ кгс/см}^2.$$

Критическое напряжение при радиальном сжатии определяем по формуле (7.8, а), так как для рассматриваемого примера $\frac{l}{r} = \frac{885}{521,5} = 1,7 < 10$:

$$\sigma_{2\text{кр}} = 0,55E \sqrt{\frac{\delta}{r}} = \frac{0,55 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,4}{885} \sqrt{\frac{0,4}{521,5}} = 14,4 \text{ кгс/см}^2.$$

Полученные значения подставляем в формулу (7.10):

$$\frac{11,6}{119,5} + \frac{3,9}{14,4} = 0,37 < m.$$

Следовательно, устойчивость стенки обеспечена.

Пример 7.2. Проверить устойчивость стенки вертикального цилиндрического резервуара объемом 20,0 тыс. м³. Высота резервуара 18 м, диаметр 38,4 м. Корпус резервуара, исходя из условий минимальной стоимости и возможности рулонирования толщиной до 16—18 мм, проектируется полистальным (см. рис. 7.3, б).

Нагрузка от покрытия резервуара равна 100, снега — 100, термоизоляции — 45 кгс/м². Нагрузка от вакуума равна — 0,0025 кгс/см². Коэффициенты условий работы и перегрузки принимаются такими же, как и в примере 7.1.

Определяем напряжение от осевого сжатия стенки в наиболее тонком поясе $\delta = 1$ см:

$$\sigma_1 = \frac{(1,2 \cdot 25 + 1,1 \cdot 100 + 1,4 \cdot 100 + 1,2 \cdot 45) \cdot 10^{-4} \cdot 1920}{2 \cdot 1,0} = 32 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем критическое напряжение при осевом сжатии по формуле (7.9). При $\frac{r}{\delta} = \frac{1920}{1,0} = 1920$ $C = 0,07$ (см. табл. 7.2);

$$\sigma_{1\text{кр}} = 0,07 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,0}{1920} = 72,6 \text{ кгс/см}^2.$$

Средняя толщина стенки равна:

$$\delta_{\text{ср}} = \frac{1,2 + 1,1 + 7 \cdot 1,0}{9} = 1,03 \text{ см.}$$

Кольцевое напряжение при радиальном сжатии

$$\sigma_2 = \frac{1,2 \cdot 0,0025 \cdot 1920}{1,03} = 5,6 \text{ кгс/см}^2.$$

Критическое напряжение при радиальном сжатии (формула (7.8))

$$\sigma_{2\text{кр}} = 0,55 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,03}{1800} \sqrt{\frac{1,03}{1920}} = 15,4 \text{ кгс/см}^2.$$

Условие устойчивости (7.10) выдержано:

$$\frac{32}{72,6} + \frac{5,6}{15,4} = 0,76 < m.$$

§ 26. РЕЗЕРВУАРЫ С ПРОСТРАНСТВЕННЫМИ ДНИЩАМИ ДЛЯ ВОДЫ

Такие резервуары применяются для водонапорных башен. Высота башни (отметка расположения резервуара) определяет напор воды и назначается исходя из проекта водоснабжения.

Емкость резервуаров (баков) для воды находится в пределах 100—5000 м³.

Днища резервуаров выполняются пространственными: коническим, сферическим, эллипсоидальным, сфероцилиндрическим (рис. 7.4). Напряжения в сечении конического днища на расстоянии y от низа равны:

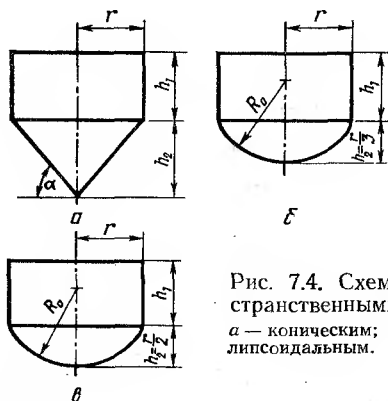


Рис. 7.4. Схемы резервуаров с пространственными днищами:
а — коническим; б — сферическим; в — эллипсоидальным.

меридиональные

$$\sigma_1 = \frac{\gamma \operatorname{ctg} \alpha y}{2\delta \sin \alpha} \left(h_1 + h_2 - \frac{2}{3} y \right); \quad (7.20)$$

кольцевые

$$\sigma_2 = \frac{\gamma \operatorname{ctg} \alpha y}{\delta \sin \alpha} (h_1 + h_2 - y). \quad (7.21)$$

Здесь γ — объемный вес воды; α — угол наклона образующей конуса к горизонту; h_1, h_2 — высота соответственно цилиндрического бака и днища; δ — толщина стенки.

Напряжения σ_1 достигают максимума при $y=h_2$ или $y=\frac{3}{4}(h_1+h_2)$, напряжения σ_2 — при $y=h$ или $y=\frac{1}{2}(h_1+h_2)$ в зависимости от отношения h_1/h_2 .

Толщина стенки определяется по формулам

$$\delta = \frac{\gamma \operatorname{ctg} \alpha y}{2mR_p^{\text{св}} \sin \alpha} \left(h_1 + h_2 - \frac{2}{3} y \right) \quad \text{или} \quad \delta = \frac{\gamma \operatorname{ctg} \alpha y}{mR_p^{\text{св}} \sin \alpha} \times \\ \times (h_1 + h_2 - y) \quad (7.22)$$

с подстановкой соответствующих значений y .

Максимальные напряжения в нижней точке сферического днища вычисляются по формуле

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{\gamma (h_1 + h_2) R_0}{2\delta}, \quad (7.23)$$

где R_0 — радиус сферического днища.

Толщина стенки днища определяется аналогично формуле (7.22). Напряжение в нижней точке эллипсоидального днища будет

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{\gamma (h_1 + h_2)}{\delta} r, \quad (7.24)$$

а в месте сопряжения его с корпусом

$$\sigma_1 = \frac{\gamma V}{2\pi r \delta} \quad (7.25)$$

и

$$\sigma_2 = \frac{\gamma r}{\delta} \left(h - \frac{2V}{\pi r^2} \right). \quad (7.26)$$

Толщина стенки находится по наибольшему напряжению, определяемому по формулам (7.24)—(7.26).

Эллипсоидальное днище более трудоемко для выполнения. Для упрощения технологии производства днищ двойной кривизны возможно изготовление их из цилиндрических лепестков, получаемых на листогибочных вальцах.

Для оптимизации размеров баков и днищ (по массе) в зависимости от заданной емкости рекомендуется пользоваться данными, помещенными в табл. 7.3 [17].

Т а б л и ц а 7.3. Оптимальные размеры ρ и h_1

Тип резервуара	Диаметр бака $\approx \alpha \sqrt{V}$	Высота бака $\approx \sqrt{V}$
	α	β
Бак с коническим дном глубиной, равной радиусу корпуса	1,134	0,805
Бак со сферическим дном глубиной, равной $1/2$ радиуса корпуса	1,142	0,788
Бак со сферическим дном глубиной, равной $1/3$ радиуса корпуса	1,13	0,9

РАСЧЕТ ОПОРНОГО КОЛЬЦА И СТВОЛА БАШНИ

При опирании кольца на ствол башни по всему периметру в нем возникают только осевые сжимающие напряжения, вызванные действием горизонтальных составляющих опорных реакций в месте сопряжения дна и корпуса резервуара от веса воды и резервуара:

$$G_k = \gamma V + g, \quad (7.27)$$

где g — вес резервуара; G_k — вес воды резервуара.

Усилie в кольце (рис. 7.5) равно:

$$N = q_H = \frac{n G_k}{2\pi} \operatorname{ctg} \alpha, \quad (7.28)$$

где $n=1,1$ — коэффициент перегрузки.

Кольцо проверяется на устойчивость по формуле М. Леви:

$$N_{кр} = \frac{3EI_y}{r_k^2}; \quad \sigma_{кр} = \frac{N_{кр}}{F_k} \leq R, \quad (7.29)$$

где $N_{кр}$, $\sigma_{кр}$ — наименьшее значение критической силы и соответствующее критическое напряжение; I_y — момент инерции сечения кольца относительно вертикальной оси, проходящей через его центр тяжести; F_k — площадь сечения кольца; r_k — радиус кольца.

Ствол башни может быть выполнен сплошным в виде вертикальной цилиндрической оболочки или в виде сквозной конструкции. Расчет сплошного ствола принципиально не отличается от рассмотренного выше расчета цилиндрических резервуаров.

Сквозной ствол состоит из 4—12 колонн, расположенных по периметру кольца, соединенных связями (см. рис. 7.8).

При опирании резервуара на колонны в опорном кольце в общем случае возникают напряжения сжатия, изгиба и стесненного кручения (17), определяемые по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_{xy}}{I_x} + \frac{B \omega}{I_\omega}, \quad (7.30)$$

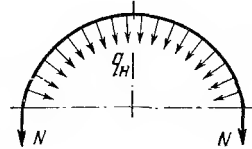
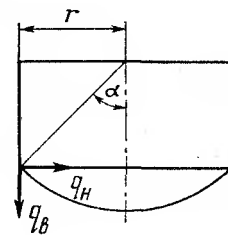


Рис. 7.5. К расчету кольца жесткости.

где N — расчетное сжимающее усилие в кольце, определяемое по формуле (7.28); M_x — расчетный изгибающий момент, определяемый в кольце как в неразрезной балке; I_x — момент инерции сечения кольца относительно горизонтальной центральной оси; y — расстояние от рассматриваемой элементарной площадки до указанной оси; B — расчетный бимомент; I_ω — секториальный момент инерции сечения кольца; ω — секториальная площадь сечения кольца.

Ствол рассчитывается на массу резервуара с водой и ветер. Нормальная расчетная сжимающая сила в колонне равна:

$$N_1 = \frac{nG_k}{K}, \quad (7.31)$$

где K — число колонн.

Максимальное усилие в колоннах ствола возникает при направлении ветра параллельно наибольшей диагонали многоугольника поперечного сечения ствола. Скоростной напор ветра при расчете башен принимается не менее 80 и не более 300 кгс/м² [17]. Коэффициент заполнения сквозного ствола $K_{зап}$ принимается равным 0,4.

Расчетное усилие в колонне от ветровой нагрузки составит

$$N_2 = \frac{2M}{Kr_0}, \quad (7.32)$$

где M — момент от ветровой нагрузки относительно нейтральной оси опорного сечения ствола башни; r_0 — радиус окружности, проходящей через центры тяжести поперечного сечения колонн.

Расчетное сжимающее усилие в колонне

$$N = N_1 + N_2. \quad (7.33)$$

Колонны проектируют двутаврового сечения или из труб, связи — из уголка.

Период собственных колебаний водонапорной башни определяется по формуле

$$T = 3,63 \sqrt{\frac{P_{пр} h^3}{EIg}}, \quad (7.34)$$

где T — период собственных колебаний, сек; h — расстояние от верха фундамента до центра тяжести резервуара, см; I — момент инерции поперечного сечения ствола башни, см⁴; g — ускорение силы тяжести, равное 981 см/сек²; $P_{пр} = G_k + 0,236P$ (P — вес ствола башни), кгс.

Согласно нормам для расчета башен, период собственных колебаний которых больше 0,5 сек, скоростной напор ветра увеличивается умножением его на динамический коэффициент, равный двум.

Пример 7.3. Рассчитать водонапорную башню с решетчатым стволом. Объем резервуара $V = 500$ м³. Отметка низа цилиндрической части резервуара +20 м. Днище сферическое. Материал резервуара — сталь марки ВСтЗсп5, ствола — ВСтЗкп2 по ГОСТ 380—71.

А. Определение основных размеров и расчет резервуара и днища

Находим оптимальные размеры резервуара, пользуясь формулами табл. 7.3.

$$D = 1,13 \sqrt[3]{500} = 9 \text{ м.}$$

Принимаем глубину днища, равной $h_2 = \frac{1}{3} r = \frac{1}{3} \cdot 4,5 = 1,5 \text{ м.}$

Радиус кривизны:

$$R = \frac{r^2 + h_2^2}{2h_2} = \frac{4,5^2 + 1,5^2}{2 \cdot 1,5} = 7,5 \text{ м.}$$

Объем днища

$$V_{\text{дн}} = \frac{1}{6} \pi h_2 (3r^2 + h_2^2) = \frac{1}{6} \cdot 3,14 \cdot 1,5 (3 \cdot 4,5^2 + 1,5^2) \approx 50 \text{ м}^3.$$

Уточняем размеры резервуара. Объем цилиндрической части $V_{\text{цил}} = 500 - 50 = 450 \text{ м}^3$, откуда высота резервуара

$$h_1 = \frac{V_{\text{цил}}}{\pi r^2} = \frac{450}{3,14 \cdot 4,5^2} = 7,1 \text{ м.}$$

Рассчитываем стенку резервуара:

$$\delta = \frac{n \gamma h_1}{0,8 \cdot 0,85 R} = \frac{1,1 \cdot 1 \cdot 710}{0,8 \cdot 0,85 \cdot 2100} = 0,55 \text{ см.}$$

Принимаем конструктивно толщину первого пояса (с учетом работы этого пояса в составе опорного кольца) 10 мм, остальную часть стенки — 6 мм.

Толщина сферического днища (формула 7.23)

$$\delta_{\text{дн}} = \frac{n \gamma (h_1 + h_2)}{2mR_p^{\text{св}}} = \frac{1,1 \cdot 1 \cdot (710 + 150)}{2 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 2100} = 0,26 \text{ см.}$$

Конструктивно принимаем толщину днища 6 мм.

Синус угла между вертикалью и касательной к днищу в точке примыкания днища к корпусу резервуара равен:

$$\sin \alpha = \frac{r}{R} = \frac{4,5}{7,5} = 0,6; \quad \alpha = 36^\circ 53'.$$

Собственный вес резервуара находим, определив поверхность цилиндрической части $S_{\text{цил}}$ и днища $S_{\text{дн}}$:

$$S_{\text{цил}} = \pi D h_1 = 3,14 \cdot 9 \cdot 7,1 = 200,6 \text{ м}^2.$$

$$S_{\text{дн}} = \pi (r^2 + h_2^2) = 3,14 (4,5^2 + 1,5^2) = 70,6 \text{ м}^2.$$

Вес резервуара с учетом веса перекрытия 40 кг/м² и снега 50 кг/м² составит

$$G \approx \psi (S_{\text{цил}} + S_{\text{дн}}) \delta_{\text{ср}} \gamma_{\text{ст}} + (1,1 \cdot 40 + 50 \cdot 1,4) \frac{\pi D^2}{4} = 1,2 (200,6 + 70,6) \cdot 0,6 \cdot 7,85 \cdot 10^{-2} + (44 + 70) \frac{3,14 \cdot 9^2}{4} = 22,6 \text{ т.}$$

Здесь $\psi = 1,2$ — строительный коэффициент, учитывающий вес опорного кольца и повышенную толщину первого пояса; $\delta_{\text{ср}}$ — средняя толщина стенок резервуара и днища; $\gamma_{\text{ст}}$ — объемный вес стали.

Б. Расчет опорного кольца резервуара

Равномерно-распределенная вертикальная нагрузка на кольцо

$$q_{\text{в}} = \frac{1,1 \cdot 500 + 22,6}{3,14 \cdot 9} = 20,3 \text{ тс/м.}$$

Радиальная погонная нагрузка равна

$$q_{\text{н}} = q_{\text{в}} \text{ctg } \alpha = 20,3 \cdot 1,333 = 27,1 \text{ тс/м.}$$

Сжимающее усилие в кольце

$$N = q_{\text{н}} r = 27,1 \cdot 4,5 = 122,0 \text{ тс.}$$

Максимальный изгибающий момент от вертикальной нагрузки, как в неразрезной балке, равен:

$$M_{\text{макс}} = \frac{q l^2}{12} = \frac{20,3 \cdot 3,54^2}{12} = 21,2 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

$$\text{где } l = \frac{\pi D}{8} = \frac{3,14 \cdot 9}{8} = 3,54 \text{ м.}$$

Принимаем кольцо, поперечное сечение которого показано на рис. 7.6.

Для избежания кручения центр сечения выбираем так, чтобы равнодействующая нагрузок $q_{\text{в}}$ и $q_{\text{н}}$ и опорная реакция колонны проходила через него.

Для этого предварительно, при заданной оси кольца, расположенной на расстоянии $x = 17,5 \text{ см}$ от внутренней грани оболочки, получаем положение горизонтальной оси на расстоянии

$$y_0 = 17,5 \text{tg } \alpha = 17,5 \cdot 0,75 = 13,6 \text{ см.}$$

Намечаем сечение кольца: стенка — $1 \times 45 \text{ см}$; $F = 45 \text{ см}^2$; верхний пояс — $240 \times 1,2$; $F_{\text{в.п.}} = 28,8 \text{ см}^2$; нижний пояс — $38 \times 1,6$ и 17×2 , $F_{\text{н.п.}} = 61 + 34 = 95 \text{ см}^2$.

Проверив, убеждаемся, что при данных размерах сечения кольца статические моменты относительно горизонтальной и вертикальной осей, проходящих через центр тяжести, близки к нулю.

Определяем геометрические характеристики сечения кольца:

$$F_{\text{к}} = 30 + 45 + 95 = 170 \text{ см}^2 \cdot I_x = \frac{1 \cdot 45^3}{12} + 28,8 \cdot 30,8^2 + 95 \cdot 12,8^2 =$$

$$= 7593 + 27415 + 15565 = 50573 \text{ см}^4.$$

$$W = \frac{50573}{30,6} = 1652 \text{ см}^3.$$

Напряжения в кольце

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{к}}} + \frac{M}{W} = \frac{122000}{170} = \frac{21,2 \cdot 10^5}{1652} 718 + 1283 = 2001 \text{ кгс/см}^2 < R.$$

В. Определение периода собственных колебаний башни

Для этого необходимо предварительно найти собственный вес ствола, а также момент инерции опорного сечения ствола. Усилие на одну колонну от веса воды и резервуара

$$N_1 \frac{G_k}{K} = \frac{1,1 \cdot 500 + 22,6}{8} = 71,6 \text{ тс.}$$

С учетом ветра принимаем $N = 100 \text{ тс.}$

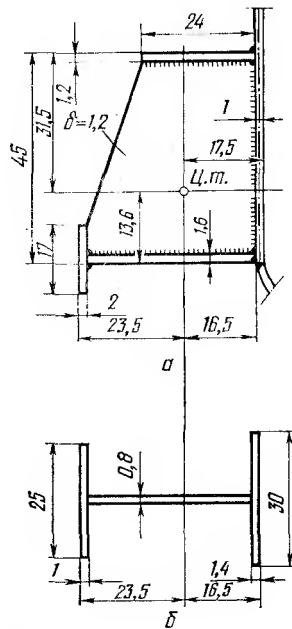


Рис. 7.6. Поперечное сечение кольца жесткости (а) и колонны (б).

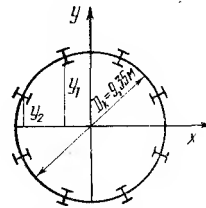


Рис. 7.7. К определению момента инерции опорного сечения ствола.

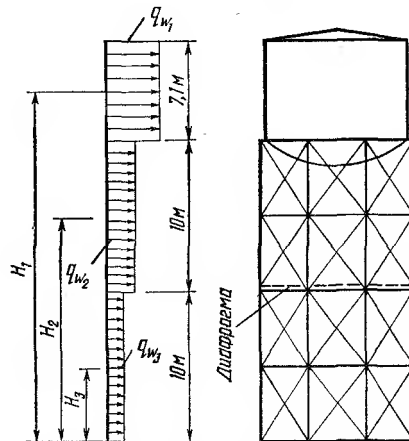


Рис. 7.8. Схема ветровой нагрузки на башню.

Задаваясь коэффициентом продольного изгиба φ , равным 0,6, получим требуемую площадь сечения колонны:

$$F_{\text{тр}}^k = \frac{100000}{0,6 \cdot 2100} = 80 \text{ см}^2.$$

Вес ствола равен

$$P = \psi_{\text{ств}} F_{\text{тр}}^k \psi_k = l \gamma_{\text{ст}} K = 1,3 \cdot 0,008 \cdot 1,4 \cdot 20 \cdot 7,85 \cdot 8 = 18,3 \text{ т,}$$

где $\psi_{\text{ств}}$ — строительный коэффициент ствола башни; ψ_k — строительный коэффициент колонны; $P_{\text{пр}} = G_k + 0,236P = 572,6 + 0,236 \cdot 18,3 = 576,9 \text{ т.}$

Момент инерции опорного сечения ствола (рис. 7.7)

$$I = 4F_k(y_1^2 + y_2^2) = 4 \cdot 80(430^2 + 179^2) = 6,94 \cdot 10^6 \text{ см}^4.$$

Период собственных колебаний башни (формула 7.34)

$$T = 3,63 \sqrt{\frac{P_{\text{пр}} H^3}{EIg}} = 3,63 \sqrt{\frac{576,4 \cdot 10^3 \cdot 2300^3}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 6,97 \cdot 10^6 \cdot 981}} = 3,4 \text{ сек.}$$

Поскольку $T > 0,5 \text{ сек}$, то ветровую нагрузку на башню принимаем с коэффициентом динамичности $K_D = 2$.

Г. Расчет башни на ветровую нагрузку

Нормативный ветровой напор для третьего ветрового района с поправкой на высоту составит:

на участке резервуара (рис. 7.8)

$$q_1^H = 45 \cdot 1,42 = 64 \text{ кгс/м}^2;$$

для верхнего участка ствола (10—20 м)

$$q_2^H = 45 \cdot 1,85 = 53 \text{ кгс/м}^2;$$

для нижнего участка ствола (от 0 до 10 м)

$$q_3^H = 45 \text{ кгс/м}^2.$$

Интенсивность ветровой нагрузки находим по формуле

$$q_W = n_b C_x q^H K_D K_{\text{зап}}$$

где $n_b = 1,2$ — коэффициент перегрузки ветровой нагрузки; $C_x =$ аэродинамический коэффициент, равный для резервуара 1, для ствола башни 1,4; l — ширина ветровой площади, равная для резервуара

$$l = \frac{\pi D}{6} = \frac{3,14 \cdot 9}{6} = 4,7 \text{ м, для ствола } l = D.$$

Соответственно интенсивности ветрового напора в кгс/м будут равны:

$$q_{1W} = 1,2 \cdot 1,64 \cdot 4,7 \cdot 2 = 722;$$

$$q_{2W} = 1,2 \cdot 1,4 \cdot 53 \cdot 9 \cdot 2 \cdot 0,4 = 641;$$

$$q_{3W} = 1,2 \cdot 1,4 \cdot 45 \cdot 9 \cdot 2 \cdot 0,4 = 544.$$

Момент от ветровой нагрузки в основании башни

$$M = q_{1W} h_1 H_1 + q_{2W} h_2 H_2 + h q_{3W} h_3 H_3 = 0,2 \cdot 7,1 \cdot 23,55 + 0,64 \cdot 10 \cdot 15 + 0,54 \cdot 10 \cdot 5 = 243 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Здесь h_1 — высота резервуара; h_2, h_3 — высоты участков ствола. Усилие в колонне от ветра (формула 7.32) составит

$$N = \frac{2M}{Kr_k} = \frac{2 \cdot 243}{8 \cdot 4,675} = 13,0 \text{ тс},$$

где r_k — радиус окружности, проходящей через центры тяжести колонн.

Суммарное усилие в колонне

$$N = N_1 + N_2 = 71,6 + 13,0 = 84,6 \text{ тс}.$$

Подбор сечения колонны производится по рекомендациям гл. 4. Сечение колонн приведено на рис. 7.6, б. Схема связей ствола показана на рис. 7.8, б.

§ 27. ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ, ШАРОВЫЕ И КАПЛЕВИДНЫЕ РЕЗЕРВУАРЫ

Горизонтальные цилиндрические резервуары предназначены для хранения легко испаряющихся жидкостей при повышенном внутреннем давлении и повышенном значении вакуума.

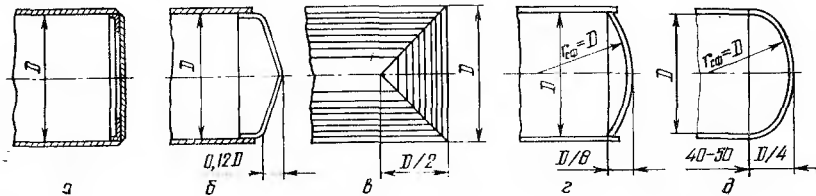


Рис. 7.9. Схемы дниц горизонтальных цилиндрических резервуаров: а — плоское; б — коническое; в — цилиндрическое; г — сферическое; д — эллипсоидальное.

Преимуществом таких резервуаров является возможность их заводского изготовления с поставкой в готовом виде на место установки. С этой целью горизонтальные резервуары проектируются габаритными для перевозки их железнодорожным и автомобильным транспортом. Объем резервуаров 3—100 м³, в некоторых случаях — до 350 м³.

Горизонтальные резервуары проектируют, как правило, двухопорными. Резервуары имеют плоские, цилиндрические, конические, сферические и эллипсоидальные днища (рис. 7.9). Типовые резервуары ЦНИИпроектстальконструкции запроектированы с плоскими мембранными или пологими коническими днищами. Корпус резервуара выполнен из листов толщиной 4 мм (кроме резервуаров объемом 10 м³, где применяется лист 3 мм), соединенных в стык. Оболочка укреплена кольцевыми ребрами жесткости из уголка, а в местах установки на опоры — диафрагмами (рис. 7.10).

Резервуары с плоскими мембранными днищами применяют при избыточном давлении до 0,4, с коническими — до 0,7, при расчетном вакууме 0,01 кгс/см². При избыточном давлении 0,7—2,5 рекомендуется применять цилиндрические, а при давлении более 2,5 кгс/см² — эллипсоидальные и полусферические днища.

Расчет корпуса цилиндрического резервуара на избыточное давление производится по формуле (7.3), конического днища — по (7.4), сферического — по (7.2), эллипсоидального — по формуле, аналогичной (7.24).

При расчете соединения днища с корпусом учитываются напряжения от краевого эффекта, определяемые по (7.18). Кроме напряжений от внутреннего избыточного давления в двухопорном резервуаре возникают напряжения от собственного веса резервуара и веса жидкости. Из равенства опорных и пролетного моментов расстояния между опорами l_0 должно быть равно $0,586 l_p$ ($l_p = V/\pi r^2$ — расчетная длина резервуара).

Максимальный изгибающий момент и напряжения от изгиба в этом случае будут

$$M \approx \frac{q l_p^2}{47}; \quad \sigma = \frac{M}{\pi r^2 \delta}, \quad (7.35)$$

где $q = n \left(\frac{G}{l} + \gamma \pi r^2 \right)$;

G — собственный вес резервуара; $n=1,1$ — коэффициент перегрузки.

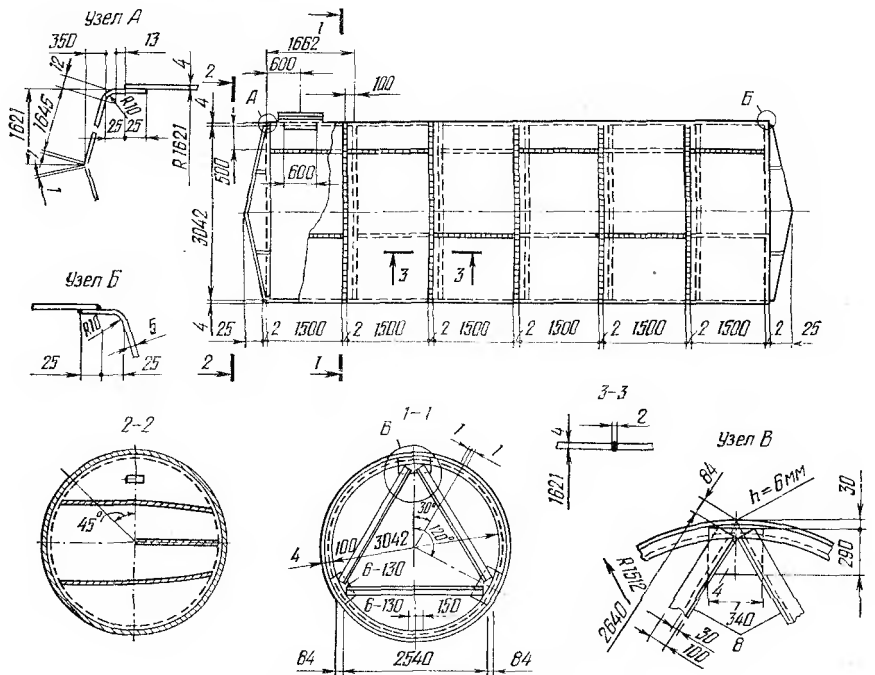


Рис. 7.10. Горизонтальный цилиндрический резервуар с коническим дном.

Рассчитывать корпус резервуара как двухконсольную балку на указанные нагрузки разрешается при наличии ребер жесткости. В резервуаре без ребер жесткости такой расчет допускается при $\delta l_0^2 / r^3 \geq 10$. При $\delta l_0^2 / r^3 < 10$ корпус рассчитывается как замкнутая оболочка кругового сечения по полумоментной теории.

Шаровые резервуары применяют для хранения сжиженных газов под давлением 2,5—18 кгс/см².

Емкость резервуаров 600—4000 м³. Расчет на прочность на избыточное давление шаровой оболочки производится по формуле (7.2), расчет на устойчивость — по (7.7) и (7.8).

Применяемые схемы раскрытия шаровой оболочки показаны на рис. 7.11 [1].

Сварка резервуаров происходит на специальных манипуляторах автоматами типа ТС-17М или ТС-34.

Каплевидные резервуары имеют форму капли жидкости на несмачиваемой горизонтальной плоскости под действием сил поверхностного натяжения (рис. 7.12). Оболочка такой формы явля-

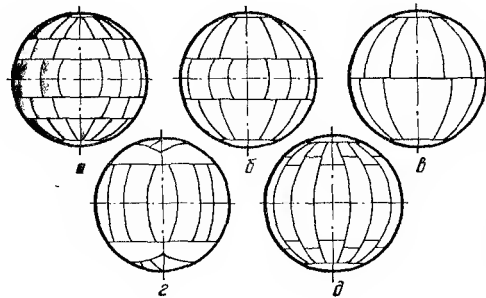


Рис. 7.11. Раскрой оболочки сферического резервуара:

a — Таганрогского котельного завода; *б* — Чехословакии; *в* — Барнаульского котельного завода; *г* — Франции; *д* — Уралхиммашзавода.

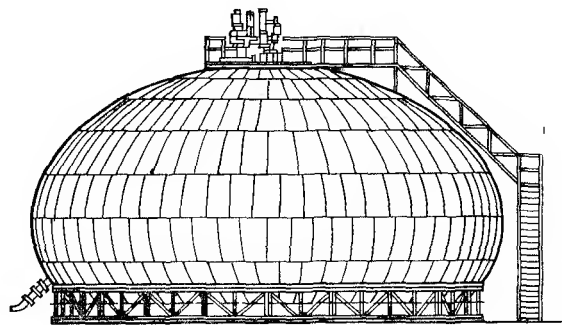


Рис. 7.12. Каплевидный резервуар.

ется равнопрочной под действием избыточного давления паровоздушной смеси и гидростатического давления жидкости, что позволяет хранить нефтепродукты при более высоком давлении, чем в вертикальных резервуарах (0,3—0,5 кгс/см²) при вакууме 0,03 кгс/см². Емкость каплевидных резервуаров 2000—6000 м³.

Недостатком каплевидных резервуаров является повышенная стоимость изготовления и монтажа. А. Г. Соколов предложил каплевидный резервуар, имеющий форму цилиндриоида (рис. 7.13), который значительно проще в изготовлении и монтаже по сравнению с каплевидными резервуарами двойной кривизны.

Прочность каплевидного резервуара рассчитывается по формуле

$$\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} = \frac{\gamma}{\delta R_p^{св}} (h + h_w), \quad (7.36)$$

где r_1 и r_2 — радиусы соответственно меридиональной и кольцевой кривизны; h — расстояние от элемента оболочки до наивысшего

уровня жидкости; h_u — напор столба жидкости, эквивалентный избыточному давлению, см; R_p^{cb} — расчетное сопротивление сварного шва встык; γ — удельный вес жидкости; δ — толщина оболочки.

Пример 7.4. Рассчитать горизонтальный двухопорный цилиндрический резервуар с коническим дном объемом 100 м^3 для хране-

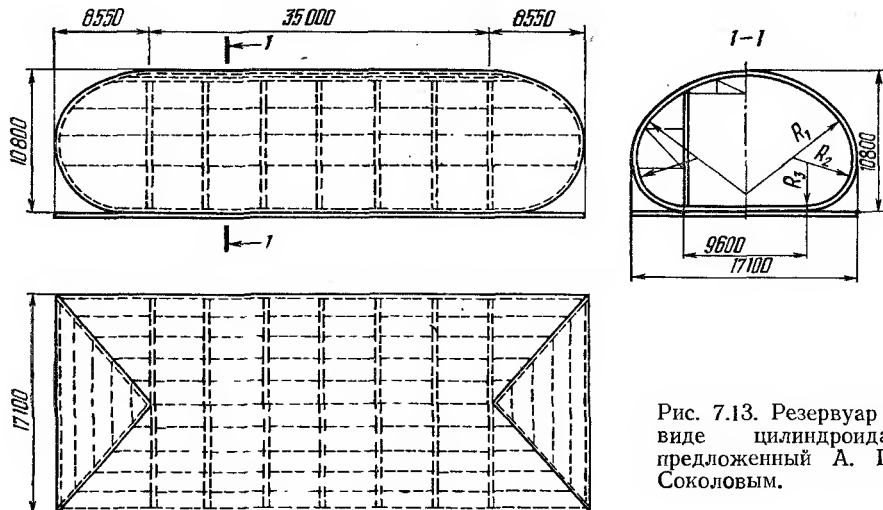


Рис. 7.13. Резервуар в виде цилиндрида, предложенный А. Г. Соколовым.

ния жидкости с удельным весом $0,9 \text{ т/м}^3$ при избыточном давлении $0,7 \text{ кгс/см}^2$ и вакууме $0,1 \text{ кгс/см}^2$. Материал — сталь ВСтЗсп5.

Исходя из железнодорожного габарита, диаметр резервуара принимаем $3,25 \text{ м}$. Длину корпуса резервуара находим по формуле

$$V = \pi r^2 l + K_1 r^3,$$

где K_1 для конических днищ равно $0,586$;

$$l = \frac{100 - 0,586 \cdot 1,625^3}{3,14 \cdot 1,625^2} = 11,76 \text{ м.}$$

Расстояние между опорами равно

$$l_0 = 0,586 l_p = 0,586 \frac{V}{\pi r^2} = 0,586 \frac{100}{3,14 \cdot 1,625^2} = 7,07 \text{ м.}$$

Задаемся толщиной стенки резервуара $\delta_p = 4 \text{ мм}$ с ребрами жесткости из уголков через каждые 2 м и толщиной днища $\delta_{дн} = 5 \text{ мм}$.

Кольцевое напряжение в стенке резервуара от избыточного давления

$$\sigma_1 = \frac{npr}{\delta} = \frac{1,2 \cdot 0,7 \cdot 162,5}{0,4} = 341 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем напряжение от изгиба, как в двухопорной балке.

Собственный вес резервуара с плоскими и пологими коническими днищами

$$G = \psi \beta_{ст} 2\pi r (l \delta_p + r \delta_{дн}) = 1,3 \cdot 7,85 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 1,625 (11,76 \cdot 0,004 + 1,625 \cdot 0,005) = 5,73 \text{ т.}$$

Здесь $\psi=1,3$ — строительный коэффициент, учитывающий вес ребер жесткости, диафрагм, люков и других конструктивных элементов; $\gamma_{ст}$ — объемный вес стали.

Погонная нагрузка на резервуар

$$q = n \left(\frac{G}{l} + \gamma \pi r^2 \right) = 1,1 \left(\frac{5,73}{11,76} + 0,9 \cdot 3,14 \cdot 1,625^2 \right) = 8,75 \text{ тс/м.}$$

Максимальный изгибающий момент находим по формуле (7.35):

$$M = \frac{q l_p^2}{47} = \frac{q}{47} \left(\frac{V}{\pi r^2} \right)^2 = \frac{8,6}{47} \left(\frac{100}{3,14 \cdot 1,625} \right)^2 = 27,0 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Напряжения от изгиба

$$\sigma_2 = \frac{M}{\pi r^2 \delta} = \frac{27,0 \cdot 10^5}{3,14 \cdot 1,625^2 \cdot 10^4 \cdot 0,4} = 81 \text{ кгс/см}^2.$$

Размеры днища при внутреннем угле конуса 153° : высота конуса $h=0,12$ $D=39$ см; угол α между горизонталью и образующей $13^\circ 30'$; $\sin \alpha = 0,233$.

Кольцевое напряжение в днище

$$\sigma_c = \frac{n p r}{\delta \sin \alpha} = \frac{1,2 \cdot 0,7 \cdot 162,5}{0,5 \cdot 0,233} = 1171 \text{ кгс/см}^2 < 0,8R.$$

Проверяем устойчивость стенки резервуара при вакууме.

Кольцевое сжимающее напряжение равно

$$\sigma_c = \frac{n_p p_v r}{\delta} = \frac{1,2 \cdot 0,1 \cdot 162,5}{0,4} = 49 \text{ кгс/см}^2.$$

Критическое напряжение

$$\sigma_{кр} = 0,55 \cdot \frac{E \delta}{l} \sqrt{\frac{\delta}{r}} = 0,55 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,4}{200} \sqrt{\frac{0,4}{162,5}} = 114 \text{ кгс/см}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{кр}} = \frac{49}{114} = 0,43 < 0,8 = m.$$

Устойчивость стенки обеспечена.

§ 28. БУНКЕРА С ПЛОСКИМИ СТЕНКАМИ

Бункера с плоскими стенками предназначены для хранения и погрузки сыпучих материалов (табл. 7.4). Емкость бункера определяется технологическими условиями. Бункера проектируются в виде отдельного сооружения или встроенными в промышленное здание. В первом случае бункер состоит из емкостной части, несущих конструкций и надбункерной галереи (рис. 7.14, а). Во встроенном бункере несущими конструкциями являются балки перекрытия (рис. 7.14, б).

Расчетно-конструктивная схема бункера. Между поперечными рамами бункера (рис. 7.14, разрез I—I) установ-

Таблица 7.4. Унифицированные значения основных характеристик сыпучих материалов

Наименование материалов	Нормативный объемный вес, кг/м ³	Угол естественного откоса (угол внутреннего трения), град
<i>Угли и руды</i>		
Кокс	600	40
Торф	600	35
Уголь бурый	800	35
Уголь антрацит, каменный, сланцы горючие	1000	35
Угольная пыль нормальной влажности	800	25
Агломерат железной руды, бурый железняк, марганцевая руда	2000	40
Железняк красный	2600	40
» магнитный	3400	40
Штейн свинцовый	4000	40
<i>Строительные материалы</i>		
Опилки древесные воздушносухие	250	35
Известь обожженная мелкая	900	35
Известь гашенная в порошке	700	35
Глинозем, мергель	1250	30
Известь обожженная крупная	1200	35
Шлак	1200	30
Мел дробленый	1400	40
Гипс кусковой, известняк дробленый	1600	35
Глина сухая, клинкер цементный, песок сухой, цемент	1600	30
Гравий сухой, мокрый, камень тяжелый, щебень	2000	30
Глина влажная, мокрая, песок насыщенный водой	2000	20
<i>Химические материалы</i>		
Сода кальцинированная	600	40
Карналлит, фтористый алюминий, криолит	1000	35
Сульфат аммония	900	40
Фтористый аммоний	900	30
Селитра	1200	40
Карбид	900	30
Нефелиновый концентрат	1500	35
Фосфоритная мука	1600	40
Магнетитный порошок	1800	35
Апатитовый концентрат	2000	40
<i>Черные металлы</i>		
Скрап мелкий и средний	1,8—2,5*	50*
То же крупный чугунный	3*	55*
То же стальной крупный	3,2—5*	55*

* Неунифицированные значения.

лены продольные несущие балки, являющиеся одновременно стенками бункера.

В плоскости поперечных рам расположены поперечные балки, которые также являются стенками призматической части бункера. Продольные и поперечные балки воспринимают все вертикальные

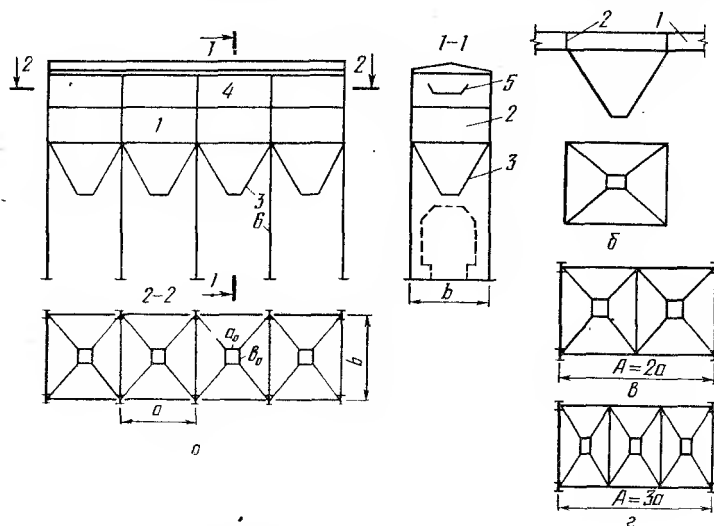


Рис. 7.14. Схемы бункеров с плоскими стенками:
a — отдельно стоящие бункера (1, 2 — продольные и поперечные балки; 3 — воронки; 4 — надбункерная галерея; 5 — конвейер; 6 — колонны); *б* — встроенный бункер; *в, з* — компоновка бункеров при шаге колонн, большем размера бункера.

нагрузки и нагрузки от горизонтального распора засыпки, к ним подвешена воронка бункера.

Шаг поперечных рам (пролет продольных балок) может быть больше размера в поперечном направлении. В этом случае промежуточные поперечные балки передают нагрузки на продольные балки (рис. 7.14 *в, з*).

Высота вертикальной части бункера (поперечных балок) не должна превышать полуторного наибольшего размера бункера в плане. Здесь можно пренебречь влиянием трения засыпки о стенки бункера.

В зависимости от расположения выпускных отверстий бункера могут иметь одну или две оси симметрии или быть несимметричными. Необходимо стремиться к проектированию бункеров с симметричным расположением выпускных отверстий.

Наименьший размер выпускного отверстия определяется по формуле

$$a_0 = \eta (b + 80) \operatorname{tg} \varphi, \quad (7.37)$$

где *b* — максимальный размер кусков, мм; φ — угол внутреннего трения сыпучей массы, град; $\eta = 2,5$ — опытный коэффициент.

Расчет обшивки воронки бункера. В практических расчетах совместной работой балок и воронки пренебрегают, расчет воронки ведется отдельно, и нагрузки от нее передаются на балки. Воронка рассчитывается на нагрузку от засыпки. Рассмотрим симметричный относительно обеих осей бункер.

Воздействие засыпки складывается из вертикальной нагрузки P_v (на единицу длины горизонтального сечения) и нормального распора P'_n (на единицу площади сечения).

Усилие вдоль обшивки от нагрузки P_v на единицу длины периметра горизонтального сечения на уровне z определяется по формуле

$$S_v = \frac{P_v}{\sin \alpha} = \frac{\gamma V}{2(a_z + b_z) \sin \alpha} \quad (7.38)$$

Здесь γ — объемный вес засыпки; a_z, b_z — стороны поперечного сечения обшивки; z — расстояние от верха засыпки до рассматриваемого поперечного сечения; α — угол наклона граней воронки к горизонту; V — объем засыпки, равный объему бункера,

$$V = abh_1 + \frac{h_2}{6} [b(2a + a_0) + b_0(2a_0 + a)],$$

где a, b, a_0, b_0 — размеры бункера в плане и размеры сторон выпускного отверстия; h_1, h_2 — высоты соответственно призматической и пирамидальной частей бункера.

Нормальное давление (распор засыпки)

$$P'_n = n \gamma m Z, \quad (7.39)$$

где $m = \cos^2 \alpha + k \sin^2 \alpha \left(k = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right)$;

φ — угол внутреннего трения засыпки (табл. 7.4.); $n = 1,3$ — коэффициент перегрузки.

Воздействие засыпки зависит от типа крепления обшивки воронки к бункерным балкам: к стенке и нижнему поясу (рис. 7.15, а) или только к нижнему поясу (рис. 7.15, б).

Нагрузка на обшивку между ребрами жесткости принимается постоянной. Расчет обшивки производится как однопролетной пластинки большого прогиба. Опорами являются ребра жесткости. В качестве граничных условий в предельном состоянии на опорах можно принимать неподвижные шарниры [17].

Нормальная сила (распор) на 1 см ширины обшивки составит [19]

$$S = 46 \sqrt[3]{\delta p d^2}. \quad (7.40)$$

Изгибающий момент на 1 см ширины обшивки в середине пролета

$$M = \frac{p d^2}{8} - f S, \quad (7.41)$$

где

$$f = 0,129 \frac{p d^2}{S + S_E}.$$

Подставив значение f в формулу (7.41), получим

$$M = \frac{pd^2}{8} \left(1 - 1,035 \cdot \frac{S}{S + S_E} \right), \quad (7.41a)$$

$$\text{где } S_E = \frac{\pi^2 E \delta^3}{10,9d^2}. \quad (7.42)$$

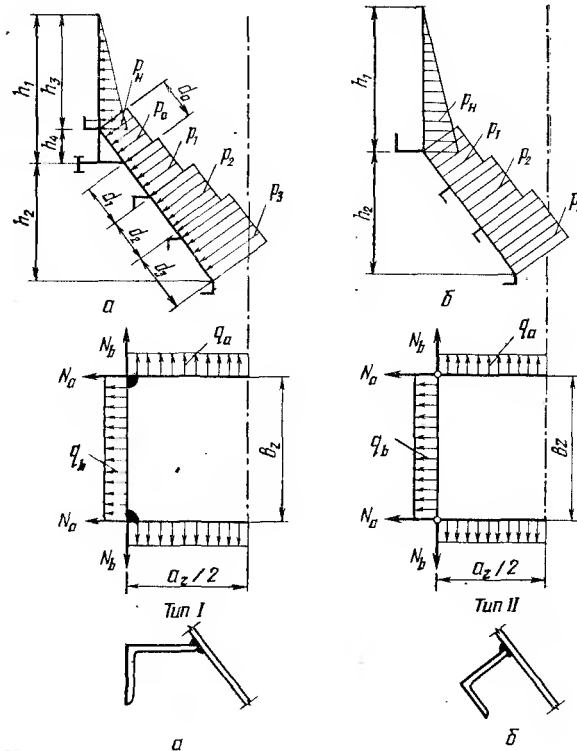


Рис. 7.15. Схемы нагрузок на обшивку воронки:
 а — при креплении воронки к стенке балки и нижнему поясу;
 б — к нижнему поясу.

Напряжения в обшивке

$$\sigma = \frac{S}{\delta} + \frac{GM}{\delta^2} < mR. \quad (7.43)$$

В формулах (7.40) — (7.43) p — погонная нагрузка на 1 см обшивки; d — пролет обшивки — расстояние между ребрами жесткости; δ — толщина обшивки; m — коэффициент условий работы, равный 0,8.

Допустимый прогиб обшивки — $\frac{1}{50}$ пролета. Напряжениями от скатного усилия, определяемого по формуле (7.38) при расчете обшивки, пренебрегают.

Расчет ребер жесткости воронки*. Применяют два типа ребер жесткости: I— в бункерах средней и большой емкости ребра расположены горизонтально и соединяются в углах в раму с жесткими узлами (рис. 7.15, а); II— в малых бункерах ребра жесткости располагаются нормально к плоскости обшивки и не соединяются между собой в углах воронки (рис. 7.15, б).

Погонная нормативная нагрузка на ребро жесткости от распора засыпки, расположенной по грани a , будет

$$q_a = \frac{p_n^a d_n + p_{n+1}^a d_{n+1}}{2}, \quad (7.44)$$

а по грани b

$$q_b = \frac{p_n^b d_n + p_{n+1}^b d_{n+1}}{2},$$

где $p_n^a, p_{n+1}^a, p_n^b, p_{n+1}^b$ — давление засыпки на грани обшивки a и b .

Ребра рассчитывают на наибольшую из нагрузок.

Растягивающие усилия в ребрах первого типа равны:

$$N_a = q_b \cdot \frac{b_z}{\sin \alpha}; \quad N_b = q_a \cdot \frac{a_z}{\sin \alpha}. \quad (7.45)$$

Изгибающие моменты в узлах рамы для ребер первого типа

$$M_{оп} = \frac{a_z^2 (q_b k^3 + q_a)}{12(1+k)}, \quad (7.46)$$

где $k = \frac{b_z}{a_z}$.

Моменты в пролете определяются по формулам:

$$M_a = \frac{q_a a_z^2}{8}; \quad M_b = \frac{q_b b_z^2}{8}. \quad (7.47)$$

Изгибающие моменты в ребрах второго типа

$$M_a = \frac{q_a d^2}{8}; \quad M_b = \frac{q_b d^2}{8}. \quad (7.48)$$

Растягивающие силы

$$N_a = q_b \cdot \frac{b_z}{2}; \quad N_b = q_a \cdot \frac{a_z}{2}. \quad (7.49)$$

Напряжение в ребре.

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \leq R, \quad (7.50)$$

где F, W — площадь и момент сопротивления ребра с прилегающей к нему частью обшивки и шириной до 60δ . Допустимый прогиб ребра составляет $\frac{1}{250} l$ (l — длина ребра).

* ЦНИИпроектстальконструкция. Методические указания по повышению качества проектирования. Вып. VI. Бункера (проект).

Расчет бункерных балок*. Балки рассчитываются на вертикальные нагрузки от массы воронки с засыпкой, оборудования, перекрытия и горизонтального распора засыпки. Давление засыпки на стенки балок определяется по формуле

$$p_H = n \gamma k Z. \quad (7.51)$$

Вертикальная равномерно-распределенная нагрузка

$$q = g + p_B + \frac{p'_H d}{2} \cdot \cos \alpha, \quad (7.52)$$

где q — постоянная нагрузка; p_B — нагрузка от засыпки и собственного веса воронки.

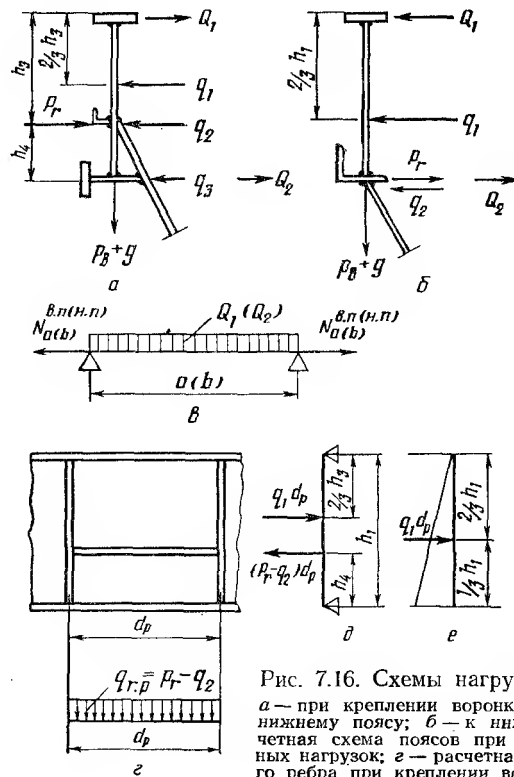


Рис. 7.16. Схемы нагрузок на балки:

a — при креплении воронки к стенке балки и нижнему поясу; $б$ — к нижнему поясу; $в$ — расчетная схема поясов при действии горизонтальных нагрузок; $г$ — расчетная схема горизонтального ребра при креплении воронки по типу a ; $д$ — то же, по типу $б$.

Последний член представляет собой вертикальную составляющую давления засыпки на первую панель обшивки. По сравнению с двумя первыми членами величина его незначительна, и ею можно пренебречь.

Действие горизонтальных нагрузок зависит от способа крепления воронки к балкам: к стенке (рис. 7.16, a) и к нижнему поясу или только к нижнему поясу (рис. 7.16, $б$).

Приближенно считается, что горизонтальная погонная нагрузка воспринимается поясами. В первом случае крепления нагрузки будут равны:

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= \frac{p_n h_3}{2}; & q_2 &= \frac{p_0 d_0}{2 \sin \alpha}; \\ q_3 &= \frac{p_0 d_0 + p_1 d_1}{2 \sin \alpha}; & p_r &= -p_b \operatorname{ctg} \alpha. \end{aligned} \right\} \quad (7.53)$$

Усилия в поясах составят:

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= \frac{q_1 \left(h_1 - \frac{2}{3} h_3 \right)}{h_1} + q_2 \frac{h_4}{h_1} - p_r \frac{h_4}{h_1}; \\ Q_2 &= \frac{q_1 \cdot \frac{2}{3} h_3}{h_1} + q_2 \cdot \frac{h_3}{h_1} - \frac{p_r h_3}{h_1} + q_3. \end{aligned} \right\} \quad (7.54)$$

Во втором случае

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= \frac{p_n h_1}{2}; \\ q_2 &= \frac{p_1 d}{2 \sin \alpha}. \end{aligned} \right\} \quad (7.53a)$$

Нагрузка p_r имеет то же значение, что и в первом случае. Усилия в поясах

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= \frac{q_1}{3}; \\ Q_2 &= -p_r + \frac{2}{3} q_1 + q_2. \end{aligned} \right\} \quad (7.55)$$

Кроме усилий от вертикальных нагрузок и изгиба от горизонтальной нагрузки в поясах балок возникают растягивающие усилия, определяемые по формулам, аналогичным (7.46):

$$N_a = \frac{Q_{1(2)} b}{2}; \quad N_b = \frac{Q_{1(2)} a}{2}. \quad (7.56)$$

Индексы 1 и (2) указывают на нагрузку соответственно для верхнего и нижнего поясов балки.

Напряжения в поясах от перечисленных нагрузок суммируются. Стенка балки, кроме работы ее на вертикальные нагрузки, воспринимает распор от засыпки p_n и рассчитывается как прямоугольная пластинка большого прогиба, опертая на пояса и ребра жесткости.

Напряжения в стенке балки от распора засыпки суммируются с напряжениями от вертикальной нагрузки.

Ребра жесткости балок рассчитываются на изгиб от засыпки. Горизонтальные ребра нагружены равномерно-распределенной нагрузкой. Опорами горизонтальных ребер служат вертикальные ребра. На последние действуют опорные реакции горизонтальных ребер и

давление засыпки, распределенное по треугольному закону с максимальной интенсивностью $p_n d_p$ (d_p — шаг вертикальных ребер) (рис. 7.16, з, д).

В высоких балках устойчивость стенки на действие нормальных напряжений может быть не обеспечена, поэтому стенку при работе балки на вертикальные нагрузки не вводят в расчетное сечение, а устойчивость стенки проверяется на действие только касательных напряжений:

$$\tau_{\text{ср}} = \frac{Q}{h_{\text{ст}} \delta}; \quad \tau_{\text{ср}}/\tau_{\text{кр}} \leq m,$$

где $h_{\text{ст}}$ — высота стенки; Q — максимальное значение поперечной силы; $\tau_{\text{кр}}$ — критическое касательное напряжение. Стенка также проверяется на срез

$$\tau = \frac{1,5Q_{\text{макс}}}{h_{\text{ст}} \delta} \leq R_{\text{ср}}.$$

В отдельно стоящих (например, погрузочных) бункерах в поперечном направлении поперечная балка с колоннами образует раму (см. рис. 7.14), работающую на ветровую нагрузку. Рекомендуется

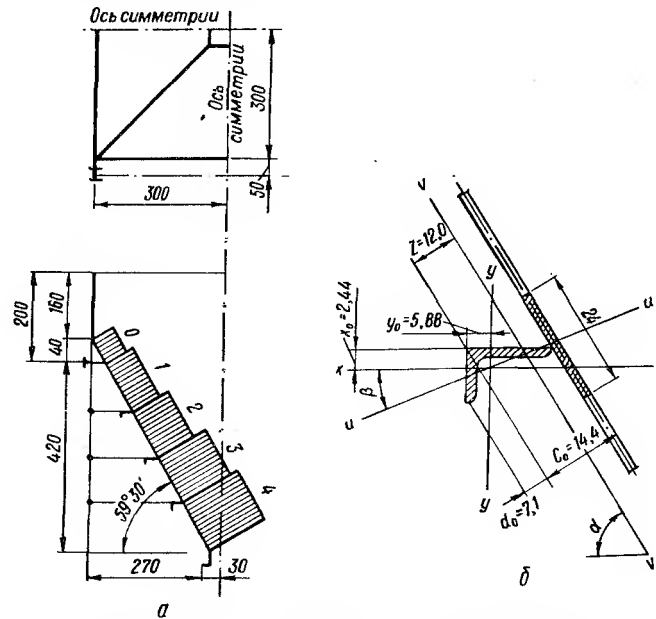


Рис. 7.17. К примеру 7.5. Схемы бункера (а), нагрузок на воронку (б) и поперечного сечения ребра воронки (в).

рассчитывать такую раму с бесконечно жестким ригелем и шарнирным закреплением колонн в фундаментах.

Пример 7.5. Рассчитать пирамидальный бункер для хранения угля размером в плане 6×6 м, схема которого указана на рис. 7.17.

Объемный вес угля $\gamma = 1,0 \text{ т/м}^3$, угол внутреннего трения $\varphi = 35^\circ$. Коэффициент перегрузки 1,3. Материал бункера — сталь ВСтЗпсб. Расчетный вес засыпки 162,5 т. Собственный вес бункера на основании опыта проектирования принимаем исходя из расхода 100—120 кг стали на 1 м³ емкости бункера. В нашем случае он будет равен $\sim 15 \text{ т}$.

Общий вес засыпки и бункера $G = 162,5 + 15 = 177,5 \text{ т}$.

А. Расчет обшивки бункера

Рассмотрим два варианта крепления обшивки воронки: а) к стенке балки и нижнему поясу; б) к нижнему поясу балки. Ребра жесткости по типу I, горизонтальные, с жестким соединением в узлах.

Так как бункер квадратный, достаточно рассчитать одну стенку воронки. Определяем основные геометрические размеры и нагрузки на обшивку. Угол наклона стенки $\alpha = 59^\circ 31'$; $\sin \alpha = 0,862$; $\cos \alpha = 0,508$; $\operatorname{ctg} \alpha = 0,589$.

$$\text{Длина обшивки } l = \frac{460}{0,862} = 533 \text{ см.}$$

Расстояние между ребрами по длине обшивки $\sim 122 \text{ см}$. Определяем величины k и m :

$$k = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0,295;$$

$$m = \cos^2 \alpha + k \sin^2 \alpha = 0,508^2 + 0,295 \cdot 0,862^2 = 0,477.$$

Давление засыпки по середине каждой панели определяем по формуле

$$p = n \gamma m Z = 1,3 \cdot 0,477 = 0,620 Z,$$

где Z — расстояние от верха засыпки до середины панели. Нагрузки при Z , равном соответственно 2,53; 3,58; 4,63 и 5,68 м будут равны 1,57; 2,22; 2,87 и 3,52 тс/м².

Для сокращения вычислений усилия определяем только для нижней (четвертой панели). Определяем распоры, задавшись толщиной обшивки $\delta = 0,8 \text{ см}$ (формулы 7.40—7.42):

$$S = 46 \sqrt[3]{\delta p d^2} = 46 \sqrt[3]{0,8 \cdot 0,352 \cdot 122^2} = 736 \text{ кгс};$$

$$S_E = \frac{\pi^2 E \delta^3}{10,9 d^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,8^3}{10,9 \cdot 122^2} = 65 \text{ кгс}.$$

Прогиб обшивки

$$f = 0,129 \frac{p d^2}{S + S_E} = 0,129 \frac{0,322 \cdot 132^2}{736 + 65} = 0,8 \text{ см};$$

$$\frac{f}{d} = \frac{0,8}{122} = \frac{1}{153} < \left[\frac{1}{50} \right].$$

Изгибающий момент по формуле (7.41, а)

$$M = \frac{p d^2}{8} \left(1 - 1,035 \frac{S}{S + S_E} \right) = \frac{0,352 \cdot 122^2}{8} \left(1 - 1,035 \times \right. \\ \left. \times \frac{736}{736 + 65} \right) = 33 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Напряжение в обшивке по формуле (7.43)

$$\sigma = \frac{736}{0,8} + \frac{6 \cdot 33}{0,8^2} = 1229 \text{ кгс/см}^2 < 0,8 \cdot 2100 = 1672 \text{ кгс/см}^2.$$

Б. Расчет ребер жесткости воронки

Погонная нагрузка на наиболее длинное ребро $a_1 = 464 \text{ см}$ (формула 7.44)

$$q_1 = \frac{(1,57 + 2,22) \cdot 1,22}{2} = 2,31 \text{ тс/м}.$$

Изгибающий опорный момент вычисляем по формуле (7.46), которая для квадратной воронки имеет вид

$$M_{\text{оп}} = \frac{q_1 d_1^2}{12} = \frac{2,31 \cdot 464^2}{12} = 4,14 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Нормальная сила в ребре по формуле (7.45)

$$N = \frac{q_1 a_1}{2 \sin \alpha} = \frac{2,31 \cdot 4,64}{2 \cdot 0,862} = 6,22 \text{ тс}.$$

Принимаем ребро из $\angle 180 \times 110 \times 10$. Определяем геометрические характеристики сечения ребра, включая лист обшивки шириной 308, площадью $F_n = 19,2 \text{ см}^2$ (рис. 7.17, б).

Характеристики $\angle 180 \times 110 \times 10$:

$$F_{\text{гр}} = 28,3 \text{ см}; I_x = 952 \text{ см}^4; I_y = 276; I_u = 165 \text{ см}^4, y_0 = 5,88 \text{ см};$$

$$x_0 = 2,44 \text{ см}, \text{ tg } \beta = 0,375; \beta = 20^\circ 34'.$$

$$Z = x_0 \cos \alpha (B - y_0) \sin \alpha + \frac{\delta^2}{2} = 2,44 \cdot 0,508 + (18 -$$

$$- 5,88) \cdot 0,862 + \frac{0,8}{2} = 12,0 \text{ см};$$

$$d_0 = \frac{F_{\text{гр}} Z}{F_{\text{гр}} + F_n} = \frac{28,3 \cdot 12,0}{28,3 + 19,2} = 7,1 \text{ см};$$

$$C_0 = B \sin \alpha + b \cos \alpha + \frac{\delta}{2} - d_0 = 18 \cdot 0,862 + 11 \cdot 0,508 +$$

$$+ \frac{0,8}{2} - 7,1 = 14,4 \text{ см}.$$

$$I_v = I_u + (I_x + I_y - 2I_u) \sin^2(\beta + \alpha) + F_n d_0 Z = 165(952 +$$

$$+ 276 - 2 \cdot 165) 0,970 + 19,2 \cdot 7,1 \cdot 14,4 = 2998 \text{ см}^4.$$

$$\text{Здесь } \sin^2(\beta + \alpha) = \sin^2(20^\circ 34' + 59^\circ 30') = 0,970.$$

$$W_1 = \frac{2998}{14,4} = 208 \text{ см}^3; W_2 = \frac{2998}{7,1 + 0,4} = 352 \text{ см}^3.$$

Напряжение в ребре

$$\sigma = \frac{6220}{28,3 + 19,2} + \frac{414000}{208} = 2120 \approx R.$$

Проверяем прогиб ребра как в однопролетной балке с защемленными концами

$$f = \frac{1}{384} \cdot \frac{q_1 a_1^4}{EI} = \frac{1}{384} \frac{23,1 \cdot 464^4}{2,1 \cdot 10^3 \cdot 2998} = 0,44 \text{ см.}$$

$$\frac{f}{a_1} = \frac{0,44}{464} = \frac{1}{1160} < \left[\frac{1}{250} \right].$$

В. Расчет бункерных балок

а) Вариант крепления обшивки к стенке и нижнему поясу
Вертикальные нагрузки на балки от веса засыпки воронки

$$p_B = \frac{15 + 162,5}{2(6 + 6)} = 7,4 \text{ тс/м};$$

от веса перекрытий, принимаемой 200 кгс/м², и веса оборудования, принимаемой 400 кгс/м²

$$g = \frac{(1,1 \cdot 0,2 + 1,2 \cdot 0,4) 36}{2(6 + 6)} = 1,1 \text{ тс/м.}$$

Максимальный изгибающий момент от вертикальной нагрузки

$$M_{\max} = \frac{(7,4 + 1,1) \cdot 6^2}{8} = 38,3 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Горизонтальные нагрузки на балку (рис. 7.18, а)

$$q_1 = \frac{p_n h^3}{2} = \frac{0,6 \cdot 1,6}{2} = 0,5 \text{ тс.}$$

Здесь p_n — максимальное значение горизонтального распора засыпки (на уровне крепления обшивки), действующего на стенку балки

$$p_n = n \gamma k h_s = 1,3 \cdot 1 \cdot 0,295 \cdot 1,6 = 0,6 \text{ тс/м}^2.$$

$$q_2 = \frac{p_0 d_0}{2 \sin \alpha} = \frac{1,1 \cdot 0,46}{2 \cdot 0,862} = 0,3 \text{ тс,}$$

где p_0 — средняя нагрузка на обшивку в пределах стенки балки при $z = 1,8 \text{ м}$;

d_0 — длина этого участка обшивки;

$$q_3 = \frac{p_0 d_0 + p_1 d_1}{2 \sin \alpha} = \frac{1,1 \cdot 0,46 + 1,57 \cdot 1,22}{2 \cdot 0,862} = 1,4 \text{ тс;}$$

$$p_r = - p_B \operatorname{ctg} \alpha = 7,4 \cdot 0,589 = 4,4 \text{ тс.}$$

Находим горизонтальные нагрузки, действующие на пояса балки, по формуле (7.54):

$$Q_1 = \frac{0,5 \cdot 1,07}{2} + \frac{0,3 \cdot 0,4}{2} - \frac{4,4 \cdot 0,4}{2} = -0,6 \text{ тс};$$

$$Q_2 = 1,4 - \frac{4,4 \cdot 1,6}{2} + \frac{0,3 \cdot 1,6}{2} + \frac{0,5 \cdot 1,07}{2} = -1,6 \text{ тс}.$$

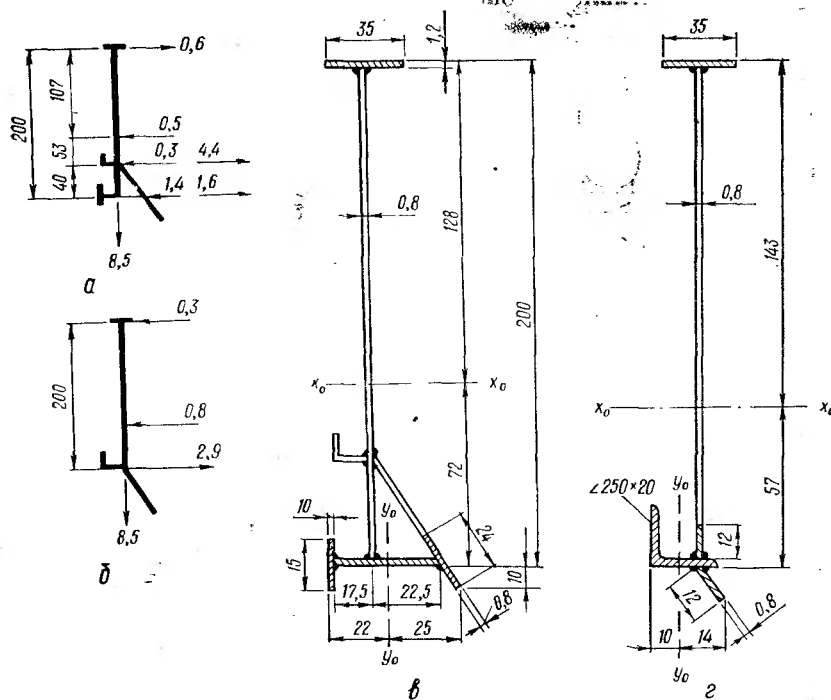


Рис. 7.18. К примеру 7.5. Схема действия нагрузок (в тс) на балки (а, б) и поперечные сечения балок (в, г). Размеры в см.

Изгибающие моменты и нормальные силы в поясах от горизонтальных нагрузок:

$$M_y^{в.п} = \frac{0,6 \cdot 6^2}{8} = 2,7 \text{ тс} \cdot \text{м}; \quad N^{в.п} = \frac{0,6 \cdot 6}{2} = 1,8 \text{ тс};$$

$$M_y^{н.п} = \frac{1,6 \cdot 6^2}{8} = 6,4 \text{ тс} \cdot \text{м}; \quad N^{н.п} = \frac{1,6 \cdot 6}{2} = 4,8 \text{ тс}.$$

Компонуем сечение балки: верхний пояс — 350×12 ; $F_{в.п} = 42 \text{ см}^2$; нижний пояс — 150×10 ; 400×10 , 240×8 (часть обшивки воронки 306), $F_{н.п} = 74 \text{ см}^2$. Стенку балки в расчет не принимаем, предполагая, что при действии вертикальных нагрузок она теряет устойчивость.

Определяем геометрические характеристики. Положение нейтральной горизонтальной оси балки x_0-x_0 будет:

$$y_0 = \frac{42 \cdot 199,4}{42 + 74} = 72,0 \text{ см.}$$

Момент инерции балки относительно оси x_0-x_0

$$I_{x_0} = 74 \cdot 71,5^2 + 42 \cdot 127,4^2 = 106 \cdot 10^4 \text{ см}^4.$$

Моменты сопротивления балки:

$$W_{x_0}^{в.п} = \frac{106 \cdot 10^4}{128} = 8340 \text{ см}^3; \quad W_{x_0}^{н.п} = \frac{106 \cdot 10^4}{72,0} = 14720 \text{ см}^3;$$

$$W_y^{в.п} = \frac{1,2 \cdot 35^2}{6} = 245 \text{ см}^3.$$

Положение нейтральной вертикальной оси нижнего пояса

$$x_0 = \frac{1 \cdot 40 \cdot 21 + 19,2 \cdot 41,5}{74} = 22 \text{ см.}$$

Момент инерции нижнего пояса относительно оси y_0-y_0

$$I_{y_0}^{н.п} = 1 \cdot 15 \cdot 21,5^2 + \frac{1 \cdot 40^3}{12} + 19,2 \cdot 23^2 = 22420 \text{ см}^4.$$

Меньший момент сопротивления нижнего пояса

$$W_{y_{\text{мин}}}^{н.п} = \frac{22420}{25} = 897 \text{ см}^3.$$

Напряжения в верхнем поясе от вертикальных нагрузок

$$\sigma_{в.п} = \frac{38,3 \cdot 10^5}{8340} = 460 \text{ кгс/см}^2;$$

от горизонтальных нагрузок (от изгиба и нормальной силы)

$$\sigma_y^{в.п} = \frac{N^{в.п}}{F^{в.п}} + \frac{M_y^{в.п}}{W_y^{в.п}} = \frac{1800}{42} + \frac{2,7 \cdot 10^5}{245} = 1450 \text{ кгс/см}^2;$$

суммарное напряжение

$$\Sigma \sigma_{в.п} = 460 + 1450 = 1910 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжения в нижнем поясе от вертикальных нагрузок

$$\sigma_x^{н.п} = \frac{M_{\text{макс}}}{W_{x_0}^{н.п}} = \frac{38,3 \cdot 10^5}{14720} = 260 \text{ кгс/см}^2;$$

от горизонтальных нагрузок

$$\sigma_y^{н.п} = \frac{N^{н.п}}{F^{н.п}} + \frac{M_y^{н.п}}{W_{y_{\text{мин}}}^{н.п}} = \frac{4800}{74} + \frac{6,4 \cdot 10^5}{897} = 775 \text{ кгс/см}^2;$$

суммарное напряжение $\Sigma \sigma_{н.п} = 260 + 775 = 1035 \text{ кгс/см}^2$. Проверяем стенку на касательные напряжения:

$$\tau = \frac{1,5 Q_{\text{макс}}}{h_{\text{ст}} \delta_{\text{ст}}} = \frac{1,5 \cdot 25500}{198,9 \cdot 0,8} = 240 \text{ кгс/см}^2,$$

где

$$Q_{\max} = \frac{(7,4 + 1,1)6}{2} = 25,5 \text{ тс.}$$

Проверяем устойчивость стенки балки на касательные напряжения. Находим среднее касательное напряжение

$$\tau_{\text{ср}} = \frac{Q_{\max}}{h_{\text{ст}} \delta_{\text{ст}}} = \frac{25500}{198,9 \cdot 0,8} = 161 \text{ кгс/см}^2$$

и критическое касательное напряжение (вертикальные ребра жесткости располагаются через 1,5 м)

$$\tau_{\text{кр}} = \left(1,25 + \frac{0,95}{\mu^2}\right) \left(\frac{100\delta}{d}\right)^2 = \left(1,25 + \frac{0,95}{1,33}\right) \left(\frac{100 \cdot 0,8}{150}\right)^2 \cdot 10^4 = 505,5 \text{ кгс/см}^2.$$

$$\text{Здесь } \mu = \frac{2,0}{1,5} = 1,33.$$

$$\frac{\tau_{\text{ср}}}{\tau_{\text{кр}}} = \frac{161}{505,9} = 0,32 < 1.$$

Расчет стенки как гибкой пластинки (между верхним поясом и горизонтальным ребром) производится аналогично расчету обшивки. Проверка показала, что жесткость и прочность стенки обеспечена.

Расчет ребер жесткости балки

Схема нагрузок на горизонтальное ребро показана на рис. 7.16, г.

$$q_{г.р} = p_r - q_2 = 4,4 - 0,3 = 4,1 \text{ тс.}$$

$$M_{\max} = \frac{4,1 \cdot 1,5^2}{8} = 1,15 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

$$W_{тр} = \frac{1,15 \cdot 10^5}{2100} = 55 \text{ см}^3.$$

Принимаем L 100×7; $F=13,8 \text{ см}$; $I_x=131 \text{ см}^4$. Расчетное сечение включает часть стенки 30 δ; $F=19,2 \text{ см}^2$. Момент инерции сечения $I_{x_0}=557 \text{ см}^4$, минимальный момент сопротивления

$$W_{\min} = \frac{557}{7,6} = 73 \text{ см}^3.$$

$$\text{Напряжение } \sigma = \frac{1,15 \cdot 10^5}{73} = 1580 \text{ кгс/см}^2 < R.$$

Схема нагрузок на вертикальное ребро показана на рис. 7.16, д.

$$q_{г.р} d_p = 4,1 \cdot 1,5 = 6,2 \text{ тс.}$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = 2,0 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Принят L 140×90×8, проверка сечения аналогична проверке сечения вертикального ребра.

б) Вариант крепления обшивки к нижнему поясу балки

Находим горизонтальные усилия в поясах для этого варианта. Горизонтальное усилие в верхнем поясе от засыпки (рис. 7.18, б)

$$Q_1 = \frac{p_n h_1}{6} = \frac{0,8 \cdot 2}{8} = 0,3 \text{ тс},$$

где $p_n = n \gamma k h_1 = 1,3 \cdot 0,295 \cdot 2 = 0,8 \text{ тс/м}^2$.

Горизонтальное усилие в нижнем поясе

$$Q_2 = -p_v \operatorname{ctg} \alpha + \frac{p_n h_1}{3} + \frac{p_1 h_1}{2 \sin \alpha} = -7,4 \cdot 0,620 + \frac{0,8 \cdot 2}{2} + \frac{1,57 \cdot 1,22}{2 \cdot 0,862} = -2,9 \text{ тс}.$$

Изгибающие моменты и нормальные силы в поясах

$$M_y^{в.п} = \frac{0,3 \cdot 6^2}{8} = 1,4 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N^{в.п} = \frac{0,3 \cdot 6}{2} = 0,9 \text{ тс};$$

$$M_y^{н.п} = \frac{2,9 \cdot 6^2}{8} = 13,0 \text{ тс} \cdot \text{м}; \quad N^{н.п} = \frac{2,9 \cdot 6}{2} = 8,7 \text{ тс}.$$

Компонуем сечение балки: верхний пояс — 350×12 ; $F_{л} = 42 \text{ см}^2$, нижний пояс $L 250 \times 20$; $F_{ут} = 97,0 \text{ см}^2$; обшивка 15δ и часть стенки 15δ ; $F_{об} = 19,2 \text{ см}^2$, всего $116,2 \text{ см}^2$.

Геометрические характеристики сечения балки: $I_{x_0} = 1,16 \cdot 10^6 \text{ см}^4$; $W_{x_0 \text{ мин}} = 8,2 \cdot 10^3 \text{ см}^3$; $W_{x_0 \text{ макс}} = 20,4 \cdot 10^3 \text{ см}^3$, поясов — верхнего $W_y^{в.п} = 245 \text{ см}^3$; нижнего — $W_y^{н.п} = 560 \text{ см}^3$.

Напряжения в верхнем поясе от вертикальных нагрузок $\sigma_{x_0}^{в.п} = 332 \text{ кгс/см}^2$; от горизонтальных нагрузок (изгиба) $\sigma_n^{в.п} = 567 \text{ кгс/см}^2$; нормальной силы $\sigma_n^{в.п} = 21 \text{ кгс/см}^2$; суммарное напряжение $\Sigma \sigma^{в.п} = 920 \text{ кгс/см}^2$; в нижнем поясе $\sigma_{x_0}^{н.п} = 467 \text{ кгс/см}^2$; $\sigma_y^{н.п} = 2310 \text{ кгс/см}^2$; $\sigma_n^{н.п} = 75 \text{ кгс/см}^2$; суммарное $\Sigma \sigma^{н.п} = 2852 \text{ кгс/см}^2 > R = 2100 \text{ кгс/см}^2$.

Сечение нижнего пояса бункерной балки в условиях примера не удовлетворяет требованиям прочности. Оно не может быть запроектировано из прокатного уголка даже максимального размера, и поэтому крепление воронки принимаем по первому варианту. Дальнейший конструктивный расчет балки по второму варианту опускаем.

§ 29. ПАРАБОЛИЧЕСКИЕ (ГИБКИЕ) БУНКЕРА

Параболические бункера отличаются от бункеров с плоскими стенками конструкцией воронки. В них поперечное сечение оболочки воронки выбирается из условия ее работы преимущественно на растяжение.

Гибкие бункера могут иметь ширину до 18 м и любую длину в зависимости от объема хранимого материала.

Емкостная часть бункера может проектироваться по схеме а или б рис. 7.19. В первом случае высота бункерных балок определяется только расчетом на прочность. Такая схема условно называется: «без бункерных балок»; в схеме б бункерные балки создают дополнительную емкость. Здесь бункер называется «с бункерными балками».

Ранее очертание оболочки гибкого бункера принимали по веревочной кривой, уравнение которой получали при расчете бункера без учета горизонтального давления засыпки (рис. 7.19, в).

При учете горизонтального давления сыпучего материала на оболочку бункера уравнение кривой приобретает вид [20]

$$y = \frac{f}{2H} x^2 - \left(\frac{f}{12Hl^2} - \frac{kf^3}{2Hl^4} \right) x^4 - \frac{kf^3}{6Hl^6} x^6, \quad (7.57)$$

где f , l — стрела подъема веревочной кривой и полупролет бункера; k — коэффициент бокового давления; H — распор бункера; при $x=l$ и $y=f$ он равен

$$H = \frac{\gamma}{12} (5l^2 + 4kf^2), \quad (7.58)$$

γ — объемный вес насыпного материала.

Площадь поперечного сечения воронки равна

$$F = 2lf - 2 \int_0^l y dx. \quad (7.59)$$

После интегрирования площадь сечения бункера будет: «без бункерных балок»

$$F = 2fl - 0,3 \frac{fl^3}{H} - 0,15 \frac{kf^3 l}{H}; \quad (7.60)$$

«с бункерными балками»

$$F = 2hl - 0,3 \frac{fl^3}{H} - 0,15 \frac{kf^3 l}{H}, \quad (7.61)$$

где h — полная высота бункера.

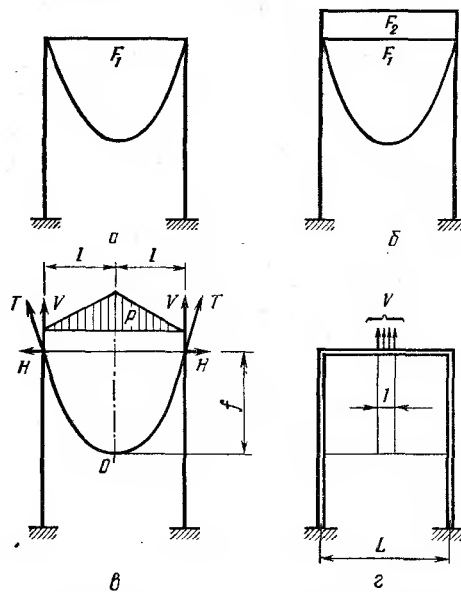


Рис. 7.19. Схемы бункеров (а, б) и нагрузок на бункер (в, з).

Растягивающее усилие на единицу длины оболочки бункера в месте ее крепления к продольной балке:

$$T = \sqrt{V^2 + H^2}, \quad (7.62)$$

где $V = \frac{F\gamma}{2}$ — вертикальная составляющая усилия.

Толщина оболочки воронки бункера

$$\delta = \frac{nT}{R_p^{cb}}, \quad (7.63)$$

где $n = 1,3$ — коэффициент перегрузки для давления сыпучего материала; R_p^{cb} — расчетное сопротивление сварного шва встык растяжению.

Минимальная толщина листов воронки принимается равной 6 мм.

Расчет бункерных балок гибких бункеров аналогичен расчету балок бункеров с плоскими стенками.

Применение для оболочки гибкого бункера стали повышенной и высокой прочности снижает расход металла на 30—60%, при этом стоимость снижается на 18—30%.

Пример 7.6. Определить толщину оболочки стального параболического бункера «без бункерных балок» для скрапа. Исходные данные: $\gamma = 2,5 \text{ т/м}^3$, $\varphi = 50^\circ$, $k = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,132$ при $f = 2l = 12 \text{ м}$.

Материал — сталь ВСтЗпсб.

Горизонтальная нормативная составляющая (формула 7.58):

$$H = \frac{2,5}{12} (5 \cdot 36 + 4 \cdot 0,132 \cdot 144) = 53 \text{ тс/м};$$

вертикальная нормативная составляющая (формулы 7.61 и 7.62):

$$V = \frac{2,5}{2} \left(2 \cdot 12 \cdot 6 - 0,3 \cdot \frac{12 \cdot 216}{53} - 0,15 \cdot \frac{0,13 \cdot 1728 \cdot 6}{53} \right) = 157 \text{ тс/м}.$$

Полное расчетное усилие в оболочке

$$T = 1,3\sqrt{53^2 + 157^2} = 215 \text{ тс/м}.$$

Толщина оболочки в месте подвеса (7.63)

$$\delta = \frac{2150}{0,85 \cdot 2100} = 1,2 \text{ см} = 12 \text{ мм}.$$

При применении в воронке бункера низколегированной стали толщина ее может быть принята 9 мм.

Важным вопросом при проектировании гибких бункеров является выбор их оптимальных параметров (поперечное сечение, стрелы подъема и пролета бункера).

Оптимальная площадь поперечного сечения бункера исходя из критерия приведенных затрат [21] равна:

а) «без бункерных балок»

$$F_{об} = 1,49 R_{об} \cdot \frac{\mu_{фут} \delta_{фут} \Pi'_{фут}}{\mu_{об} \gamma \Pi'_{об}}; \quad (7.64)$$

б) «с бункерными балками»

$$F_{об} = \frac{R_{об} 0,2\mu_{об} \sqrt{\gamma} \Pi'_6 + 10,8\mu_{фут} \sqrt[4]{R_6} \Pi'_{фут}}{7,25\mu_{об}\gamma \sqrt[4]{R_6} \Pi'_{об}}, \quad (7.65)$$

где $R_{об}$, R_6 — расчетное сопротивление стали оболочки и бункерной балки на растяжение, $тс/м^2$; $\mu_{об}$, μ_6 , $\mu_{фут}$ — конструктивные коэффициенты оболочки, бункерной балки и футеровки; $\delta_{фут}$ — толщина футеровки; $\Pi'_{об}$, Π'_6 , $\Pi'_{фут}$ — соответственно удельные приведенные затраты по изготовлению и монтажу конструкций оболочки, бункерных балок и футеровки (табл. 7.5).

Таблица 7.5. Удельные приведенные затраты [6]

Наименование конструкций	Класс стали	Приведенная стоимость, руб/т
Воронка и стенки торцовые	C24	322
	C30	362
	C34	370
	C24	303
Бункерные балки	C24	275
Футеровка сменная	C24	275

Для практических расчетов значения конструктивных коэффициентов рекомендуется принимать: $\mu_{фут} = 1$; $\mu_6 = 1,1$; $\mu_{об} = 1,2 \div 1,5$.

В выполненных проектах бункеров фактические величины $\mu_{об}$ иногда превышают рекомендуемые из-за неоправданного завышения толщины оболочки по сравнению с расчетной.

Исходя из оптимального поперечного сечения бункера, пролет и стрела подъема будут равны [20,21]:

$$l = f \sqrt{0,6F_{об}^2 f^4 - 0,2k}; \quad (7.66)$$

$$f = \sqrt{\frac{V \sqrt{25l^4 + 12kF_{об}^2} - 5l^2}{2k}}. \quad (7.67)$$

Как показали исследования, оптимальное по стоимости отношение пролета бункера к высоте равно 1,4.

При оптимальных размерах бункера повышается коэффициент использования поперечного сечения здания, равный $F/2lf$, что имеет большое значение для встроенных бункеров. Этот коэффициент находится на рис. 7.20 в зависимости от параметра $2l/f\sqrt{k}$.

Пример 7.7. Определить оптимальные параметры гибкого бункера «без бункерных балок» для хранения 40 000 т скрапа среднего бункера при следующих значениях исходных величин: $\gamma = 2,5 т/м^3$; $\varphi = 50^\circ$; $\delta_{фут} = 0,01 м$; материалы оболочки бункера — сталь класса 46/33, мате-

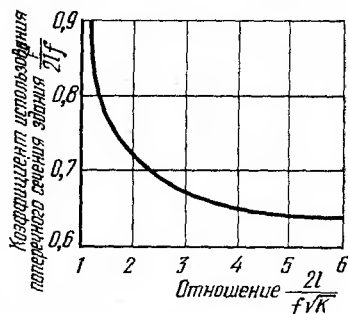


Рис. 7.20. График для определения коэффициента использования поперечного сечения здания.

риал листов футеровки — сталь класса 38/23; $R_{об} = 2,9 \cdot 10^4 \text{ тс/м}^2$; $R_{фут} = 2,1 \cdot 10^4 \text{ тс/м}^2$; $\mu_{фут} = 1,0$; $\mu_6 = 1,1$.

Исходя из данных табл. 7.5 по формуле (7.64) определяем оптимальную площадь поперечного сечения бункера

$$F_{об} = 1,49 \cdot 2,9 \cdot 10^4 \cdot \frac{1 \cdot 0,01 \cdot 275}{1,1 \cdot 2,5 \cdot 370} = 117 \text{ м}^2.$$

Длина бункера будет равна:

$$L = \frac{40000}{117 \cdot 2,5} = 137 \text{ м}.$$

Коэффициент бокового давления $k = 0,132$ (см. пример 7.6); $\sqrt{k} = 0,363$. При оптимальном соотношении размеров сечения бункера, равном 1,4, параметр $2l/f\sqrt{k} = 3,86$, тогда по рис. 7.20 коэффициент использования поперечного сечения здания составит 0,66.

Вычисляем пролет бункера ($2l$) из выражения $F/2lf = 0,66$, откуда $2l = 15,7 \text{ м}$.

Пролеты бункеров назначаются кратными пролету здания (3 м); для нашего случая принимаем пролет равным 15 м и стрелу подъема бункера

$$f = \sqrt{\frac{V 25 \cdot 7,5^4 + 12 \cdot 0,132 \cdot 117^2 - 5 \cdot 7,5^2}{2 \cdot 0,132}} = 11,5 \text{ м}.$$

§ 30. КРУГЛЫЕ БУНКЕРА И СИЛОСЫ

Круглые бункера. Круглый бункер состоит из цилиндрической и конической оболочек. Бункер опирается на колонны в месте сопряжения воронки с цилиндрической частью. Кровля бункера может быть выполнена аналогично кровле резервуаров с плоским дном (рис. 7.21).

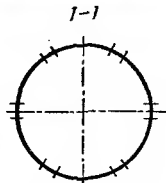
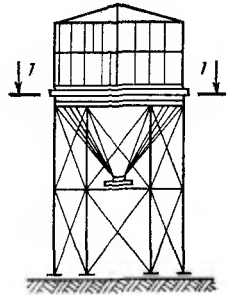


Рис. 7.21. Общий вид цилиндро-конического бункера.

Исходя из объема бункера, необходимо предварительно задаться основными геометрическими размерами; диаметром бункера D и выпускного отверстия d , высотой воронки h_2 . При этом необходимо соблюсти условие

$$\alpha > \varphi,$$

где α — угол наклона образующей к горизонту; φ — угол естественного откоса сыпучего материала.

Обычно $\alpha = \varphi + (5-10)^\circ$. Диаметр бункера уточняется из выражения

$$D = \sqrt{\frac{24V + \pi d^3 \operatorname{tg} \alpha}{\pi \left(\operatorname{tg} \alpha + 6 \frac{h_1}{D} \right)}}, \quad (7.68)$$

после чего уточняются все размеры бункера.

Полный объем бункера находится из выражения:

$$V = \frac{\pi D^2 h_1}{4} + \frac{\pi h_2}{12} (D^2 + Dd + d^2). \quad (7.69)$$

Кольцевое растягивающее усилие в цилиндрической оболочке (на единицу длины сечения по образующей)

$$N_2^u = \frac{p_n D}{2}, \quad (7.70)$$

где p_n — нормальное давление на единицу поверхности цилиндрической оболочки, определяемое по формуле (7.51).

Меридиональное растягивающее усилие в цилиндрической оболочке на уровне пересечения конуса с цилиндром на единицу длины окружности

$$N_1^z = \frac{\gamma V}{\pi D}. \quad (7.71)$$

Кольцевое растягивающее усилие конической оболочки на расстоянии z от верха

$$N_2^k = \frac{p_n' r_b}{\sin \alpha}, \quad (7.72)$$

где p_n' — нормальное давление на единицу поверхности воронки, определяемое по формуле (7.39); r_b — радиус воронки в рассматриваемом сечении.

Значения N_2^k достигают минимума при $z = h_1$ или $z = \frac{h_1 + h_2}{2}$ в зависимости от отношения h_1/h_2 .

Меридиональное растягивающее усилие в воронке на единицу ее окружности

$$N_1^k = \frac{p_b^z}{\sin \alpha}, \quad (7.73)$$

где $p_b^z = \frac{n\gamma V_z}{2\pi r}$; V_z — объем засыпки, равный

$$V = \pi r^2 z + \frac{\pi r^2 z}{12} (d^2 + da + a^2). \quad (7.74)$$

Значения N_1^k достигают максимума при $z = h_1$ или $z = \frac{h_1 + h_2}{4}$ в зависимости от отношения h_1/h_2 .

Конструкция пересечения цилиндрической и конической оболочек и схема опирания бункера на колонны показаны на рис. 7.22. Рекомендуются пересечения по типу *a* и *б*, которые уменьшают усилия от краевого эффекта.

Силосы. При расчете силосов учитывается трение сыпучего материала о стенки сосуда (рис. 7.23). Горизонтальное нормативное давление сыпучего материала в силосах определяется по формуле

$$p_{\Gamma}^{\text{H}} = a \cdot \frac{\gamma \rho}{f} \left(1 - e^{-\frac{z}{\rho} f k} \right), \quad (7.75)$$

соответственно вертикальное давление

$$p_{\text{B}}^{\text{H}} = \frac{p_{\Gamma}^{\text{H}}}{k}. \quad (7.76)$$

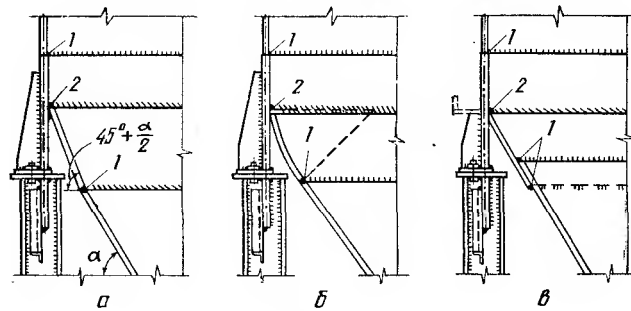


Рис. 7.22. Типы пересечения цилиндрической и конической оболочек и опирания на колонны:
a — с переходной конической вставкой; *б* — то же с криволинейной вставкой; *в* — с коническим «фартуком»; 1, 2 — монтажные и заводские швы соответственно.

Здесь f — коэффициент трения сыпучего материала о стенку; ρ — гидравлический радиус поперечного сечения силоса, равный отношению площади F к периметру поперечного сечения силоса H ; e — основание натуральных логарифмов; a — поправочный коэффициент, учитывающий повышение давления при разгрузке и обрушении сыпучего, принимаемый для нижних $\frac{2}{3}$ высоты стенок и днищ 2, для верхней $\frac{1}{3}$ высоты стенок, а также для всей высоты стенки угольных силосов 1.

Значения f приведены в табл. 7.4.

Вертикальное нормативное давление, передающееся на стенки силосов,

$$p_{\Phi}^{\text{H}} = f p_{\Gamma}^{\text{H}}. \quad (7.77)$$

Нормальное давление на наклонные стенки воронки нормативное

$$p_{\alpha}^{\text{H}} = m p_{\text{B}}^{\text{H}}, \quad (7.78)$$

где $m = \cos^2 \alpha + k \sin^2 \alpha$.

Касательная нормативная нагрузка на наклонные стенки воронки, передающаяся через трение

$$p_t^H = m' p_B^H, \quad (7.79)$$

где $m' = (1-k) \sin \alpha \cos \alpha$

В практических расчетах давление засыпки, находящейся в пределах воронки силоса, определяют как в цилиндрической оболочке, причем не учитывается уменьшение поперечных размеров силоса в пределах воронки и принимается полная глубина засыпки от ее поверхности до рассматриваемого сечения.

Определение расчетных усилий на единицу длины

Растягивающее усилие в цилиндрической оболочке в кольцевом направлении

$$N_2^H = \frac{p_r^H D}{2} \cdot \frac{an}{m}, \quad (7.80)$$

где $n=1,3$ — коэффициент перегрузки; $m=0,8$ — коэффициент условий работы.

Сжимающее усилие в цилиндрической оболочке в направлении образующей от веса засыпки, передающееся через трение, от веса перекрытия, галерей, оборудования и снега

$$N_1^H = \frac{n}{m} \rho (\gamma y - p_B^H) + \frac{p}{m}, \quad (7.81)$$

где p — вес перекрытия, галерей, оборудования и снега на 1 м периметра силоса, принимается по фактическим данным, или ориентировочно 2—3 тс/м.

Растягивающее усилие в конической оболочке (воронке) в кольцевом направлении

$$N_2^K = \frac{p_a^H \frac{\pi D_B^2}{4}}{2 \sin \alpha} \cdot \frac{an}{m}; \quad (7.82)$$

растягивающее усилие в конической оболочке в направлении образующей

$$N_1^K = \frac{p_B^H \frac{\pi D_B^2}{4} + Q_B}{\pi D_B \sin \alpha}, \quad (7.83)$$

где D_B — диаметр воронки в горизонтальном сечении, проведенном через рассматриваемую точку; Q_B — вес части воронки и засыпки ниже поверхности сечения.

Устойчивость цилиндрической части силоса при равномерном сжатии вдоль образующих проверяется согласно рекомендациям § 26 (см. формулу 7.9).

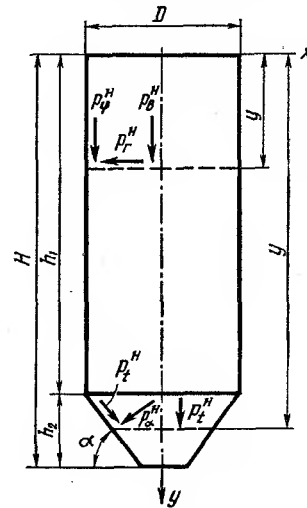


Рис. 7.23. Схема нагрузок, действующих на силос.

Пересечение корпуса силоса и воронки, а также конструкция опирания силоса на колонны осуществляется по рис. 7.22.

Пример 7.9. Рассчитать отдельный перегрузочный силос емкостью 800 т цемента. Материал — сталь ВСтЗсп5, ГОСТ 380—71.

Определение параметров силоса

Принимаем высоту силоса $H=20$ м, диаметр силоса $D=6$ м. Параметры воронки определяем из следующих соображений: диаметр выпускного отверстия воронки d принимают $[1/2—1/3] D$; угол наклона стенки воронки к горизонту назначают равным $\alpha \approx 1,5 \varphi$, где φ — угол внутреннего трения цемента, равный 30° . Окончательно принимаем $d=2$ м; $\alpha=45^\circ$.

Определение нагрузок, действующих на стенку силоса

Исходные данные: $\gamma=1,6$ тс/м³ — объемный вес цемента; $f=0,3$ — коэффициент трения цемента о стенки силоса.

Определяем величину коэффициента

$$k = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333.$$

Гидравлический радиус для цилиндра равен:

$$\rho = \frac{F}{u} = \frac{\pi r^2}{2\pi r} = \frac{r}{2} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ м.}$$

Подставляя цифровые значения в формулы (7.75) и (7.76), получим:

$$\begin{aligned} p_{\Gamma}^{\text{н}} &= \frac{\gamma}{f} \rho \left(1 - e^{-\frac{kfy}{\rho}} \right) = \frac{1,5 \cdot 1,6}{0,3} \left(1 - 2,718^{-\frac{0,333 \cdot 0,3}{1,5}} \right) = \\ &= 8 (1 - 2,718^{-0,0666y}); \\ p_{\text{в}}^{\text{н}} &= \frac{p_{\Gamma}^{\text{н}}}{0,333}. \end{aligned}$$

Давление p_{Γ} и $p_{\text{в}}$ определяем для сечений через 2 м по высоте цилиндрической части силоса и через 1 м в пределах воронки (табл. 7.6).

Определение усилий и напряжений в цилиндрической стенке силоса и в стенке воронки

Растягивающее усилие цилиндрической оболочки (на единицу длины) в кольцевом направлении определим по формуле (7.80)

$$N_2^{\text{н}} = \frac{p_{\Gamma} D}{2} \cdot \frac{a}{m} = \frac{6ap_{\Gamma}}{2 \cdot 0,8} = 3,75p_{\Gamma}.$$

Вертикальное сжимающее усилие в цилиндрической части силоса от веса сыпучего тела, передающееся через трение, определяем по формуле (8.81)

$$\begin{aligned} N_2^{\text{н}} &= \frac{1}{m} [n \rho (\gamma y - p_{\text{в}}^{\text{н}}) + p] = \frac{1}{0,8} (1,3 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,6 - 1,5p_{\text{в}} + p) = \\ &= \frac{1}{0,8} (2,81y - 1,5p_{\text{в}} + p). \end{aligned}$$

Таблица 7.6. Значения p_{Γ} и p_B

Параметры формулы (7.75)			Нормативные значения		Расчетные значения с учетом $n=1,3$		p_{Γ} с учетом коэффициента a , $тс/м^2$
y	$2,718^{0,0666y}$	$1-2,728^{-0,0666y}$	p_{Γ}^H , $тс/м^2$	p_B^H , $тс/м^2$	p_{Γ}^* , $тс/м^2$	p_B^* , $тс/м^2$	
2,0	0,878	0,122	0,976	2,93	1,27	3,81	1,27
4,0	0,763	0,237	1,90	5,70	2,47	7,41	2,47
6,0	0,670	0,330	2,64	7,92	3,43	10,3	3,43
6,0	0,670	0,330	2,64	7,92	3,43	10,3	6,86
8,0	0,589	0,411	3,29	9,87	4,28	12,84	8,56
10,0	0,512	0,488	3,90	11,70	5,07	15,21	10,14
12,0	0,449	0,551	4,41	13,24	5,73	17,21	11,46
14,0	0,394	0,606	4,85	14,58	6,31	18,95	12,62
16,0	0,346	0,654	5,24	15,74	6,81	20,46	13,62
18,0	0,301	0,699	5,59	16,79	7,27	21,80	14,54
19,0	0,284	0,716	5,74	17,24	7,46	22,40	14,92
20,0	0,264	0,736	5,89	17,7	7,65	23,0	15,00

В формуле (7.80) γ берется с коэффициентом 0,9, согласно [18]. Величину p принимаем равной 2 $тс$ на 1 $м$ периметра силоса. Назначаем толщину стенки δ 6 и 8 $мм$ в нижней части силоса.

Усилия, возникающие в цилиндрической части силоса, и соответствующие им напряжения приведены в табл. 7.7.

Растягивающие усилия в конической оболочке (воронке), вычисленные по формулам (7.82) и (7.83), и соответствующие им напряжения приведены в табл. 7.7а.

Таблица 7.7. Усилия в цилиндрической части силоса

y	N_2^H , $тс/м$	N_1^H , $тс/м$	δ , $см$	σ_2 , $кгс/см^2$	σ_1 , $кгс/см^2$
2,0	4,76	2,41	0,6	79,4	40,2
4,0	9,25	2,64		167	44
6,0	12,88	3,95		214	65,9
6,0	25,75	3,95		429	65,9
8,0	32,13	5,8		535	96,5
10,0	38,0	7,8		634	130
12,0	43,0	10,45		716	174
14,0	47,4	13,5		592	169
16,0	51,1	16,9		640	212
18,0	54,5	20,4		680	255

Таблица 7.7а. Усилия в воронке

y	D_B , $м$	D_B^2 , $м^2$	p_B , $тс/м^2$	$\frac{a}{m}$	Q_B , $тс$	$Q_B \frac{an}{m}$, $тс$	$\sin \alpha$	m	N_1^K , $тс/м$	N_2^K , $тс/м$	δ , $см$	σ_2 , $кгс/см$
18	6	36	21,8	2,5	43,5	141	0,707	0,666	127	155	0,8	1940
19	4	16	22,4	2,5	15,1	49	0,707	0,666	85	106	0,8	1326
20	2	4	23,0	2,5	0	0	0,707	0,666	41	54	0,8	675

Проверка устойчивости цилиндрической оболочки силоса при осевом сжатии
Определяем критические напряжения

$$\sigma_{\text{кр}} = C \frac{F \delta}{r} = 0,11 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^6}{300} \cdot 0,6 = 462 \text{ кгс/см}^2,$$

где $C=0,11$; $\delta=0,6 \text{ см}$; $r=300 \text{ см}$.

Цилиндрическая оболочка устойчива, так как

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{\text{кр}}} = \frac{255}{462} = 0,55 < m.$$

§ 31. ГАЗГОЛЬДЕРЫ

По конструкции газгольдеры разделяются на две группы: газгольдеры переменного объема (мокрые, сухие) с внутренним давлением газа до 400 мм вод. ст (0,04 кгс/см²) и постоянного объема с внутренним давлением газа 2,5—20 кгс/см².

Газгольдеры переменного объема. Мокрые газгольдеры имеют емкость 100—50000 м³ и состоят из водяного бассейна (резервуара), подвижного колокола, имеющего крышу и стенки, телескопа — одного или нескольких подвижных цилиндров без днищ; направляющих, служащих для перемещения последних (рис. 7.24). Нагрузками для газгольдеров являются собственный вес конструкций, давление газа под колоколом и давление воды в резервуаре.

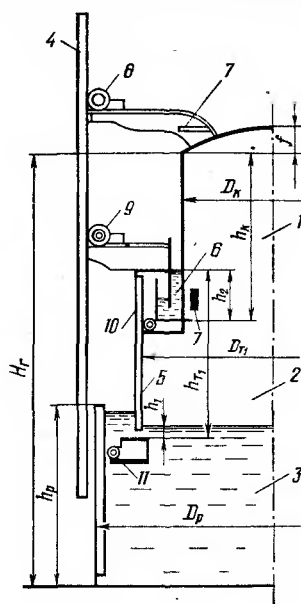


Рис. 7.24. Схема мокрого газгольдера:

1 — колокол; 2 — телескоп; 3 — резервуар; 4 — внешние направляющие; 5 — внутренние направляющие; 6 — водяной затвор; 7 — пригрузка; 8 — верхний ролик колокола; 9 — верхний ролик телескопа; 10 — нижний ролик колокола; 11 — нижний ролик телескопа.

Полезная емкость газгольдера определяется по формулам: для однозвенных газгольдеров

$$V_1 = \frac{\pi D_k^2}{4} (h_k - h_1); \quad (7.84)$$

для двухзвенных газгольдеров

$$V_2 = \frac{\pi D_k^2}{4} + \frac{\pi D_t^2}{4} (h_t - h_1 - h_2), \quad (7.85)$$

где D_k, D_T, h_k, h_T — диаметры и высоты колокола и телескопа; h_1, h_2 — размеры, указанные на рис. 7.24.

Максимальное давление газа под колоколом при наивысшем его положении равно

$$p_{\max} = \frac{4}{\pi D^2} [Q - V(\gamma_v - \gamma_r)], \quad (7.86)$$

где D — диаметр колокола в однозвенном газгольдере и диаметр нижнего звена телескопа в многозвенном газгольдере, m ; Q — общий вес колокола, телескопа, пригрузки, роликов, воды в затворах оборудования на подвижных звеньях, $тс/м$; V — объем газа, находящегося внутри газгольдера, $м^3$; γ_v — объемный вес воздуха, $тс/м^3$; γ_r — объемный вес газа, $тс/м^3$.

Толщину стенки резервуара вычисляем по формуле

$$\delta = \frac{(n_1 p + n_2 \gamma Z) r}{m \varphi R}, \quad (7.87)$$

где δ — толщина стенки, $см$; p — давление газа в газгольдере, $кгс/см^2$; v — удельный вес воды — $0,001 кгс/см^3$; z — расстояние от поверхности воды до расчетного уровня пояса, который принимается на $30 см$ выше нижней кромки; n_1, n_2 — соответственно коэффициенты перегрузки газа и жидкости, равные $1,2$ и $1,1$; m — коэффициент условий работы, равный $0,8$; φ — коэффициент прочности сварного шва; r — радиус резервуара, $см$; R — расчетное сопротивление стали, $кгс/см^2$.

Толщина стенок телескопа и колокола определяется аналогично

$$\delta = \frac{n_1 p r}{m \varphi R}, \quad (7.88)$$

где r — радиус телескопа и колокола.

Вследствие низкого давления газа толщина стенок телескопа обычно принимается конструктивно $2,5—3 мм$.

Напряжение в сферической оболочке кровли колокола находится по формуле

$$\sigma = \frac{(p - g) r_{сф}}{2\delta}, \quad (7.89)$$

где g — вес единицы площади кровли; $r_{сф}$ — радиус сферы, равный

$$r_{сф} = \frac{r^2 - f^2}{2f}. \quad (7.90)$$

Обозначения величин даны на рис. 7.25.

Кольцо жесткости колокола в месте сопряжения кровли с цилиндром рассчитывается в двух предположениях:

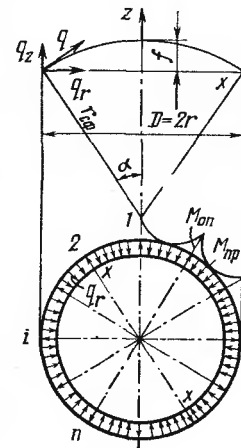


Рис. 7.25. К расчету оболочки колокола и кольца жесткости.

1. На сжатие при действии направленного внутрь распора $g_2 = q \cos \alpha$,

$$\text{где } q = \frac{pR}{2}. \quad (7.91)$$

При отсутствии радиальных балок усилие в кольце равно

$$N_k = -q_2 R = \frac{-pr \cos \alpha}{2}, \quad (7.92)$$

а напряжение составляет

$$\sigma_k = \frac{N_k}{F_k} = \frac{-pR \cos \alpha}{2F_k}, \quad (7.93)$$

где F_k — площадь сечения кольца.

В сечение кольца включается стенка и кровля по ширине $b = 0,6\sqrt{r\delta}$, но не более 40δ , и упорный уголок.

Критическая сила для равномерно-сжатого кольца

$$N_{кр} = \frac{3EI_y}{r^2}, \quad (7.94)$$

и соответствующее критическое напряжение

$$\sigma_{кр} = \frac{N_{кр}}{F_k} = \frac{3EI_y}{F_k r^2} \leq \sigma_T. \quad (7.95)$$

Кольцо устойчиво при соблюдении условия

$$n \sigma_k \leq m \sigma_{кр},$$

где n — коэффициент перегрузки; m — коэффициент условий работы, равный 0,9.

При учете работы радиальных стропил их реакция находится из формулы

$$X = \frac{pRr \cos \alpha}{\frac{Kr}{\pi} + 2EF_k \Delta_{1X}}, \quad (7.96)$$

где K — число стропил; E — модуль упругости; Δ_{1X} — радиальная горизонтальная реакция стропил при $q=1$.

Значения изгибающих моментов при количестве арок u приведены в табл. 7.9.

Таблица 7.9. Значения опорных и пролетных моментов в кольце жесткости

n	1	2	3	4	6	8	12	16
$\frac{M_{оп}}{Xr}$	-0,318	-0,137	-0,089	-0,066	-0,044	-0,32	-0,022	-0,016
$\frac{M_{пр}}{Xr}$	0,182	0,07	0,045	0,034	0,023	0,016	0,011	0,08

Сжимающее усилие в кольце

$$N_k = -qr + \frac{XK}{2\pi} \quad (7.97)$$

и напряжение

$$\sigma_k = \frac{N_k}{F_k} + \frac{M}{W} \quad (7.98)$$

Напряжения от нормальной части и момента суммируются на опоре для внутренних граней и в пролете для наружных граней.

2. Кольцо рассчитывается на распор арок стропил при отсутствии внутреннего давления и воздействия массы перекрытия и снега.

Усилие в кольце равно

$$N_k = \frac{XK}{2\pi} \quad (7.99)$$

Ветровая нагрузка на стенку колокола и телескопа находится по формулам:

$$W_1 = C_x q_w D_k (H_1 - T_1); \quad (7.100)$$

$$W_2 = C_x q_w D_T (H_2 - T_2), \quad (7.101)$$

где q_w — ветровой напор; C_x — аэродинамический коэффициент; H_1, H_2 — высоты телескопа и колокола; T_1, T_2 — размеры нахлестки соответственно колокола и телескопа, телескопа и резервуара при выдвинутом положении.

Ветровая нагрузка на крышу колокола при ветре, приложенном под углом 10° к горизонту, и аэродинамическом коэффициенте 0,7 определяется по формуле

$$W_0 = 0,1 D^2 q_w. \quad (7.102)$$

Сухие газгольдеры в нашей стране пока применяются редко. Описание их конструкции и основ расчета приведено в [17].

Газгольдеры постоянного объема. Газгольдеры постоянного объема проектируют в виде цилиндрических сосудов с полусферическими днищами или в виде сферических емкостей. Газгольдеры постоянного объема как сосуды высокого давления рассчитываются по допускаемым напряжениям согласно правилам устройства и безопасности сосудов, работающих под давлением котлонадзора. В работе [17] предлагаются формулы, основанные на методике предельных состояний, результаты расчета по которым достаточно хорошо совпадают с данными, полученными по нормам котлонадзора.

По этой методике толщина стенки цилиндрической части газгольдера определяется по формуле

$$\delta_{ц} = \frac{p D_{ср}}{2 [\sigma]_c \varphi K_M} + C_{ц}, \quad (7.103)$$

а толщина полусферического днища — по формуле

$$\delta_c = \frac{p D_{ср}}{4 [\sigma]_c \varphi} + C_c, \quad (7.104)$$

где p и np^n , p^n — нормативное давление; $n=1,1$ — коэффициент перегрузки; D_{cp} — диаметр средней поверхности; $K_M = \frac{1}{1,15}$ — коэффициент прочности шва; $[\sigma]_{ц} = Rm_{ц} (m_{ц} = 0,6)$ — коэффициент условий работы цилиндрической оболочки; $[\sigma]_{с} = Rm_{с} (m_{с} = 0,6)$ — коэффициент условий работы полусферы.

Величины $C_{ц}$ и $C_{с}$ учитывают минусовые допуски на толщину листов и увеличение толщины на коррозию, а также утолщение листа при вальцовке сферических днищ и принимаются по приближенным формулам:

$$C_{ц} = 0,4 + 0,015\delta \geq 0,5 \text{ мм}; \quad (7.105)$$

$$C_{с} = 0,4 + 0,05\delta \geq 1 \text{ мм}. \quad (7.106)$$

Напряжения в сварных швах сосуда определяются без учета величин $C_{ц}$ и $C_{с}$.

ПРИЛОЖЕНИЕ I

Таблица 1. Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

λ	C38/23	C44/29	C46/33	C52/40	C60/45	C70/60	C85/75
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
10	0,988	0,987	0,986	0,985	0,984	0,983	0,982
20	0,970	0,968	0,965	0,962	0,956	0,953	0,950
30	0,943	0,935	0,932	0,927	0,916	0,909	0,903
40	0,905	0,892	0,888	0,878	0,866	0,852	0,838
50	0,867	0,843	0,837	0,823	0,810	0,790	0,760
60	0,820	0,792	0,780	0,764	0,740	0,700	0,660
70	0,770	0,730	0,710	0,682	0,650	0,610	0,558
80	0,715	0,660	0,637	0,604	0,570	0,518	0,432
90	0,655	0,592	0,563	0,523	0,482	0,412	0,343
100	0,582	0,515	0,482	0,437	0,396	0,336	0,288
110	0,512	0,440	0,413	0,370	0,325	0,273	0,230
120	0,448	0,383	0,350	0,315	0,273	0,230	0,192
130	0,397	0,330	0,302	0,264	0,232	0,196	0,164
140	0,348	0,285	0,256	0,228	0,198	0,168	0,142
150	0,305	0,250	0,226	0,198	0,173	0,148	0,123
160	0,270	0,220	0,200	0,176	0,153	0,130	0,108
170	0,240	0,195	0,178	0,156	0,137	0,116	0,096
180	0,216	0,175	0,160	0,139	0,122	0,102	0,086
190	0,196	0,158	0,142	0,126	0,108	0,092	0,077
200	0,175	0,142	0,129	0,112	0,098	0,082	0,069
210	0,160	0,130	0,118	0,102	0,089	0,075	0,063
220	0,146	0,119	0,108	0,093	0,081	0,068	0,057

ПРИЛОЖЕНИЕ I

Таблица 2. Коэффициенты $F_{вн}$ для проверки устойчивости внецентренно-сжатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии (сжато-изогнутых) сплошностенчатых

Значения $F_{вн}$ при приведенном эксцентриситете m_1

Условная гибкость $\lambda = \sqrt{R/E}$	Значения $F_{вн}$ при приведенном эксцентриситете m_1																										
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,7	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0	
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337	30	280	260	237	222	210	183	164	150	125	110	090	072	
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307	283	259	240	225	209	196	175	157	142	122	105	88	068	
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	84	67	
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	94	79	65	
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	89	75	63	
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217	202	187	175	166	156	147	135	123	112	096	86	72	60	
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198	183	172	162	153	145	137	125	115	106	091	82	68	58	
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181	168	158	149	140	135	127	118	108	098	87	78	65	56	
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165	155	146	137	130	125	118	110	101	093	82	73	62	54	
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150	143	135	126	120	117	111	103	095	088	77	70	60	52	
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138	132	124	117	112	108	104	095	089	084	73	67	57	50	
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128	120	115	109	104	100	096	089	084	079	69	64	55	48	
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117	112	106	101	097	094	089	083	080	074	66	61	52	45	
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108	102	098	094	091	087	083	078	074	070	63	58	50	43	
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091	087	083	081	078	076	074	068	065	062	56	52	45	39	
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079	075	072	069	066	065	064	061	058	055	51	46	42	36	
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	075	070	069	067	065	062	060	059	058	057	055	052	049	45	41	38	34
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060	057	055	053	052	051	050	048	046	044	41	36	34	32	
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052	051	050	049	048	047	046	044	042	040	38	34	32	29	
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	048	048	048	047	045	044	043	042	041	041	039	038	037	35	33	30	27	
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042	041	040	040	039	039	038	037	036	036	33	32	28	26	

Примечания: 1. Значения коэффициента $F_{вн}$ в таблице увеличены в 1000 раз.
 2. Значения $F_{вн}$ принимаются не выше значений $F_{вн}$, приведенных в табл. 1. приложения I.

ПРИЛОЖЕНИЕ I

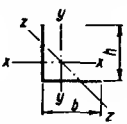
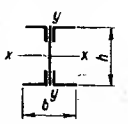
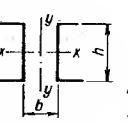
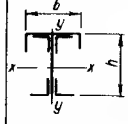
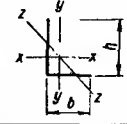
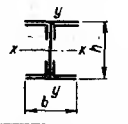
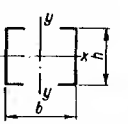
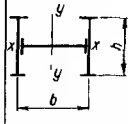
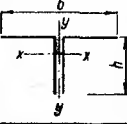
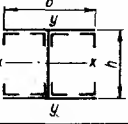
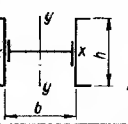
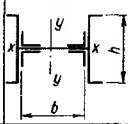
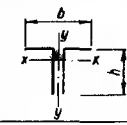
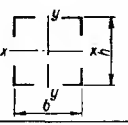
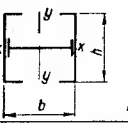
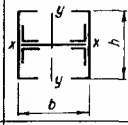
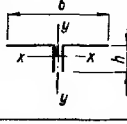
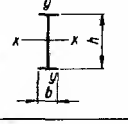
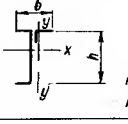
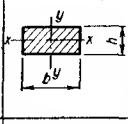
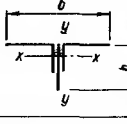
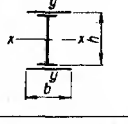
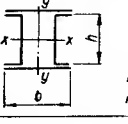
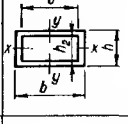
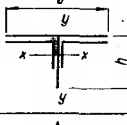
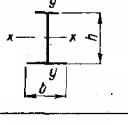
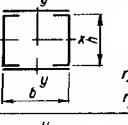
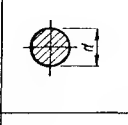
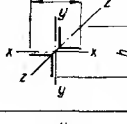
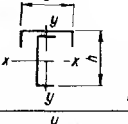
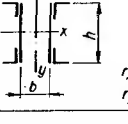
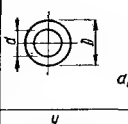
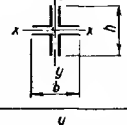
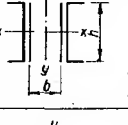
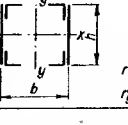
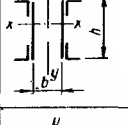
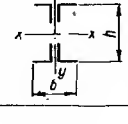
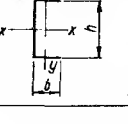
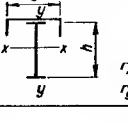
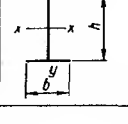
Таблица 3. Коэффициенты $F_{вн}$ для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изогнутых) сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Приведенная основная гибкость $\lambda_{пр} = \lambda_{нр} / R_{лс}$	Коэффициент $F_{вн}$ при относительном эксцентриситете m																									
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222	200	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	056	048
1	872	762	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045
2	774	673	556	479	423	381	346	318	293	255	228	202	183	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	045
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
3	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187	170	155	143	130	123	115	110	106	096	088	078	069	059	050	042
4	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160	145	133	124	118	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149	136	124	116	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048	040
5	350	315	277	250	230	212	201	188	178	161	149	138	127	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	04	039
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128	118	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
6	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	050	044	037
7	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
8	148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
9	117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079	075	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
10	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
11	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056	054	053	052	050	048	046	044	040	039	038	037	034	032	030
12	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	052	050	049	048	047	045	044	041	040	038	037	036	035	032	030	028
13	060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047	046	045	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
14	050	049	048	047	046	046	045	044	043	043	042	042	041	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025

Примечания: 1. Значения коэффициента $F_{вн}$ увеличены в 1000 раз.

2. Значения $F_{вн}$ принимаются не выше значений $F_{вн}$, приведенных в табл. 1 приложения I.

Таблица 4. Приближенные значения радиусов инерции

 $\begin{aligned} r_x &= 0,38h \\ r_y &= 0,30b \\ r_z &= 0,195h \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,40h \\ r_y &= 0,21b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,38h \\ r_y &= 0,60b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,41h \\ r_y &= 0,22b \end{aligned}$
 $\begin{aligned} r_x &= 0,32h \\ r_y &= 0,28b \\ r_z &= 0,18 \frac{h^2 + b^2}{h} \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,45h \\ r_y &= 0,235b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,38h \\ r_y &= 0,44b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,32h \\ r_y &= 0,49b \end{aligned}$
 $\begin{aligned} r_x &= 0,30h \\ r_y &= 0,215b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,44h \\ r_y &= 0,28b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,32h \\ r_y &= 0,58b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,29h \\ r_y &= 0,50b \end{aligned}$
 $\begin{aligned} r_x &= 0,32h \\ r_y &= 0,20b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,43h \\ r_y &= 0,43b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,32h \\ r_y &= 0,40b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,29h \\ r_y &= 0,45b \end{aligned}$
 $\begin{aligned} r_x &= 0,28h \\ r_y &= 0,24b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,38h \\ r_y &= 0,20b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,38h \\ r_y &= 0,21b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,29h \\ r_y &= 0,29b \end{aligned}$
 $\begin{aligned} r_x &= 0,30h \\ r_y &= 0,17b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,42h \\ r_y &= 0,22b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,44h \\ r_y &= 0,32b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,24h_{cp} \\ r_y &= 0,41b_{cp} \end{aligned}$
 $\begin{aligned} r_x &= 0,26h \\ r_y &= 0,21b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,43h \\ r_y &= 0,24b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,44h \\ r_y &= 0,38b \end{aligned}$	 $r = 0,25d$
 $\begin{aligned} r_x &= 0,21h \\ r_y &= 0,21b \\ r_z &= 0,185h \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,365h \\ r_y &= 0,275b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,37h \\ r_y &= 0,54b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r &= 0,35d_{cp} \\ d_{cp} &= \frac{d+D}{2} \end{aligned}$
 $\begin{aligned} r_x &= 0,21h \\ r_y &= 0,21b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,35h \\ r_y &= 0,56b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,37h \\ r_y &= 0,45b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,39h \\ r_y &= 0,53b \end{aligned}$
 $\begin{aligned} r_x &= 0,43h \\ r_y &= 0,24b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,39h \\ r_y &= 0,29b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,40h \\ r_y &= 0,24b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} r_x &= 0,42h \\ r_y &= 0,24b \end{aligned}$

ПРИЛОЖЕНИЕ II

Таблица 1. Коэффициент ψ для двутавровых балок из стали С38/23

α	Коэффициент ψ				
	для балок без креплений в пролете				при наличии промежуточных креплений верхнего пояса независимо от места приложения нагрузки
	при сосредоточенной нагрузке, приложенной к поясу		при равномерно распределенной нагрузке, приложенной к поясу		
	верхнему	нижнему	верхнему	нижнему	
0,1	1,73	5,0	1,5	3,81	
0,4	1,77	5,03	1,60	3,85	2,20
1	1,85	5,11	1,67	3,90	2,27
4	2,21	5,47	1,98	4,23	2,56
8	2,63	5,91	2,35	4,59	2,90
16	3,37	6,65	2,99	5,24	3,50
24	4,03	7,31	3,55	5,79	4,00
32	4,59	7,92	4,04	6,25	4,45
48	5,60	8,88	4,90	7,13	5,23
64	6,52	9,80	5,65	7,92	5,91
80	7,31	10,59	6,30	8,58	6,51
96	8,05	11,29	6,93	9,21	7,07
128	9,40	12,67	8,05	10,29	8,07
160	10,59	13,83	9,04	11,30	8,95
240	13,21	16,36	11,21	13,48	10,86
320	15,31	18,55	13,04	15,29	12,48
400	17,24	20,48	14,57	16,80	13,91

Примечания: 1. При одном креплении в середине пролета различают следующие случаи:

сосредоточенная сила в середине пролета независимо от уровня приложения $\psi=1,75\psi^*$;

то же в четверти пролета или равномерно распределенная нагрузка, приложенная к верхнему поясу, $\psi=1,14\psi^*$;

то же в четверти пролета, приложенная к нижнему поясу, $\psi=1,6\psi^*$;

равномерно распределенная по нижнему поясу нагрузка, $\psi=1,3\psi^*$. Здесь под ψ^* понимается значения ψ из столбца 5.

2. Для сталей классов С44/29—С85/75 табличные значения должны быть умножены на $2,1/R$, где R в $т/см^2$.

ПРИЛОЖЕНИЕ II

Таблица 2. Коэффициент ψ для консолей двутаврового сечения из стали класса С38/23 при сосредоточенной нагрузке, приложенной к концу консоли

α	Коэффициенты ψ при нагрузке, приложенной к поясу		α	Коэффициенты ψ при нагрузке, приложенной к поясу	
	верхнему	нижнему		верхнему	нижнему
4	1,57	6,52	14	3,30	7,35
6	1,98	6,70	16	3,60	7,50
8	2,32	6,87	24	4,50	8,10
10	2,67	7,03	32	5,30	8,60
12	3,00	7,19	40	5,90	9,00
			100	9,00	12,00

Примечания: 1. Для сталей классов С44/29—С85/75 табличные значения должны быть умножены на отношение $2,1/R$, где R в $т/см^2$.

2. При равномерно распределенной нагрузке по верхнему поясу консоли $\psi=1,42\sqrt{\alpha}$.

ПРИЛОЖЕНИЕ II

Таблица 3. Момент инерции при кручении J_K прокатных двутавров (по ГОСТ 8239—72)

№ двутавра	$J_K, \text{см}^4$	№ двутавра	$J_K, \text{см}^4$	№ двутавра	$J_K, \text{см}^4$
10	2,28	22	8,60	33	23,8
12	2,88	22а	9,77	36	31,4
14	3,59	24	11,1	40	40,6
16	4,46	24а	12,8	45	56,5
18	5,60	27	13,6	50	78,5
18а	6,54	27а	16,7	55	106,0
20	6,92	30	17,4	60	144,0
20а	7,94	30а	20,3		

Таблица 4. Коэффициенты φ_6^1 и $\varphi_{6.н}^1$

$\varphi_6 (\varphi_{6.н})$	$\varphi_6^1 (\varphi_{6.н}^1)$	$\varphi_6 (\varphi_{6.н})$	$\varphi_6^1 (\varphi_{6.н}^1)$	$\varphi_6 (\varphi_{6.н})$	$\varphi_6^1 (\varphi_{6.н}^1)$
0,85	0,850	1,10	0,927	1,35	0,973
0,90	0,871	1,15	0,938	1,40	0,980
0,95	0,890	1,20	0,948	1,45	0,987
1,00	0,904	1,25	0,957	1,50	0,994
1,05	0,916	1,30	0,964	1,55	1,00

Таблица 5. Коэффициенты А и С

Вид нагрузки	Коэффициент	Коэффициент С при сечении	
		двутавровом $n < 0,9$	тавровом $n=1$
Сила, сосредоточенная в середине пролета	3,265	$0,33n (1-n) \times (9,87 + \alpha_1)$	0,0826 α
Равномерно распределенная нагрузка	2,247	$0,481n (1-n) \times (9,87 + \alpha_1)$	0,1202 α
Чистый изгиб	4,315	$0,101n (1-n) \times (9,87 + \alpha_1)$	0,0253 α

Примечание. При $n > 0,9$ значения φ определяются интерполяцией между значениями φ , вычисленными при $n=0,9$ и $n=1$.

Таблица 6. Коэффициент B

Схема сечения и место приложения нагрузки	Коэффициент B при нагрузке	
	силой, сосредоточенной в середине пролета	равномерно распределенной
	$n + 0,734 \frac{\beta_y}{h}$	$n + 1,145 \frac{\beta_y}{h}$
	$n - 1 + 0,734 \frac{\beta_y}{h}$	$n - 1 + 1,145 \frac{\beta_y}{h}$
	$1 - n - 0,734 \frac{\beta_y}{h}$	$1 - n - 1,145 \frac{\beta_y}{h}$
	$-n - 0,734 \frac{\beta_y}{h}$	$-n - 1,145 \frac{\beta_y}{h}$

Примечание 1. При чистом изгибе, вызывающем сжатие большого пояса $B = \frac{\beta_y}{h}$, растяжение большого пояса $B = -\frac{\beta_y}{h}$

2. В табл. 5.6 приняты следующие обозначения:

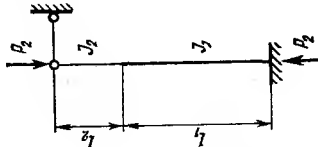
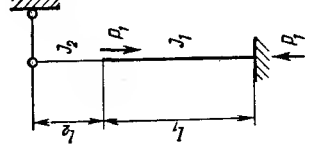
$$\beta_y = \left[0,43 - 0,065 \left(\frac{b_1}{h} \right)^2 \right] (2n - 1)h;$$

$I_\omega = \frac{I_1 I_2}{I_4} h^2$ — секторный момент инерции сечения;

$I_\kappa = \frac{\gamma}{3} \sum \delta_i \delta^3$ — момент инерции при кручении; b_i и δ_i — ширина и толщина элементарных прямоугольников, образующих сечение; $\gamma = 1,3$ — для двутаврового сечения; $\gamma = 1,2$ — для таврового сечения (для двутаврового сечения с одной осью симметрии принимается промежуточное значение γ).

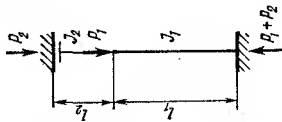
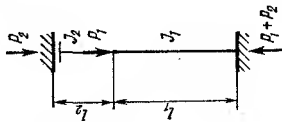
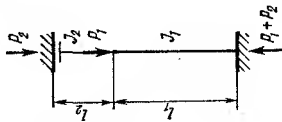
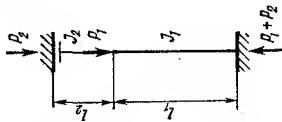
ПРИЛОЖЕНИЕ III

Т а б л и ц а 1. Коэффициенты расчетной длины μ_{12} и μ_{11} для колонн с неподвижным шарнирно опертным верхним концом

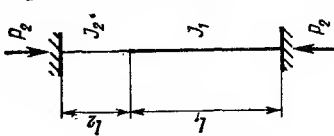
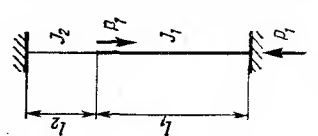
Расчетная схема	J_2/J_1	Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} при l_2/l_1														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
	<i>Коэффициент μ_{12}</i>															
	0,04	1,02	1,84	2,25	2,59	2,85	3,08	3,24	3,42	3,70	4,00	4,55	5,25	5,80	6,55	7,20
	0,06	0,91	1,47	1,93	2,26	2,57	2,74	2,90	3,05	3,24	3,45	3,88	4,43	4,90	5,43	5,93
	0,08	0,86	1,31	1,73	2,05	2,31	2,49	2,68	2,85	3,00	3,14	3,53	3,93	4,37	4,85	5,28
	0,1	0,83	1,21	1,57	1,95	2,14	2,33	2,46	2,60	2,76	2,91	3,28	3,61	4,03	4,43	4,85
	0,2	0,79	0,98	1,23	1,46	1,67	1,85	2,02	2,15	2,28	2,40	2,67	2,88	3,11	3,42	3,71
	0,3	0,78	0,90	1,09	1,27	1,44	1,60	1,74	1,86	1,98	2,11	2,35	2,51	2,76	2,99	3,25
	0,4	0,78	0,88	1,02	1,17	1,32	1,45	1,58	1,69	1,81	1,92	2,14	2,31	2,51	2,68	2,88
	0,5	0,78	0,86	0,99	1,10	1,22	1,35	1,47	1,57	1,67	1,76	1,96	2,15	2,34	2,50	2,76
	1,0	0,78	0,85	0,92	0,99	1,06	1,13	1,20	1,27	1,34	1,41	1,54	1,68	1,82	1,97	2,10
	<i>Коэффициент μ_{11}</i>															
	0,04	0,67	0,67	0,83	1,25	1,43	1,55	1,65	1,70	1,75	1,78	1,84	1,87	1,88	1,90	1,92
	0,06	0,67	0,67	0,81	1,07	1,27	1,41	1,51	1,60	1,64	1,70	1,78	1,82	1,84	1,87	1,88
	0,08	0,67	0,67	0,75	0,98	1,19	1,32	1,43	1,51	1,58	1,63	1,72	1,77	1,81	1,82	1,84
	0,1	0,67	0,67	0,73	0,93	1,11	1,25	1,36	1,45	1,52	1,57	1,66	1,72	1,77	1,80	1,82
	0,2	0,67	0,67	0,69	0,75	0,89	1,02	1,12	1,21	1,29	1,36	1,46	1,54	1,60	1,65	1,69
	0,3	0,67	0,67	0,67	0,71	0,80	0,90	0,99	1,08	1,15	1,22	1,33	1,41	1,48	1,54	1,59
	0,4	0,67	0,67	0,67	0,69	0,75	0,84	0,92	1,00	1,07	1,13	1,24	1,33	1,40	1,47	1,51
	0,5	0,67	0,67	0,67	0,69	0,73	0,81	0,87	0,94	1,01	1,07	1,17	1,26	1,33	1,39	1,44
	1,0	0,67	0,67	0,67	0,68	0,71	0,74	0,78	0,82	0,87	0,91	0,99	1,07	1,13	1,19	1,24

ПРИЛОЖЕНИЕ III

Таблица 2. Коэффициенты расчетной длины μ_1 для колонн с верхним концом, закрепленным только от поворота

Расчетная схема	Коэффициент μ_1 при l_0/l_1																					
	C_1	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0	
	0	2,0	1,92	1,86	1,80	1,76	1,70	1,67	1,64	1,60	1,57	1,55	1,50	1,46	1,43	1,40	1,37	1,32	1,18	1,10	1,05	
	0,2	2,0	1,93	1,87	1,82	1,76	1,71	1,68	1,64	1,62	1,59	1,56	1,52	1,48	1,45	1,41	1,39	1,33	1,20	1,11	—	—
	0,4	2,0	1,94	1,88	1,83	1,77	1,75	1,72	1,69	1,66	1,62	1,61	1,57	1,53	1,50	1,48	1,45	1,40	—	—	—	—
	0,6	2,0	1,95	1,91	1,86	1,83	1,79	1,77	1,76	1,72	1,71	1,69	1,66	1,63	1,61	1,59	—	—	—	—	—	
	0,8	2,0	1,97	1,94	1,92	1,90	1,88	1,87	1,86	1,85	1,83	1,82	1,80	1,79	—	—	—	—	—	—	—	
	1,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	1,5	2,0	2,12	2,25	2,33	2,38	2,43	2,48	2,52	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	2,0	2,0	2,45	2,66	2,81	2,91	3,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	2,5	2,5	2,94	3,17	3,34	3,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	3,0	3,0	3,43	3,70	3,93	4,12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

ПРИЛОЖЕНИЕ III
Таблица 3. Коэффициенты расчетной длины μ_{12} и μ_{11} для колонн с неподвижным верхним концом, закрепленным от поворота.

Расчетная схема	J_2/J_1	Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} при J_2/J_1														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
	Коэффициенты μ_{12}															
	0,04	0,78	1,02	1,53	1,73	2,01	2,21	2,38	2,54	2,65	2,85	3,24	3,70	4,20	4,76	5,23
	0,06	0,70	0,86	1,23	1,47	1,73	1,93	2,08	2,23	2,38	2,49	2,81	3,17	3,50	3,92	4,30
	0,08	0,68	0,79	1,05	1,31	1,54	1,74	1,91	2,05	2,20	2,31	2,55	2,80	3,11	3,45	3,73
	0,1	0,67	0,76	1,00	1,20	1,42	1,61	1,78	1,92	2,04	2,20	2,40	2,60	2,86	3,18	3,41
	0,2	0,64	0,70	0,79	0,93	1,07	1,23	1,41	1,50	1,60	1,72	1,92	2,11	2,28	2,45	2,64
	0,3	0,62	0,68	0,74	0,85	0,95	1,06	1,18	1,28	1,39	1,48	1,67	1,82	1,96	2,12	2,20
	0,4	0,60	0,66	0,71	0,78	0,87	0,99	1,07	1,16	1,26	1,34	1,50	1,65	1,79	1,94	2,08
	0,5	0,59	0,65	0,70	0,77	0,82	0,93	0,99	1,08	1,17	1,23	1,39	1,53	1,66	1,79	1,92
	1,0	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
	Коэффициенты μ_{11}															
	0,04	0,66	0,68	0,75	0,94	1,08	1,24	1,37	1,47	1,55	1,64	1,72	1,78	1,81	1,85	1,89
	0,06	0,65	0,67	0,68	0,76	0,94	1,10	1,25	1,35	1,44	1,50	1,61	1,69	1,74	1,79	1,82
	0,08	0,64	0,66	0,67	0,68	0,84	1,00	1,12	1,25	1,34	1,41	1,53	1,62	1,68	1,75	1,79
	0,1	0,64	0,65	0,65	0,65	0,78	0,92	1,05	1,15	1,25	1,33	1,45	1,55	1,62	1,68	1,71
	0,2	0,62	0,64	0,65	0,65	0,66	0,73	0,83	0,92	1,01	1,09	1,23	1,33	1,41	1,48	1,54
	0,3	0,60	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,73	0,81	0,89	0,94	1,09	1,20	1,28	1,35	1,41
	0,4	0,58	0,63	0,63	0,64	0,64	0,66	0,68	0,75	0,82	0,88	1,01	1,10	1,19	1,26	1,32
	0,5	0,57	0,61	0,63	0,64	0,64	0,65	0,68	0,72	0,77	0,83	0,94	1,04	1,12	1,19	1,25
	1,0	0,55	0,58	0,60	0,61	0,62	0,63	0,65	0,67	0,70	0,73	0,80	0,88	0,93	1,01	1,05

ПРИЛОЖЕНИЕ IV

Предельные прогибы и перемещения элементов стальных конструкций

Элементы конструкций	Величина предельных прогибов и перемещений в долях от пролета и высоты колонн	Элементы конструкций	Величина предельных прогибов и перемещений в долях от пролета и высоты колонн
Подкрановые балки и фермы:		Балки покрытий и чердачных перекрытий:	
а) при ручных кранах	1/500	а) главные балки и фермы	1/250
б) при электрических кранах грузоподъемностью до 50 тс (включительно)	1/600	б) прогоны	1/200
в) то же, более 50 тс	1/750	в) при наличии штукатурки прогиб балок перекрытий только от временной нагрузки	1/350
Пути кран-балок	1/500	Элементы фахверка:	
Монорельсовые пути	1/400	а) стойки, ригели	1/300
Балки рабочих площадок промышленных зданий:		б) прогоны остекления (в вертикальной и горизонтальной плоскостях)	1/200
а) при отсутствии рельсовых путей:		Смещение колонн от воздействия кранов в зданиях и сооружениях с тяжелым режимом работы:	
главные балки	1/400	а) смещение в поперечном направлении:	
прочие балки	1/250	при плоской расчетной схеме	1/250
б) при наличии узкоколейных путей	1/400	при пространственной расчетной схеме	1/400
в) то же, ширококолейных путей	1/600	б) смещение в продольном направлении	1/400
Балки междуэтажных перекрытий:			
а) главные балки	1/400		
б) прочие балки	1/250		

ПРИЛОЖЕНИЕ V

Указания по применению стали для стальных конструкций зданий и сооружений

Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм	Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм
-------------	-------------	---	-------------	-------------	---

Группа I. Сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях и подвергающиеся непосредственному воздействию динамических или вибрационных нагрузок (балки рабочих площадок главных зданий мартеновских и коверторных цехов, элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающие нагрузку от подвижных составов; подкрановые балки; фасонки стропильных и подстропильных ферм и т. п.)

Расчетная температура $t \geq -40^\circ \text{C}$

C38/23	V18Гпс5	От 5 до 30	C46/33	10Г2С1	От 4 до 10
	ВСтЗсп5	» 5 » 25		10Г2С1Д	» 11 » 40
	M16С	» 26 » 40		15ХСНД	» 5 » 32
				14Г2*	» 4 » 32
C44/29	СтТсп	От 10 до 25	C52/40	10Г2С1**	От 10 до 40
	09Г2С	» 21 » 60		10ХСНД	» 4 » 40
C46/33	09Г2С	От 4 до 20			

Продолжение приложения V

Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм	Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм
-------------	-------------	---	-------------	-------------	---

Расчетная температура $-40^{\circ}\text{C} > t \geq -65^{\circ}\text{C}$

C44/29	09Г2С	От 21 до 60	C52/40	10Г2С1** 10ХСНД	От 10 до 40 » 11 » 40
C46/33	09Г2С	» 4 » 20			

Группа II. Сварные конструкции, находящиеся под непосредственным воздействием динамических или вибрационных нагрузок, кроме перечисленных в группе I (пролетные строения наклонных мостов доменных печей, пролетные строения и опоры транспортных галерей и т. п.)

Расчетная температура $t \geq -30^{\circ}\text{C}$

C38/23	ВСтЗпс6 В-18Гпс5 ВСтЗпс5 09Г2С	От 5 до 10 » 11 » 30 » 11 » 25 » 61 » 160	C52/40	10Г2С1** 10ХСНД 14Г2АФ 15Г2АФДпс	От 10 до 40 » 4 » 40 » 4 » 50 » 10 » 32
	C44/29	СтТсп			
C46/33	14Г2 10Г2С1 10Г2С1Д 15ХСНД	От 4 до 32 » 4 » 10 » 11 » 40 » 5 » 32	C60/45	15ХСНД** 16Г2АФ 18Г2АФпс 15Г2СФ	От 10 до 32 » 4 » 50 » 4 » 32 » 8 » 32
	C44/29	СтТсп			

Расчетная температура $-30^{\circ}\text{C} > t \geq -40^{\circ}\text{C}$

C38/23	ВСтЗпс6 В18Гпс5 ВСтЗпс5	От 5 до 10 » 11 » 30 » 11 » 25	C52/40	10Г2С1** 10ХСНД 14Г2АФ 15Г2АФДпс	От 10 до 40 » 4 » 40 » 4 » 50 » 10 » 32
	C44/29	СтТсп			
C46/33	14Г2 10Г2С1 10Г2С1Д 15ХСНД	От 4 до 32 » 4 » 10 » 11 » 40 » 5 » 32	C60/45	15ХСНД** 16Г2АФ 18Г2АФпс 15Г2СФ**	От 10 до 32 » 4 » 50 » 8 » 32 » 8 » 32
	C44/29	СтТсп			

Расчетная температура $-40^{\circ}\text{C} > t \geq -65^{\circ}\text{C}$

C38/23	09Г2С	От 61 до 160	C46/33	10Г2С1Д 15ХСНД	От 11 до 60 » 4 » 32
C44/29	09Г2С	От 21 до 60			
C46/33	09Г2С 10Г2С1	От 4 до 20 » 4 » 10	C52/40	10Г2С1** 10ХСНД	От 10 до 40 » 11 » 40

Группа III. Сварные конструкции перекрытий и покрытий (фермы, за исключением фасонек, ригели рам, главные балки перекрытий и т. п.)

Расчетная температура $t \geq -30^\circ\text{C}$

Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм	Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм
С38/23	ВСтпс6	От 5 до 25	С52/40	15Г2СФ	От 4 до 32
	ВСтЗГпс5	» 10 » 30		С60/45	15ХСНД**
С44/29	СтТсп	От 10 до 25	16Г2АФ		» 4 » 50
	С46/33	14Г2	От 4 до 32		18Г2АФпс
С52/40		10Г2С1**	От 10 до 40	С70/60	15Г2СФ**
	14Г2АФ	» 4 » 50	12Г2СМФ		От 10 до 32
	15Г2АФДпс	» 10 » 32	14ГСМФР		» 4 » 40

Расчетная температура $-30^\circ\text{C} > t \geq -40^\circ\text{C}$

С38/23	ВСтЗпс6	От 5 до 10	С60/45	15ХСНД**	От 10 до 32	
	ВСтЗГпс5	» 11 » 30		16Г2АФ	» 4 » 50	
С44/29	В18Гпс5	» 11 » 30		С70/60	15Г2СФ**	» 8 » 32
	ВСтЗсп5	» 11 » 25			18Г2АФпс	» 4 » 32
С46/33	14Г2	От 4 до 32	С70/60	12Г2СМФ	От 10 до 32	
С52/40	10Г2С1**	От 10 до 40		С70/60	14ГСМФР	» 4 » 40
	14Г2АФ	» 4 » 50				
	15Г2АФДпс	» 10 » 32				
	15Г2СФ	» 4 » 32				

Расчетная температура $-40^\circ\text{C} > t \geq -65^\circ\text{C}$

С44/29	09Г2С	От 21 до 60	С46/33	15ХСНД	От 4 до 32
	09Г2	» 5 » 10		С52/40	10Г2С1**
С46/33	09Г2С	От 4 до 20	С52/40		10ХСНД
	10Г2С1	» 4 » 60			

Группа IV. Сварные конструкции, не подвергающиеся непосредственному воздействию подвижных или вибрационных нагрузок (колонны, стойки, прогоны покрытий, опорные плиты; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование и трубопроводы, сварные балки, бункера)

Расчетная температура $t \geq -30^\circ\text{C}$

С38/23	ВСтЗкп2	От 4 до 160	С60/45	16Г2АФ	От 4 до 50
С44/29	СтТпс	От 10 до 40		15Г2СФ**	» 8 » 32
С46/33	14Г2	От 4 до 32		18Г2АФпс	» 4 » 32

Продолжение приложения V

Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм	Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм
С52/40	10Г2С1**	От 10 до 40	С70/60	12Г2СМФ	От 10 до 32
	14Г2АФ	» 4 » 50		14ГСМФР	» 4 » 40
	15Г2АФДпс	» 10 » 32			
	15Г2СФ	» 4 » 32			

Расчетная температура $-30^{\circ}\text{C} > t \geq -40^{\circ}\text{C}$

С38/23	ВСтЗпс6	От 5 до 25	С52/40	15Г2АФДпс	От 10 до 32
	ВСтЗГпс5	» 10 » 30		15Г2СФ	» 4 » 32
	В18Гпс5	» 10 » 30			
С44/29	СтТпс	От 10 до 25	С60/45	16Г2АФ	От 4 до 50
				18Г2АФпс	» 4 » 32
				15Г2СФ	» 8 » 32
С46/33	14Г2	От 4 до 32	С70/60	12Г2СМФ	От 10 до 32
С52/40	10Г2С1**	От 10 до 40		14ГСМФР	» 4 » 40
	14Г2АФ	» 4 » 50			

Расчетная температура $-40^{\circ}\text{C} > t \geq -50^{\circ}\text{C}$

С38/23	09Г2С*****	От 61 до 160	С44/29	10Г2С1*****	От 61 до 160
С44/29	СтТсп	От 10 до 25	С46/33	09Г2С	От 4 до 20
	09Г2	» 5 » 32		10Г2С1	» 4 » 60
	09Г2С	» 21 » 60	С52/40	10Г2С1**	От 10 до 40

Расчетная температура $-50^{\circ}\text{C} > t \geq -65^{\circ}\text{C}$

С44/29	09Г2С	От 21 до 60	С52/40	10Г2С1**	От 10 до 40
С46/33	09Г2С	От 4 до 20		10ХСНД	» 11 » 40
	10Г2С1	» 4 » 60			
	15ХСНД	» 4 » 32			

Группа V. Конструкции I, II, III, IV групп, монтируемые при расчетной температуре ниже -40°C и эксплуатируемые в отапливаемых помещениях.

Все марки сталей, рекомендуемые для конструкций I, II, III и IV групп, с заменой требования по ударной вязкости при температуре минус 70°C требованием по ударной вязкости при температуре -40°C .

Значение ударной вязкости должно быть не менее $3 \text{ кгс}\cdot\text{м}/\text{см}^2$.

Группа VI. Вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, элементы фахверка, лестницы, площадки, опоры светильников и т. п.) и слабонагруженные конструкции и элементы с напряжением менее 0,4 расчетного сопротивления

Расчетная температура $t \geq -40^{\circ}\text{C}$

С38/23	ВСтЗкп2	От 4 до 30
--------	---------	------------

Расчетная температура $-40^{\circ}\text{C} > t \geq -65^{\circ}\text{C}$

Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм	Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм
C38/23	BСт3сп5 BСт3Гпс5 B18Гпс5	От 5 до 25 » 5 » 30 » 5 » 30			

Группа VII. Конструкции, относящиеся к группам I, II и III, при выполнении их клепаными

Расчетная температура $t \geq -40^{\circ}\text{C}$

C38/23	BСт3пс6	От 5 до 25	C44/29	09Г2	От 5 до 32
C38/23	BСт3Гпс5 B18Гпс5	От 10 до 30 » 10 » 30	C46/33	14Г2	От 4 до 32
C44/29	СтТпс	От 10 до 25	C52/40	10Г2С1**	От 10 до 40

Расчетная температура $-40^{\circ}\text{C} > t \geq -65^{\circ}\text{C}$

C44/29	СтТсп 09Г2 09Г2С	От 10 до 25 » 4 » 20 » 21 » 32	C46/33	14Г2 10Г2С1	» 4 » 32 От 4 до 32
			C52/40	10Г2С1**	От 10 до 40

Группа VIII. Конструкции, относящиеся к группе IV, при выполнении их клепаными, а также элементы конструкций, не имеющие сварных соединений

Расчетная температура $t \geq -40^{\circ}\text{C}$

C38/23	BСт3кп2	От 4 до 30	C46/33	14Г2	От 4 до 32
C44/29	СтТкп	От 10 до 25	C52/40	10Г2С1**	От 10 до 40

Расчетная температура $-40^{\circ}\text{C} > t \geq -65^{\circ}\text{C}$

C44/29	СтТсп 09Г2 09Г2С	От 10 до 25 » 4 » 20 » 21 » 32	C46/33	14Г2 10Г2С1	От 4 до 32 » 4 » 32
			C52/40	10Г2С1**	От 10 до 40

Группа IX. Конструкции, относящиеся к группе VI, не имеющие сварных соединений

Расчетная температура $t \geq -40^{\circ}\text{C}$

C38/23	BСт3кп2	До 30			
--------	---------	-------	--	--	--

Расчетная температура $-40^{\circ}\text{C} > t \geq -65^{\circ}\text{C}$

Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм	Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм
C38/23	ВСтЗсп5 ВСтЗГпс5	От 5 до 25 » 5 » 30	C38/23	В18Гпс5	От 5 до 30

* Не применяется нигде, кроме фасонки ферм.

** Сталь термоупрочненная.

*** См. примечание 2 к табл. 1.7.

**** Применяется только для опорных плит (см. примечание 2 к табл. 1.7).

***** Применяется только для опорных плит.

Примечания: 1. Указания настоящей таблицы не распространяются на стальные конструкции специальных сооружений: магистральные и технологические трубопроводы, резервуары специального назначения (для хранения нефтепродуктов и др.), кожухи доменных печей и воздухонагревателей, мачты и башни сооружений связи, опоры линий электропередачи, опоры контактных сетей и т. п. Марки стали для этих конструкций устанавливаются соответствующими главами СНиП или специальными руководствами.

2. За расчетную температуру принимается:

а) при возведении конструкций в районах с расчетной температурой наружного воздуха минус 40°C и выше — температура, при которой конструкции эксплуатируются;

б) при возведении конструкций в районах с расчетной температурой наружного воздуха ниже минус 40°C — температура данного района.

За температуру наружного воздуха района принимается средняя температура наиболее холодной пятидневки, согласно указаниям главы СНиП по строительной климатологии и геофизике.

3. Сталь всех марок должна удовлетворять требованиям на загиб в холодном состоянии и ударной вязкости согласно нормам соответствующих ГОСТов в технических условиях.

4. При толщинах проката 4 мм и менее приведенные в таблице марки стали применяются без требований по ударной вязкости.

5. К конструкциям, подвергающимся динамическому воздействию подвижных нагрузок, относятся конструкции, подлежащие расчету на выносливость.

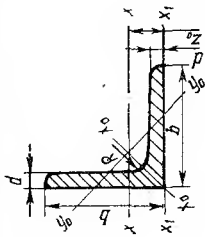
6. За толщину, указанную в графе 3, для двутавров и швеллеров принимается толщина стенки.

7. Сталь поставляется по следующим ГОСТам: ВСтЗкп2, ВСтЗпс6, ВСтЗГпс5, ВСтЗсп5 — ГОСТ 380—71; М16С — ГОСТ 6713—53; В18Гпс5—ЧМТУ 1—47—67; СтТсп — ГОСТ 14637—69; 09Г2С, 10Г2С1Д, 14Г2, 10ХСНД, 15ХСНД — ГОСТ 5058—65*; 14Г2АФ, 16Г2АФ — ЧМТУ 1—349—68; 15Г2АФДпс — ТУ 14—1—91—71, 18Г2АФпс — ЧМТУ 1—741—69; 15Г2СФ — ТУ 14—1—64—71; 12Г2СМФ — ЧМТУ 1—644—69; 14ГСМФР — ЧМТУ 1—45—67.

СОРТАМЕНТ СТАЛЬНЫХ ПРОКАТНЫХ ПРОФИЛЕЙ
Таблица 1. Сталь прокатная угловая равнополочная

$$W = \frac{5}{18} b \cdot (b - d) \cdot d =$$

ПРИЛОЖЕНИЕ VI



- Обозначения:
- b — ширина полки;
 - d — толщина полки;
 - R — радиус внутреннего закругления;
 - r — радиус закругления полки;
 - J — момент инерции;
 - i — радиус инерции;
 - z — расстояние от центра тяжести



По ГОСТ 8509-78

№ профи-ля	Размеры, мм			Площадь про-филя, см²	Масса, 1м, кг	Справочные величины для осей						Радиус инерции i , мм		
	b	d	r			J_{x_1} , см⁴	J_{x_2} , см⁴	J_{x_0} , см⁴ макс.	J_{y_0} , см⁴ мин.	J_{y_1} , см⁴ макс.	J_{y_2} , см⁴ мин.	J_{z_0} , см⁴	10 мм	12 мм
4	40	3	1,7	3,55	1,85	2,35	5,63	1,55	1,47	0,79	6,35	1,09	—	—
		4		4,58	2,42	3,08	7,26	1,53	1,9	0,78	8,53	1,13	—	—
		5		5,53	2,97	3,79	8,75	1,54	2,3	0,79	10,73	1,17	—	—
4,5	45	3	1,7	5,13	2,08	2,65	8,13	1,75	2,12	0,89	9,04	1,21	—	—
		4		6,63	2,73	3,48	10,5	1,74	2,74	0,89	12,1	1,26	—	—
		5		8,03	3,37	4,29	12,7	1,72	3,33	0,88	15,3	1,3	—	—
5	50	3	1,8	7,11	2,32	2,96	11,3	1,95	2,95	1	12,4	1,33	—	—
		4		9,21	3,05	3,89	14,6	1,94	3,8	0,99	16,6	1,38	2,43	2,58
		5		11,2	3,77	4,8	17,8	1,92	4,63	0,98	20,9	1,42	2,45	2,61
5,6	56	4	2	13,1	3,44	4,38	20,8	2,18	5,41	1,11	23,3	1,52	2,66	2,74
		5		16	4,25	5,41	25,4	2,16	6,59	1,1	29,2	1,57	2,69	2,77

ПРИЛОЖЕНИЕ VI

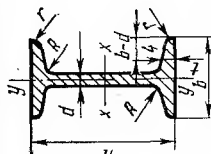
№ профи- ля	Размеры, мм				Площадь профи- ля, см ²	Масса, т, кг	Справочные величины для осей						Радиус инерции i_{y_0} , см, при δ , равном				
	b	d	R	r			x-x		x ₀ -x ₀		y ₀ -y ₀		x ₁ -x ₁	z ₀ , см			
							f, см	f, см	f, см макс.	f, см макс.	f, см мин.	f, см мин.		10 мм	12 мм	14 мм	
6,3	63	4	7	2,3	4,96	3,9	18,9	1,95	29,9	2,45	7,81	1,25	33,1	1,69	2,93	3,01	3,09
		5			6,13	4,81	23,1	1,94	36,6	2,44	9,52	1,25	41,5	1,74	2,96	3,04	3,12
		6			7,28	5,72	27,1	1,93	42,9	2,43	11,2	1,24	50	1,78	2,99	3,06	3,14
7	70	4,5	8	2,7	6,2	4,87	29	2,16	46	2,72	12	1,39	51	1,88	3,22	3,29	3,36
		5			6,86	5,38	31,9	2,16	50,7	2,72	13,2	1,39	56,7	1,9	3,23	3,3	3,38
		6			8,15	6,39	37,6	2,15	59,6	2,71	15,5	1,38	68,4	1,94	3,25	3,33	3,4
		7			9,42	7,39	43	2,14	68,2	2,69	17,8	1,37	80,1	1,99	3,28	3,36	3,43
		8			10,7	8,37	48,2	2,13	76,4	2,68	20	1,37	91,9	2,02	3,29	3,3	3,45
7,5	75	5	9	3	7,39	5,8	39,5	2,31	62,6	2,91	16,4	1,49	69,6	2,02	3,42	3,49	3,57
		6			8,78	6,89	46,6	2,3	73,9	2,9	19,3	1,48	83,9	2,06	3,44	3,52	3,60
		7			10,1	7,96	53,3	2,29	84,6	2,89	22,1	1,48	98,3	2,1	3,47	3,55	3,61
		8			11,5	9,02	59,8	2,28	94,9	2,87	24,8	1,47	113	2,15	3,5	3,57	3,65
		9			12,8	10,1	66,1	2,27	105	2,86	27,5	1,46	127	2,18	3,51	3,59	3,66
8	80	5,5	9	3	8,63	6,78	52,7	2,47	83,6	3,11	21,8	1,59	93,2	2,17	3,64	3,71	3,78
		6			9,38	7,36	57	2,47	90,4	3,11	23,5	1,58	102	2,19	3,65	3,72	3,8
		7			10,8	8,51	65,3	2,45	104	3,09	27	1,58	119	2,23	3,67	3,75	3,82
		8			12,3	9,65	73,4	2,44	116	3,08	30,3	1,57	137	2,27	3,69	3,77	3,84
9	90	6	10	3,3	10,6	8,33	82,1	2,78	130	3,5	34	1,79	145	2,43	4,04	4,11	4,18
		7			12,3	9,64	94,3	2,77	150	3,49	38,9	1,78	169	2,47	4,06	4,13	4,21

W
505

№ профи- ля	Размеры, мм				Площадь профия, см²	Масса I мм, кг	Справочные величины для осей										Радиус инерции $i_{y,z}$, см, при δ , равном		
	b	d	R	r			x-x		x ₀ -x ₀		y ₀ -y ₀		x ₁ -x ₁	z ₀ см	10 мм	12 мм	14 мм		
							f _x , см²	i _x , см	f _{x₀} , макс, см²	i _{x₀} , макс, см	f _{y₀} , мин, см²	i _{y₀} , мин, см						f _{x₁} , см²	
18	180	11	16	5,3	38,8	30,5	5,6	1933	7,06	500	3,59	2128	4,85	7,74	7,81	7,88			
		12			42,2	33,1	5,59	2093	7,04	540	3,58	2324	4,89	7,76	7,83	7,9			
20	200	12	18	6	47,1	37	6,22	2896	7,84	749	3,99	3182	5,37	8,55	8,62	8,69			
		50,9			39,9	6,21	3116	7,83	805	3,98	3452	5,42	8,58	8,64	8,71				
		54,6			42,8	6,2	3333	7,81	861	3,97	3722	5,46	8,6	8,67	8,73				
		62			48,7	6,17	3755	7,78	970	3,96	4264	5,54	8,64	8,70	8,77				
		76,5			60,1	6,12	4560	7,72	1182	3,93	5355	5,7	8,72	8,79	8,86				
		94,3			74	6,06	5494	7,63	1438	3,91	6733	5,89	8,81	8,88	8,95				
	87,6	6	6351	7,55	1688	3,89	8130	6,07	8,9	8,97	9,05								
22	220	14	21	7	60,4	47,4	6,83	4470	8,6	1159	4,38	4941	5,93	9,38	9,45	9,51			
		16			68,6	53,8	6,81	5045	8,58	1306	4,36	5661	6,02	9,42	9,49	9,56			
25	250	16	24	8	78,4	61,5	7,76	7492	9,78	1942	4,98	8286	6,75	10,62	10,69	10,75			
		87,7			68,9	7,73	8337	9,75	2158	4,96	9342	6,83	10,65	10,73	10,79				
		97			76,1	7,71	9160	9,72	2370	4,94	10401	6,91	10,69	10,76	10,83				
		106,1			83,3	7,69	9961	9,69	2579	4,93	11464	7	10,74	10,81	10,88				
		119,7			94	7,65	11125	9,64	2387	4,91	13064	7,11	10,79	10,86	10,93				
		133,1			104,5	7,61	12244	9,59	3190	4,89	14674	7,23	10,85	10,92	10,99				
142	111,4	7,59	12965	9,56	3389	4,89	15753	7,31	10,89	10,96	11,03								

Таблица 3. Сталь прокатная. Балки двутавровые*

ПРИЛОЖЕНИЕ VI



h — высота балки;
b — ширина балки;
d — толщина стенки;
t — средняя толщина полки;
R — радиус внутреннего закругления;

r — радиус закругления полки;
J — момент инерции;
W — момент сопротивления;
S — статический момент полусечения;
i — радиус инерции.

Обозначения:

По ГОСТ 8239—72

Номер балки	мм							Площадь сечения, см ²	Масса I м, кг	Справочные величины для осей					
	h	b	d	t	R	r	x — x			y — y					
	J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см			J _{xy} , см ⁴	W _{xy} , см ³	i _{xy} , см			
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55
16	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70
18	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	81,4	82,6	18,40	1,88
18a	180	100	5,1	8,3	9,0	3,5	25,4	19,90	1430	159,0	7,51	89,8	114,0	22,80	2,12
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07
22	220	110	5,2	8,6	9,5	4,0	28,9	22,70	2030	203,0	8,37	114,0	155,0	28,20	2,32
22a	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27
24	240	120	5,4	8,9	10,0	4,0	32,8	25,80	2790	254,0	9,22	143,0	206,0	34,30	2,50
24a	240	125	5,6	9,5	10,5	4,0	34,8	27,30	3460	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37
27	270	125	5,6	9,8	10,5	4,0	37,5	29,40	3800	317,0	10,10	178,0	260,0	41,60	2,63
27a	270	135	6,0	9,8	11,0	4,5	40,2	31,50	5010	371,9	11,20	210,0	260,0	41,50	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	26,0	337,0	49,90	2,69
30a	300	145	6,5	10,7	12,0	5,0	49,9	39,20	7780	518,0	12,50	292,0	436,0	60,10	2,95
33	330	140	7,0	11,2	13,0	5,0	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14,0	6,0	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89
40	400	155	8,3	13,0	15,0	6,0	72,6	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03
45	450	160	9,0	14,2	16,0	7,0	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09
50	500	170	10,0	15,2	17,0	7,0	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23
55	550	180	11,0	16,5	18,0	7,0	118,0	92,60	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,00	3,39
60	600	190	12,0	17,8	20,0	8,0	138,0	108,00	75806	2560,0	23,60	1491,0	1725,0	182,00	3,54

* Табл. 2 см. на стр. 330—331.

$$W = \frac{5}{18} \cdot b \cdot (b - d) \cdot d$$

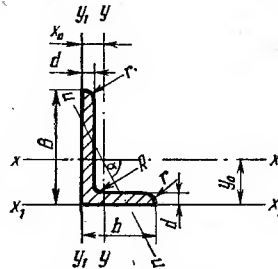


Таблица 2. Сталь прокатная
угловая неравнополочная

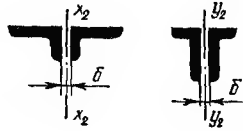
По ГОСТ 8510—72

№ профиля	Размеры, мм					Площадь про- филя, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные					
	B	b	d	R	r			x—x		y—y			
								J _x , см ⁴	i _x , см	J _y , см ⁴	i _y , см		
5,6/3,6	56	36	4	6	2	3,58	2,81	11,4	1,78	3,7	1,02		
			5			4,11		13,8		1,77		4,48	1,01
6,3/4	63	40	4	7	2,3	4,04	3,17	16,3	2,01	5,16	1,13		
			5			4,98		19,9		2		6,26	1,12
			6			5,9		23,3		1,99		7,28	1,11
			8			7,68		29,6		1,96		9,15	1,09
7/4,5	70	45	5	7,5	2,5	5,59	4,39	27,8	2,23	9,05	1,27		
7,5/5	75	50	5	8	2,7	6,11	4,79	34,8	2,39	12,5	1,43		
			6			7,25		40,9		2,38		14,6	1,42
			8			9,47		52,4		2,35		18,5	1,4
8/5	80	50	5	8	2,7	6,36	4,99	41,6	2,56	12,7	1,41		
			6			7,55		49		2,55		14,8	1,4
9/5,6	90	56	5,5	9	3	7,86	6,17	65,3	2,88	19,7	1,58		
			6			8,54		70,6		2,88		21,2	1,58
			8			11,18		90,9		2,85		27,1	1,56
10/6,3	100	63	6	10	3,3	9,59	7,53	98,3	3,2	30,6	1,79		
			7			11,1		113		3,19		35	1,78
			8			12,6		127		3,18		39,2	1,77
			10			15,5		154		3,15		47,1	1,75
11/7	110	70	6,5	10	3,3	11,4	8,98	142	3,53	45,6	2		
			8			13,9		172		3,51		54,6	1,98
12,5/8	125	80	7	11	3,7	14,1	11	227	4,01	73,7	2,29		
			8			16		256		4		83	2,28
			10			19,7		312		3,98		100	2,26
			12			23,4		365		3,95		117	2,24
14/9	140	90	8	12	4	18	14,1	364	4,49	120	2,58		
			10			22,2		444		4,47		146	2,56
16/10	160	90	9	13	4,3	22,9	18	606	5,15	186	2,85		
			10			25,3		667		5,13		204	2,84
			12			30		784		5,11		239	2,82
			14			34,7		897		5,08		272	2,8
18/11	180	110	10	14	4,7	28,3	22,2	952	5,8	276	3,12		
			12			33,7		1123		5,77		324	3,1
20/12,5	200	125	11	14	4,7	34,9	27,4	1449	6,45	446	3,58		
			12			37,9		1568		6,43		482	3,57
			14			43,9		1801		6,41		551	3,54
			16			49,8		2026		6,38		617	3,52
25/16	250	160	12	18	6	48,3	37,9	3147	8,07	1032	4,62		
			16			63,6		4091		8,02		1333	4,58
			18			71,1		4545		7,99		1475	4,55
			28			78,5		4987		7,97		1613	4,53

ПРИЛОЖЕНИЕ VI

Обозначения:

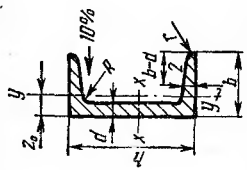
- B — ширина большей полки;
- b — ширина меньшей полки;
- d — толщина полки;
- R — радиус внутреннего закругления;
- J — момент инерции;
- i — радиус инерции;
- x_0, y_0 — расстояния до центра тяжести



величины для осей						Радиусы инерции при $\delta, мм$					
x_1-x_2		y_1-y_2		$u-u$		$i_{x_2}, см$			$i_{y_2}, см$		
$J_{x_1}, см^4$	$i_{y_0}, см$	$J_{y_1}, см^4$	$i_{x_0}, см$	$J_u, см^4$	$i_u, см$	10 мм	12 мм	14 мм	10 мм	12 мм	14 мм
23,2	1,82	6,25	0,84	2,19	0,78	2,93	3,01	3,09	1,68	1,76	1,84
29,2	1,86	7,91	0,88	2,66	0,78	2,95	3,03	3,11	1,71	1,79	1,78
33	2,03	8,51	0,91	3,07	0,87	3,23	3,31	3,39	1,8	1,88	1,96
41,4	2,03	10,8	0,95	3,73	0,86	3,26	3,34	3,42	1,83	1,91	1,99
49,9	2,12	13,1	0,99	4,36	0,86	3,29	3,37	3,45	1,86	1,94	2,02
66,9	2,2	17,9	1,07	5,58	0,85	3,34	3,42	3,5	1,91	2,	2,08
56,7	2,23	15,2	1,05	5,34	0,98	3,56	3,64	3,72	2,01	2,08	2,16
69,8	2,39	20,8	1,17	7,24	1,09	3,75	3,83	3,9	2,2	2,28	2,35
83,9	2,44	25,2	1,21	8,48	1,08	3,78	3,86	3,94	2,22	2,3	2,38
112	2,52	34,2	1,29	10,90	1,07	3,83	3,91	3,98	2,27	2,35	2,43
84,6	2,6	20,8	1,13	7,58	1,09	4,02	4,1	4,17	2,16	2,23	2,30
102	2,95	25,2	1,17	8,88	1,08	4,05	4,13	4,21	2,18	2,33	2,33
132	2,92	32,2	1,26	11,8	1,22	4,47	4,55	4,62	2,37	2,44	2,51
145	2,95	35,2	1,28	12,7	1,22	4,49	4,57	4,65	2,38	2,45	2,53
194	3,04	47,8	1,36	16,3	1,21	4,55	4,62	4,7	2,43	2,5	2,58
198	3,23	49,9	1,42	18,2	1,38	4,92	4,99	5,07	2,62	2,7	2,77
232	3,28	58,7	1,46	20,8	1,37	4,95	5,02	5,1	2,64	2,72	2,78
266	3,32	67,6	1,5	23,4	1,36	4,97	5,04	5,12	2,67	2,74	2,82
333	3,4	85,8	1,58	28,3	1,35	5,01	5,09	5,17	2,71	2,79	2,87
286	3,55	74,3	1,58	26,9	1,53	5,38	5,45	5,53	2,89	2,97	3,04
353	3,61	92,3	1,64	32,3	1,52	5,41	5,49	5,55	2,92	2,99	3,06
452	4,01	119	1,8	43,4	1,76	6,04	6,11	6,18	3,24	3,31	3,39
518	4,05	137	1,84	48,8	1,75	6,06	6,13	6,21	3,27	3,34	3,41
649	4,14	173	1,92	59,3	1,74	6,11	6,19	6,27	3,31	3,38	3,46
781	4,22	210	2	69,5	1,42	6,15	6,23	6,3	3,35	3,43	3,5
727	4,49	194	2,03	70,3	1,98	6,72	6,79	6,86	3,61	3,69	3,76
911	4,58	245	2,12	85,5	1,96	6,77	6,84	6,92	3,60	3,74	3,8
1221	5,19	300	2,23	110	2,2	7,67	7,75	7,82	3,95	4,02	4,09
1359	5,23	335	2,28	121	2,19	7,69	7,77	7,84	3,97	4,04	4,12
1634	5,32	405	2,56	142	2,18	7,74	7,82	7,90	4,02	4,09	4,16
1910	5,4	477	2,43	162	2,16	7,70	7,85	7,93	4,05	4,13	4,2
1933	5,88	444	2,44	165	2,42	8,62	8,7	8,77	4,29	4,36	4,48
2324	5,97	537	2,52	194	2,4	8,67	8,75	8,82	4,33	4,4	4,47
2920	6,5	718	2,79	264	2,75	9,51	9,59	9,66	4,86	4,93	5
3189	6,54	786	2,83	285	2,74	9,54	9,62	9,68	4,88	4,95	5,02
3726	6,62	922	2,91	327	2,73	9,58	9,65	9,73	4,92	4,99	5,06
4264	6,71	1061	2,99	367	2,72	9,63	9,7	9,78	4,95	5,03	5,1
6212	7,97	1634	3,53	604	3,54	11,7	11,77	11,84	6,13	6,2	6,26
8308	8,14	2200	3,69	781	3,5	11,78	11,86	11,93	6,21	6,27	6,34
9358	8,23	2487	3,77	866	3,49	11,84	11,91	11,98	6,24	6,31	6,38
10410	8,31	2776	3,85	949	3,48	11,88	11,95	12,02	6,28	6,35	6,42

ПРИЛОЖЕНИЕ VI

Таблица 4. Сталь прокатная. Швеллеры с уклоном внутренних граней полок

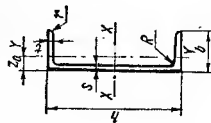


Обозначения:
 h — высота швеллера;
 b — ширина полки;
 d — толщина стенки;
 t — средняя толщина полки;
 R — радиус внутреннего закругления;
 r — радиус закругления полки;
 J — момент инерции;
 W — момент сопротивления;
 i — радиус инерции;
 S — статический момент полусечения;
 z_0 — расстояние от оси y до наружной грани стенки.

По ГОСТ 8240-78

№ профи-ля	Масса l , кг	Размер, мм						Справочные величины для осей							
		h	b	d	t	R	r	$x-x$			$y-y$			z_0 , см	
								J_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	J_y , см ⁴	W_y , см ³		i_y , см
5	4,84	50	32	4,4	7	6	2,5	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,16
6,5	5,9	65	36	4,4	7,2	6	2,5	48,6	15	2,54	9	8,7	3,68	1,08	1,24
8	7,05	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31
10	8,59	100	46	4,5	7,6	7	3	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44
12	10,4	120	52	4,8	7,8	7,5	3	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54
14	12,3	140	58	4,9	8,1	8	3	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11	1,7	1,67
14a	13,3	140	62	4,9	8,7	8	3	545	77,8	5,66	45,1	57,5	13,3	1,84	1,87
16	14,2	160	64	5	8,4	8,5	3,5	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8
16a	15,3	160	68	5	8,7	8,5	3,5	823	103	6,49	59,4	78,8	16,4	2,01	2
18	16,3	180	70	5,1	8,7	9	3,5	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94
18a	17,4	180	74	5,1	9,3	9,7	3,5	1190	132	7,32	76,1	105	20	2,18	2,13
20	18,4	200	76	5,2	9	9,5	4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07
20a	19,8	200	80	5,2	9,7	9,5	4	1670	167	8,15	95,9	139	24,2	2,35	2,28
22	21	220	82	5,4	9,5	10	4	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21
22a	22,6	220	87	5,4	10,2	10	4	2330	212	8,99	121	187	30	2,55	2,46
24	24	240	90	5,6	10	10,5	4	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42
24a	25,8	240	95	5,6	10,7	10,5	4	3180	265	9,84	151	254	37,2	2,78	2,67
27	27,7	270	95	6	10,5	11	4,5	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30	31,8	300	100	6,5	11	12	5	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
33	36,5	330	105	7	11,7	13	5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59
36	41,9	360	116	7,5	12,6	14	6	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,1	2,68
40	48,3	400	115	8	13,5	15	6	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75

Таблица 4а. Сталь прокатная. Швеллеры с параллельными гранями полок



Обозначения:

- h — высота швеллера;
- b — ширина полки;
- s — толщина стенки;
- t — средняя толщина полки;
- R — радиус внутреннего закругления;
- r — радиус закругления полки;
- J — момент инерции;
- W — момент сопротивления;
- i — радиус инерции;
- S — статический момент полусечения;
- z_0 — расстояние оси y — y до наружной грани стенки.

По ГОСТ 8240—72

Номер швеллера	ММ							Справочные величины для осей						z_0 , см
	h	b	s	t	R	r	x — x			y — y				
							J_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	J_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см	
5	50	32	4,4	7,0	6,0	3,5	22,8	9,14	1,92	5,61	5,95	2,99	0,983	1,21
6,5	65	32	4,4	7,2	6,0	3,5	48,8	15,00	2,55	9,02	9,35	4,06	1,120	1,29
8	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	89,8	22,50	3,16	13,30	13,90	5,31	1,240	1,38
10	100	46	4,5	7,6	7,0	4,0	175,0	34,90	3,99	20,50	22,60	7,37	1,440	1,53
12	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	305,0	50,80	4,79	29,70	34,90	9,84	1,620	1,66
14	140	58	4,9	8,1	8,0	4,5	493,0	70,40	5,61	40,90	51,50	12,90	1,810	1,82
14а	140	62	4,9	8,7	8,0	4,5	547,0	78,20	5,68	45,20	65,20	15,70	1,960	2,04
16	160	64	5,0	8,4	8,5	5,0	750,0	93,80	6,44	54,30	72,80	16,40	2,000	1,97
16а	160	68	5,0	9,0	8,5	5,0	827,0	103,00	6,51	59,50	90,50	19,60	1,150	2,19
18	180	70	5,1	8,7	9,0	5,0	1090,0	121,00	7,26	70,00	100,00	20,60	2,20	2,14
18а	180	74	5,1	9,3	9,0	5,0	1200,0	133,00	7,34	76,30	123,00	24,30	2,350	2,36
20	200	76	5,2	9,0	9,5	5,5	1530,0	153,00	8,08	88,00	134,00	25,20	2,390	2,30
20а	200	80	5,2	9,7	9,5	5,5	1680,0	168,00	8,17	96,20	162,00	29,70	2,540	2,53
22	220	82	5,4	9,5	10,0	6,0	2120,0	193,00	8,90	111,00	178,00	31,00	2,580	2,47
22а	220	87	5,4	10,2	10,0	6,0	2340,0	212,00	9,01	121,00	220,00	37,00	2,770	2,75
24	240	90	5,6	10,0	10,5	6,0	2910,0	243,00	9,75	139,00	248,00	39,50	2,850	2,72
24а	240	95	5,6	10,7	10,5	6,0	3200,0	266,00	9,86	152,00	302,00	46,50	3,030	3,01
27	270	95	6,0	10,5	11,0	6,5	4180,0	310,00	10,90	178,00	314,00	46,70	2,990	2,78
30	300	100	6,5	11,0	12,0	7,0	5830,0	389,00	12,00	224,00	393,00	54,80	3,120	2,83
33	330	105	7,0	11,7	13,0	7,5	8010,0	486,00	13,10	281,00	491,00	64,60	3,250	2,90
36	360	110	7,5	12,6	14,0	8,5	10850,0	603,00	14,30	350,00	611,00	76,30	3,380	2,99
40	400	115	8,0	13,5	15,0	9,0	15260,0	763,00	15,80	445,00	760,00	89,90	3,510	3,05

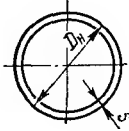


Таблица 5. Трубы стальные электросварные
(выборка из ГОСТ 10704—63*)

$$W = \frac{2Fi^2}{D_n}$$

Диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Масса, кг/м	Площадь сечения, см ²	Радиус инерции, см	Диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Масса, кг/м	Площадь сечения, см ²	Радиус инерции, см		
57	1,4	1,92	2,45	1,97	73	2,0	3,35	4,27	2,41		
	1,6	2,18	2,78	1,96		2,2	3,68	4,69	2,40		
	1,8	2,45	3,12	1,95		2,5	4,16	5,30	2,39		
	2,0	2,71	3,45	1,95		2,8	4,63	5,90	2,38		
	2,2	2,97	3,78	1,94		3,0	4,96	6,32	2,37		
	2,5	3,36	4,28	1,93		3,2	5,28	6,73	2,37		
	2,8	3,74	4,76	1,92		3,5	5,74	7,31	2,36		
	3,0	4,00	5,09	1,91		3,8	6,20	7,90	2,35		
	3,2	4,25	5,41	1,90		4,0	6,51	8,29	2,34		
	3,5	4,62	5,89	1,90							
	60	1,4	2,02	2,57		2,07	76	1,4	2,47	3,15	2,54
		1,6	2,31	2,94		2,06		1,6	2,82	3,59	2,53
		1,8	2,58	3,29		2,06		1,8	3,16	4,03	2,52
2,0		2,86	3,64	2,05	2,0	3,50		4,46	2,51		
2,2		3,13	3,99	2,04	2,2	3,84		4,89	2,50		
2,5		3,55	4,52	2,03	2,5	4,35		5,54	2,49		
2,8		3,94	5,02	2,02	2,8	4,84		6,17	2,48		
3,0		4,22	5,38	2,02	3,0	5,18		6,60	2,48		
3,2		4,49	5,72	2,01	3,2	5,52		7,03	2,47		
3,5		4,88	6,22	2,01	3,5	6,00		7,64	2,46		
3,8		5,27	6,71	1,99	3,8	6,48		8,25	2,45		
4,0		5,52	7,03	1,98	4,0	6,81		8,68	2,44		
63,5		1,4	2,14	2,73	2,20	83		1,4	2,57	3,27	2,64
	1,6	2,44	3,11	2,19	1,6		2,94	3,75	2,63		
	1,8	2,74	3,49	2,18	1,8		3,29	4,20	2,62		
	2,0	3,03	3,86	2,18	2,0		3,65	4,65	2,62		
	2,2	3,24	4,24	2,17	2,2		4,00	5,10	2,61		
	2,5	3,76	4,79	2,16	2,5		4,53	5,77	2,60		
	2,8	4,20	5,35	2,15	2,8		5,05	6,43	2,59		
	3,0	4,48	5,71	2,14	3,0		5,40	6,88	2,58		
	3,2	4,72	6,01	2,13	3,2		5,75	7,32	2,58		
	3,5	5,18	6,60	2,12	3,5		6,26	7,97	2,57		
	3,8	5,59	7,12	2,11	3,8		6,76	8,61	2,56		
	4,0	5,87	7,48	2,11	4,0		7,10	9,04	2,55		
					4,5		7,93	10,1	2,53		
				5,0	8,75	11,1	2,51				
				5,5	9,56	12,2	2,49				
70	1,4	2,37	3,02	2,43	83	1,8	3,60	4,59	2,87		
	1,6	2,70	3,44	2,42		2,0	4,00	5,10	2,86		
	1,8	3,02	3,85	2,41		2,2	4,37	5,57	2,86		

ПРИЛОЖЕНИЕ VI
Продолжение табл. 5

Диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Масса, кг/м	Площадь сечения, см ²	Радиус инерции, см	Диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Масса, кг/м	Площадь сечения, см ²	Радиус инерции, см					
89	2,5	4,96	6,32	2,85	108	3,0	7,77	9,90	3,72					
	2,8	5,52	7,03	2,84		3,2	8,29	10,6	3,71					
	3,0	5,92	7,54	2,84		3,5	9,02	11,5	3,70					
	3,2	6,31	8,04	2,83		3,8	9,76	12,5	3,69					
	3,5	6,86	8,74	2,82		4,0	10,26	13,1	3,68					
	3,8	7,42	9,45	2,80		4,5	11,49	14,6	3,66					
	4,0	7,79	9,92	2,80		5,0	12,70	16,2	3,65					
	4,5	8,71	11,1	2,78		5,5	13,90	17,7	3,63					
	5,0	9,62	12,3	2,76		114	3,0	8,21	10,5	3,93				
	5,5	10,51	13,4	2,74										
	2,0	4,29	5,47	3,08							3,2	8,74	11,1	3,92
	2,2	4,70	5,99	3,07							3,5	9,54	12,2	3,91
	2,5	5,33	6,79	3,06							3,8	10,33	13,2	3,90
	2,8	5,94	7,57	3,05							4,0	10,85	13,8	3,89
	3,0	6,36	8,10	3,04							4,5	12,15	15,5	3,88
	3,2	6,77	8,62	3,04							5,0	13,44	17,1	3,86
	3,5	7,38	9,40	3,03							5,5	14,72	18,8	3,84
	3,8	7,98	10,2	3,02							121	3,0	8,73	11,1
4,0	8,38	10,7	3,01											
4,5	9,38	11,9	2,99											
5,0	10,36	13,2	2,97											
5,5	11,32	14,4	2,95											
95	2,0	4,59	5,85	3,29	3,2	9,29	11,8	4,17						
		5,02	6,39	3,28	3,5	10,14	12,9	4,16						
		5,70	7,26	3,27	3,8	10,98	14,0	4,15						
		6,36	8,10	3,26	4,0	11,54	14,7	4,14						
		6,81	8,68	3,26	4,5	12,93	16,5	4,13						
		7,26	9,25	3,25	5,0	14,30	18,2	4,11						
		7,90	10,1	3,24	5,5	15,67	19,9	4,00						
		8,55	10,9	3,23	127	3,0	9,17	11,7	4,39					
		8,98	11,4	3,22										
		10,04	12,8	3,20										
11,10	14,1	3,19												
12,14	15,5	3,17												
102	2,0	4,93	6,28	3,54						3,2	9,77	12,4	4,38	
		5,40	6,88	3,53						3,5	10,66	13,6	4,37	
		6,13	7,81	3,52						3,8	11,54	14,7	4,36	
		6,84	8,71	3,51						4,0	12,13	15,5	4,35	
		7,32	9,32	3,50						4,5	13,59	17,3	4,34	
		7,81	9,95	3,50	5,0	15,04	19,2	4,32						
		8,50	10,8	3,9	5,5	16,48	21,0	4,30						
		9,20	11,7	3,48	133	3,2	10,25	13,1	4,59					
		9,67	12,3	3,47										
		10,82	13,8	3,46										
11,96	15,2	3,44												
13,09	16,7	3,42												
102	2,0	4,93	6,28	3,54						3,5	11,18	14,2	4,58	
		5,40	6,88	3,53						3,8	12,11	15,4	4,58	
		6,13	7,81	3,52						4,0	12,73	16,2	4,57	
		6,84	8,71	3,51						4,5	14,26	18,2	4,55	
		7,32	9,32	3,50						102	5,0	15,78	20,1	4,53
		7,81	9,95	3,50										
		8,50	10,8	3,9										
		9,20	11,7	3,48										
		9,67	12,3	3,47										
		10,82	13,8	3,46										
11,96	15,2	3,44												
13,09	16,7	3,42												
102	2,0	4,93	6,28	3,54	5,5	17,29	22,0	4,51						
		5,40	6,88	3,53										

ПРИЛОЖЕНИЕ VI
Продолжение табл. 5

Диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Масса, кг/м	Площадь сечения, см ²	Радиус инерции, см	Диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Масса, кг/м	Площадь сечения, см ²	Радиус инерции, см	
140	3,2	10,79	13,8	4,84	325	7,0	54,89	69,9	11,2	
	3,5	11,78	15,0	4,83		8,0	62,54	79,6	11,2	
	3,8	12,76	16,3	4,82		9,0	70,14	89,3	11,2	
	4,0	13,42	17,1	4,82						
	4,5	15,04	19,2	4,80						
	5,0	16,65	21,2	4,78						
152	5,5	18,24	23,2	4,76	426	5,0	51,91	66,1	14,9	
						5,5	57,03	72,6	14,9	
						6,0	62,14	79,2	14,9	
						7,0	72,33	92,1	14,8	
						8,0	82,46	105	14,8	
						9,0	92,56	118	14,8	
159	3,2	11,74	15,0	5,27	480	10	102,59	131	14,7	
	3,5	12,82	16,3	5,26		11	112,58	143	14,7	
	3,8	13,89	17,7	5,25		12	122,52	156	14,7	
	4,0	14,60	18,6	5,24						
	4,5	16,37	20,8	5,22						
	5,0	18,13	23,1	5,20						
168	5,5	19,87	25,3	5,19	530	5,0	58,57	74,6	16,8	
						5,5	64,36	82,0	16,8	
						6,0	70,13	89,3	16,8	
						7,0	81,65	104	16,7	
						8,0	93,12	119	16,7	
						9,0	104,52	133	16,7	
219	4,5	17,15	21,8	5,47	630	10	115,90	148	16,6	
	5,0	18,99	24,2	4,45		11	127,22	162	16,6	
	5,5	20,82	26,5	5,44		12	138,49	176,6	16,6	
	6,0	22,64	28,8	5,42						
	7,0	26,24	33,4	5,38						
	8,0	29,79	38,3	5,35						
273	5,0	20,10	25,6	5,77	630	6,0	77,53	98,8	18,5	
	5,5	22,04	28,1	5,75		7,0	90,28	115	18,5	
	6,0	23,97	30,5	5,74		8,0	102,98	131	18,5	
	7,0	27,79	35,4	5,70		9,0	115,62	147	18,4	
	8,0	31,57	40,2	5,66		10	128,23	163	18,4	
						11	140,78	179	18,4	
273	5,0	26,39	33,6	7,57	630	12	153,29	197	18,3	
	5,5	28,96	36,9	7,55		6,0	92,33	118	22,1	
	6,0	31,52	40,2	7,54		7,0	107,54	137	22,0	
	7,0	36,60	46,6	7,51		8,0	122,71	156	22,0	
	8,0	41,63	53,0	7,47		9,0	137,81	175	22,0	
	9,0	46,61	59,4	7,43		10	152,89	195	21,9	
273	7,0	45,92	58,5	9,42	630	11	167,91	214	21,9	
	8,0	52,82	66,6	9,38		12	182,88	233	21,8	

Таблица 6. Сталь холодногнутая, швеллеры по ГОСТ 8278—63

h	b	s	R, не более	$\alpha \frac{s}{b-s} = \eta$	$\frac{s}{(s+b)} = \eta_1$	Площадь сечения	Ось x—x			Ось y—y			Z ₀ , см	Масса, кг/м	
							J _x	W _x	i _x	S _x	J _y	W _y			i _y
		мм				см ²	см ⁴	см ³	см	см ⁴	см ³	см			
250	60	4	6	12,5	57,5	14,2	1160	92,5	9,02	57,1	39,2	8,07	1,66	1,15	11,2
	80	4	6	9,8	45,6	17,6	1420	114,0	8,97	70,1	47,7	9,91	1,64	1,19	13,8
		5	6	17,5	57,5	15,8	1400	112	9,40	66,9	88,9	14,2	2,37	1,74	12,4
		6	6	13,8	45,6	19,6	1720	138	9,30	82,7	109	17,5	2,36	1,78	15,4
	100	6	9	10,8	36,7	23,3	2010	161	9,29	97,2	128	20,7	2,34	1,83	18,3
		5	6	17,8	45,6	21,6	2020	162	9,66	95	204	27	3,07	2,45	17,0
		6	9	14,2	36,7	25,7	2360	189	9,60	112	240	32	3,06	2,50	20,1
	120	7	9	12,0	31,1	29,8	2720	217	9,55	129	276	37	3,04	2,54	23,4
		6	9	17,5	36,7	28,1	2720	218	9,85	126	399	45,5	3,77	3,23	22,0
		7	9	14,9	31,1	32,6	3130	250	9,80	146	460	52,6	3,76	3,27	25,6
	140	6	9	20,8	36,7	30,5	3080	246	10,1	141	611	61,1	4,48	4,00	23,9
		7	9	17,7	31,1	35,4	3540	284	10,0	163	705	70,7	4,46	4,04	27,8
8		12	12,5	70,0	16,2	1820	121	10,6	76,1	40,7	8,2	1,59	1,03	12,7	
300	60	4	6	9,80	55,6	20,1	2240	149	10,5	94,1	49,6	10,1	1,57	1,07	15,8
	80	4	6	17,5	70,0	17,8	2170	145	11,0	87,9	93,1	14,5	2,29	1,57	14,0
		5	6	13,8	55,6	22,1	2680	178	11,0	109,0	114	17,9	2,27	1,61	17,4
		6	9	10,8	45,0	26,3	3130	209	10,9	128,0	134	21,1	2,26	1,66	20,6
	100	5	6	17,8	55,6	24,1	3110	207	11,4	124	215	27,7	2,99	2,22	18,9
		6	9	14,2	45,0	28,7	3650	243	11,3	146	253	32,8	2,97	2,27	22,5
		7	9	12,0	38,3	33,3	4200	280	11,2	169	291	37,8	2,96	2,31	26,1
	120	6	9	17,5	45,0	31,1	4170	278	11,6	163	423	46,7	3,69	2,95	24,4
		7	9	14,9	38,3	36,1	4800	320	11,5	189	487	54,0	3,67	2,99	28,3
		8	12	12,5	32,5	40,8	5370	358	11,5	213	546	61,0	3,66	3,04	32,0
	140	6	9	20,8	45,0	33,5	4690	312	11,8	181	649	62,8	4,40	3,67	26,3
		7	9	17,7	38,3	38,7	5400	360	11,8	210	748	72,7	4,39	3,71	30,5
8		12	15,0	32,5	44,0	6060	404	11,7	236	842	82,2	4,37	3,77	34,6	

h	b	S	R, не более	Ось x-x		Ось y-y		Z ₀ см	Масса, кг/м				
				J _x	W _x	i _x	S _x			J _y	W _y	i _y	
мм				см ⁴	см ³	см ⁴	см ³	см	см				
360	160	9	9	6000	400	12,0	230	1080	93,8	5,10	4,47	32,7	
		8	12	6740	449	11,9	259	1220	106,0	5,08	4,53	37,1	
		5	6	4190	233	12,9	144	119	18,2	2,18	1,45	19,7	
		6	6	4920	273	12,8	170	140	21,5	2,16	1,49	23,4	
		5	6	4820	268	13,3	162	225	28,2	2,88	2,00	21,3	
		6	9	5670	315	13,3	191	266	38,4	2,87	2,05	25,3	
		7	9	6540	363	13,2	222	305	38,6	2,85	2,04	29,4	
		6	9	6420	357	13,6	213	445	47,7	3,58	2,67	27,2	
		7	9	7410	412	13,6	246	513	55,2	3,57	2,71	31,6	
		8	12	8310	462	13,5	277	576	62,4	3,55	2,76	35,8	
	400	140	6	9	7170	398	13,9	294	685	64,3	4,30	3,34	29,1
			7	9	8280	460	13,9	271	791	74,5	4,28	3,38	33,8
		8	12	9300	517	13,8	306	891	84,3	4,27	3,44	38,3	
		7	9	9150	509	14,1	296	1150	96,3	5,00	4,09	36,0	
		8	12	10300	572	14,1	334	1290	109,0	4,99	4,15	40,8	
		6	9	7330	362	14,5	225	272	33,8	2,80	1,93	27,2	
		7	9	8460	423	14,4	260	312	39,0	2,79	1,97	31,6	
		6	9	8260	413	14,9	249	458	48,3	3,51	2,52	29,1	
		7	9	9540	477	14,9	288	527	55,8	3,50	2,56	33,8	
		8	12	10700	536	14,8	325	593	63,1	3,48	2,61	38,3	
		6	9	9190	460	15,3	272	706	65,1	4,23	3,16	31,0	
		7	9	10600	531	15,2	315	815	75,4	4,21	3,20	36,0	
400	160	10	12	11900	597	15,2	356	918	85,4	4,20	3,25	40,8	
		12	12	14600	732	15,1	439	1190	105,0	4,17	3,33	50,7	
		7	9	11700	585	15,5	343	1180	97,6	4,93	3,87	38,2	
		8	12	13200	659	15,4	387	1340	111,0	4,92	3,93	43,3	
		10	12	16200	808	14,4	478	1640	136,0	4,89	4,01	53,8	
		8	12	14400	720	15,7	419	1850	139	5,63	4,65	45,9	
		10	12	17700	884	15,6	517	2280	171	5,60	4,73	56,9	
		10	12	19200	960	15,8	556	3050	210	6,31	5,47	60,1	

ПРИЛОЖЕНИЕ VI

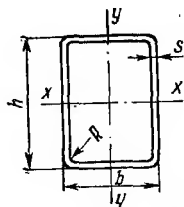


Таблица 7. Профили холодногнутые сварные квадратного и прямоугольного сечений по ГОСТ 12336-66

ТУ 14-2-849-89

h	S	R, не более	Площадь сечения, см ²	Ось x—x				Масса, кг/м
				J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ²	
Квадратное сечение h=b								
63	3	6	6,81	39,5	12,55	2,41	7,50	5,35
	4	8	8,75	48,3	15,34	2,35	9,38	6,87
	5	10	10,50	55,1	17,50	2,29	11,00	8,26
70	3	6	7,65	55,6	15,90	2,70	9,43	6,01
	4	8	9,87	68,7	19,60	2,64	11,90	7,75
	5	10	11,90	79,2	22,60	2,58	14,00	9,36
80	3	6	8,85	85,3	21,30	3,10	12,60	6,95
	4	8	11,50	100,7	26,60	3,05	16,00	9,01
	5	10	13,90	124,0	31,10	2,99	19,00	10,90
	6	12	16,20	139,0	34,80	2,93	21,60	12,70
90	3	6	10,10	124,0	27,60	3,51	16,20	7,89
	4	8	13,10	156,0	34,70	3,46	20,70	10,30
	5	10	15,90	184,0	40,90	3,40	24,70	12,50
	6	12	18,60	208,0	46,10	3,34	28,40	14,60
100	3	6	11,30	173,0	34,60	3,92	20,20	8,83
	4	8	14,70	219,0	43,90	3,87	26,00	11,50
	5	10	17,90	260,0	52,00	3,81	31,20	14,10
	6	12	21,00	296,0	59,10	3,75	36,00	16,50
	7	14	23,90	326,0	65,20	3,69	40,30	18,80
110	3	6	12,50	234,0	42,50	4,33	24,70	9,78
	4	8	16,30	297,0	54,10	4,28	31,80	12,80
	5	10	19,90	355,0	64,50	4,22	38,40	15,60
	6	12	23,40	405,5	73,70	4,16	44,50	18,40
	7	14	26,70	450,0	81,80	4,10	50,00	21,00
125	3	6	14,30	348,0	55,70	4,94	32,30	11,20
	4	8	18,70	446,0	71,40	4,89	41,80	14,70
	5	10	22,90	536,0	85,70	4,83	50,70	18,00
	6	12	27,00	616,0	98,60	4,78	59,00	21,20
	7	14	30,90	689,0	110,00	4,72	66,60	24,30
	8	16	34,70	753,0	120,00	4,66	73,70	27,20
140	3	6	16,1	496	70,80	5,56	40,9	12,60
	4	8	21,1	638	91,10	5,50	53,1	16,50
	5	10	25,9	769	110,00	5,45	64,6	20,40
	6	12	30,6	890	127,00	5,39	75,5	24,00
	7	14	35,1	999	143,00	5,33	85,6	27,60
	8	16	39,6	1099	157,00	5,27	95,1	31,00

ПРИЛОЖЕНИЕ VI
Продолжение табл. 7

h	S	R, не бо- лее	Площадь сечения, см ²	Ось x — x				Масса, кг/м
				J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	
мм								
160	3	6	18,5	750	93,70	6,37	53,9	14,50
	4	8	24,3	969	121,00	6,32	70,3	19,10
	5	10	29,9	1174	147,00	6,26	85,8	23,50
	6	12	35,4	1365	171,00	6,21	101,0	27,80
	7	14	40,7	1542	193,00	6,15	115,0	32,00
	8	16	45,9	1705	213,00	6,09	128,0	36,00
180	4	8	27,5	1399	155,00	7,14	89,9	21,60
	5	10	33,9	1702	189,00	7,08	110,0	26,60
	6	12	40,2	1986	221,00	7,03	129,0	31,60
	7	14	46,3	2252	250,00	6,97	148,0	36,40
	8	16	52,3	2500	278,00	6,91	165,0	41,10
200	4	8	30,7	1940	194,00	7,95	112,0	24,10
	5	10	37,9	2367	237,00	7,90	137,0	29,80
	6	12	45,0	2770	277,00	7,84	162,0	35,30
	7	14	51,9	3150	315,00	7,79	185,0	40,80
	8	16	58,7	3510	351,00	7,73	208,0	46,10

h	b	S	R, не бо- лее	Площадь сечения, см ²	Ось x — x				Ось y — y				Масса, кг/м
					J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	S _y , см ³	
мм													

Прямоугольное сечение

63	2,0	4	3,47	17,1	5,42	2,22	3,42	5,98	3,74	1,31	2,15	2,72	
	32	2,5	4,23	20,1	6,39	2,18	4,10	7,02	4,39	1,30	2,57	3,32	
	45	2,5	5	4,88	26,1	8,28	2,31	5,08	15,57	6,92	1,79	4,05	3,83
70	3,0	6	5,73	29,8	9,46	2,28	5,88	17,70	7,89	1,76	4,68	4,50	
	36	2,0	4	3,91	24,1	6,90	2,49	4,33	8,65	4,80	1,49	2,74	3,07
	50	2,5	5	4,78	28,7	8,20	2,45	5,21	10,20	5,68	1,46	3,29	3,75
	50	2,5	5	5,48	36,7	10,50	2,59	6,39	21,90	8,76	2,00	5,09	4,30
80	3,0	6	6,45	42,1	12,00	2,55	7,42	25,10	10,00	1,97	5,90	5,07	
	40	2,5	5	5,48	43,4	10,80	2,81	6,85	14,80	7,41	1,64	4,25	4,30
	56	3,0	6	6,45	49,7	12,40	2,78	7,96	16,90	8,46	1,62	4,92	5,07
	56	3,0	6	7,41	64,0	16,00	2,94	9,81	37,00	13,20	2,23	7,70	5,82
90	4,0	8	9,55	78,8	19,70	2,87	12,30	45,50	16,20	2,18	9,67	5,50	
	45	2,5	5	6,23	63,3	14,10	3,19	8,84	21,70	9,63	1,87	5,48	4,89
	63	3,0	6	7,35	73,0	16,20	3,15	10,30	24,90	11,06	1,84	6,38	5,77
	63	3,0	6	8,43	93,0	20,80	3,33	12,60	54,10	17,20	2,53	9,93	6,62
100	4,0	8	10,90	116,0	25,80	3,26	16,00	67,20	21,30	2,48	12,60	8,57	
	3	6	8,25	103,0	20,50	3,52	12,90	35,10	14,00	2,06	8,02	6,48	
	50	4	8	10,70	127,0	25,40	3,45	16,40	43,20	17,30	2,01	10,10	8,38
	70	3	6	9,45	131,0	26,20	3,72	15,80	80,50	23,0	2,92	12,40	7,42
110	4	8	12,30	164,0	32,80	3,66	20,20	94,80	27,10	2,78	15,80	9,63	
	5	10	14,90	192,0	38,50	3,59	24,10	111,00	31,70	2,73	18,90	11,70	
	3	6	9,21	141,0	25,60	3,91	16,04	49,70	17,70	2,32	10,10	7,23	
56	4	8	12,00	176,0	32,00	3,84	20,40	61,70	22,00	2,27	12,80	9,38	

ПРИЛОЖЕНИЕ VI

Продолжение табл. 7

h	b	S	R, не бо- ле	Площадь сечения, см ²	Ось x-x				Ось y-y				Масса, кг/м
					J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	S _y , см ³	
мм													
125	80	3	6	10,70	182,0	33,10	4,13	19,9	112,00	28,00	3,24	16,00	8,36
		4	8	13,90	230,0	41,80	4,07	25,5	141,00	35,30	3,19	20,50	10,90
		5	10	16,90	272,0	49,40	4,01	30,6	166,00	41,70	3,14	24,60	13,30
125	63	3	6	10,50	210,0	33,60	4,47	20,9	73,00	23,20	2,63	13,10	8,27
		4	8	13,71	265,0	42,40	4,39	26,8	91,60	29,10	2,58	16,70	10,80
		3	6	12,15	270,0	43,20	4,72	25,9	164,00	36,40	3,67	20,70	9,54
125	90	4	8	15,87	344,0	55,00	4,65	33,3	208,00	46,20	3,62	26,70	12,50
		5	10	19,43	409,0	65,50	4,59	40,2	247,00	54,90	3,57	32,20	15,30
		6	12	22,80	467,0	74,80	4,53	46,5	282,00	62,60	3,51	37,20	17,90
140	70	3	6	11,90	298,0	42,60	5,02	26,5	103,00	29,40	2,94	16,50	9,31
		4	8	15,50	379,0	54,10	4,95	34,1	130,00	37,10	2,90	21,10	12,10
		5	10	18,90	450,0	64,30	4,88	41,0	153,00	43,80	2,85	25,40	14,90
140	100	3	6	13,70	383,0	54,70	5,30	32,70	230,00	45,90	4,10	26,00	10,70
		4	8	17,90	490,0	69,99	5,24	42,20	293,00	58,62	4,05	33,60	14,00
		5	10	21,90	587,0	83,80	5,17	51,10	350,00	70,00	4,00	40,70	17,20
160	80	6	12	25,80	674,0	96,30	5,11	59,40	402,00	80,40	3,95	47,30	20,30
		7	14	29,50	751,0	107,00	5,04	67,01	447,00	89,50	3,89	53,30	23,20
		3	6	13,70	454	56,70	5,76	35,10	156,0	39,10	3,39	21,80	10,70
160	110	4	8	17,90	580	72,50	5,70	45,30	199,0	49,80	3,34	28,10	14,00
		5	10	21,90	694	86,70	5,62	54,80	237,0	59,30	3,29	34,00	17,20
		3	6	15,50	565	70,60	6,05	42,20	319,0	58,10	4,55	32,70	12,10
180	90	4	8	20,30	726	90,70	5,98	54,70	410,0	74,50	4,50	42,40	15,90
		5	10	24,90	874	109,00	5,92	66,50	493,0	89,60	4,45	51,60	19,60
		6	12	29,40	1009	126,00	5,86	77,55	568,0	103,00	4,39	60,10	23,10
180	125	7	14	33,70	1132	141,00	5,79	87,80	636,0	116,00	4,34	68,10	26,50
		4	8	20,30	842	93,50	6,44	58,20	289,0	64,30	3,78	36,10	15,90
		5	10	24,90	1012	112,00	6,37	70,70	346,0	77,10	3,73	43,80	19,60
200	100	6	12	29,40	1168	130,00	6,30	82,40	398,0	88,50	3,68	51,03	23,10
		4	8	23,10	1058	118,00	6,77	70,50	607,0	97,20	5,13	55,11	18,10
		5	10	28,40	1280	142,00	6,71	86,00	734,0	117,00	5,08	67,20	22,30
200	140	6	12	33,60	1486	165,00	6,65	100,00	850,0	136,00	5,03	78,60	26,40
		7	14	38,60	1675	186,00	6,58	114,00	957,0	153,00	4,98	89,40	30,30
		8	16	43,50	1849	205,00	6,52	127,00	1055,0	169,0	4,92	99,50	34,10
200	110	4	8	22,70	1172	117,20	7,19	72,60	404,0	88,80	4,22	45,10	17,80
		5	10	27,90	1416	142,00	7,12	88,50	486,0	97,20	4,17	55,00	21,90
		6	12	33,00	1641	164,00	7,05	104,00	561,0	112,00	4,12	64,20	25,90
200	140	7	14	37,90	1847	185,00	6,98	118,00	629,0	126,00	4,07	72,80	29,80
		4	8	25,90	1479	148,00	7,56	88,30	860,0	123,00	5,77	69,40	20,30
		5	10	31,90	1796	180,00	7,50	108,00	1043,0	149,00	5,71	84,90	25,10
200	110	6	12	37,80	2092	209,00	7,44	127,00	1213,0	173,00	5,66	99,60	29,70
		7	14	43,50	2368	237,00	7,38	145,00	1371,0	196,00	5,61	114,00	34,20
		8	16	49,10	2624	262,00	7,31	162,00	1518,0	217,00	5,56	127,00	38,50
200	110	4	8	25,10	1577	144	7,94	88,7	544	99,1	4,66	55,0	19,68
		5	10	30,90	1914	174	7,87	108,0	658	120,0	4,61	67,0	24,30
		6	12	36,60	2226	202	7,80	127,0	763	139,0	4,56	78,8	28,70
200	110	7	14	42,10	2515	229	7,73	145,0	859	156,0	4,51	89,7	33,10

ПРИЛОЖЕНИЕ VI
Продолжение табл. 7

h	b	S	R, не бо- лес	Площадь сечения, см ²	Ось x-x				Ось y-y				Масса, кг/м
					J _x , см ⁴	W _x , см ³	x', см	S _x , см ²	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	S _y , см ²	
мм													
220	160	4	8	29,10	2046	186	8,39	110,0	1261	158,0	6,59	89,0	22,80
		5	10	35,93	2492	227	8,33	135,0	1535	192,0	6,54	109,0	28,20
		6	12	42,60	2913	264	8,27	159,0	1792	226,0	6,49	128,0	33,40
		7	14	49,10	3309	301	8,21	182,0	2034	254,0	6,43	147,0	38,60
		8	16	55,50	3681	335	8,14	204,0	2260	282,0	6,38	164,0	43,60
125		4	8	28,70	2351	188	9,05	116,0	812	130,0	5,32	72,0	22,50
		5	10	35,40	2861	230	8,99	142,0	986	158,0	5,27	88,0	27,80
		6	12	42,00	3341	267	8,92	167,0	1148	183,0	5,23	104,0	33,00
		7	14	48,40	3791	303	8,84	191,0	1298	208,0	5,18	118,0	38,00
		8	16	54,70	4212	337	8,77	213,0	1438	230,0	5,13	132,0	42,90
250	180	4	8	33,10	3017	241	9,55	143,0	1833	204,0	7,44	114,0	26,00
		5	10	40,10	3687	295	9,49	176,0	2238	249,0	7,39	141,0	32,10
		6	12	48,60	4324	346	9,43	207,0	2622	291,0	7,34	166,0	38,20
		7	14	56,10	4928	394	9,37	237,0	2985	332,0	7,29	190,0	44,10
		8	16	63,50	5501	440	9,31	267,0	3329	370,0	7,24	213,0	49,80

Таблица 8. Канаты стальные

ГОСТ	Диаметр, мм		Расчетная пло- щадь сечения всех проволок, мм ²	Расчетная масса 1000 м смазано- го каната, кг	Маркировочная группа по временному сопро- тивлению разрыву, кгс/мм ²					
	каната	проволоки			120	140	160	170	180	200
	Расчетное разрывное усилие, кгс, каната в целом									

Канат спиральный типа ТК конструкции 1×37 (1+6+12+18)

3064—66	12,0	1,80	84,26	719,0	—	9985	11400	12150	12500	13650
	12,5	1,90	94,44	806,0	—	11200	12800	13600	14000	15300
	14,0	2,10	116,56	994,5	—	13650	15800	16800	17300	18900
	15,5	2,30	141,00	1205,0	14350	16700	19150	20350	20950	22850
	17,0	2,50	167,77	1435,0	17050	19900	22750	24200	24900	27200

Канат спиральный типа ТК конструкции 1×61 (1+6+12+18+24)

3065—66	18,0	2,10	191,95	1625,0	—	22000	25150	26700	27350	29700
	20,0	2,30	232,23	1967,0	22800	26650	30450	32300	33100	35950
	21,5	2,50	276,34	2340,0	27150	31650	36200	38450	39400	42800
	23,5	2,80	324,71	2750,0	31900	37250	42550	45250	46300	50250
	25,5	3,00	376,52	3190,0	37000	43200	49350	52450	53700	58350

Канат двойной свивки типа ТК конструкции 6×19 (1+6+12) + 1×19 (1+6+12)

3067—66	27,5	1,90	340,48	3055,0	—	38100	43550	46250	47150	51000
	30,5	2,10	420,07	3770,0	—	47000	53750	57100	58200	63000
	33,5	2,30	580,05	4560,0	48750	56850	65000	69050	70350	76100
	36,5	2,50	604,37	5425,0	58000	67650	77300	82000	83500	90350

ПРИЛОЖЕНИЕ VI
Продолжение табл. 8

ГОСТ	Диаметр, мм		Расчетная площадь сечения всех проволок, мм ²	Расчетная масса 1000 м смазанного каната, кг	Маркировочная группа по временному сопротивлению разрыву, кгс/мм ²					
	каната	проволоки			120	140	160	170	180	200
					Расчетное разрывное усилие, кгс, каната в целом					

*Канат двойной свивки типа ТК конструкций
6×37 (1+6+12+18) + 1×37 (1+6+12+18)*

3068—66	38,0	1,90	661,11	5865,0	—	69400	79100	84400	84400	90750
	42,5	2,10	815,90	7240,0	—	85500	97850	103500	104000	112000
	46,5	2,30	987,01	8755,0	88500	103500	118000	125500	126000	135000
	51,0	2,50	1174,38	10450,0	105000	123000	140500	149500	150000	161000
	55,0	2,80	1381,02	12250,0	123000	144500	165000	175500	177000	189500
	59,5	3,00	1601,17	14200,0	144000	168000	192000	204000	205000	220000
	63,5	3,20	1837,58	16300,0	165000	192500	220500	234000	235000	252500
	68,5	3,40	2090,26	18550,0	187500	220000	250500	252500	258500	—

Канат двойной свивки типа ЛК-Р конструкции 6×19 (1+6+6+6) + 1 о.с.

2688—69	19,5	—	143,61	1405,0	—	17050	19500	20750	—	23300
	21,0	—	167,03	1635,0	—	19850	22700	24100	21350	27100
	22,5	—	188,78	1850,0	—	22450	25650	27250	24850	30650
	24,0	—	215,49	2110,0	—	25600	29300	31100	28100	35000
	25,5	—	244,00	2390,0	—	29000	33150	35250	32050	39650
	28,0	—	297,63	2911,0	—	35400	40450	43000	36300	48350
	30,5	—	356,72	3490,0	—	42400	48500	51500	44300	57950
	32,5	—	393,06	3845,0	—	46750	53450	56750	53100	63850
	33,5	—	431,18	4220,0	—	51300	58600	62300	58500	70050
	37,0	—	512,79	5016,0	—	61000	69700	74050	64200	83300
	39,5	—	586,58	5740,0	59800	69800	79750	84750	76350	95300
									87350	

Канат двойной свивки типа ТЛК-0 конструкции 6×37 (1+6+15+15) + 1 о.с.

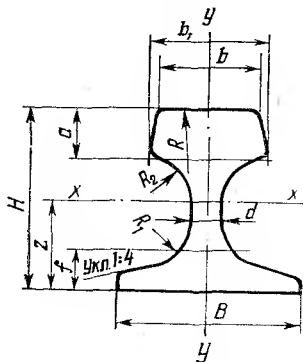
3079—69	15,5	—	85,54	851,5	—	—	11600	12350	12700	13900
	17,0	—	106,94	1065,0	—	—	14500	15450	15900	17350
	19,5	—	135,54	1350,0	—	16100	18400	19550	20150	22000
	21,5	—	167,64	1670,0	—	19900	22750	24200	24950	27200
	23,0	—	197,04	1961,0	—	23400	26750	28450	29300	32000
	25,0	—	225,39	2245,0	—	26800	30650	32550	33550	36600
	27,0	—	266,25	2650,0	—	31650	36200	38450	39650	43250
	29,5	—	303,00	3015,0	—	36050	41200	43750	45100	49200
	30,5	—	342,16	3405,0	—	40700	46500	49400	50950	55600
	33,0	—	392,07	3905,0	—	46650	53300	56650	58350	63700
	35,0	—	445,46	4435,0	—	53000	60550	64350	66350	72350
	39,0	—	542,20	5395,0	—	64500	73700	78300	80750	88100

Примечания: 1. Канаты, разрывное усилие которых указано справа от жирной линии, изготавливаются только из светлой проволоки.

2. Изготовление канатов с временным сопротивлением разрыву 170 кгс/мм² допускается только по соглашению сторон. Приведенные в таблице наиболее употребительные канаты можно применять в оттяжках мачт по ГОСТ 3064—66, 3065—66, 3067—66, 3068—66, для монтажных работ в полнспацах по ГОСТ 3079—69, в расчалках и вантах по ГОСТ 2688—69.

ПРИЛОЖЕНИЕ VI

Т а б л и ц а 9. Рельсы краевые (ГОСТ 4121—62*)
(основные размеры, мм)



Тип рельса	H	B	a	b	b ₁	d	f	R	R ₁	R ₂
КР60	105	105	27,5	60	64,5	24	22	350	20	32
КР70	120	120	32,5	70	76,5	28	24	400	23	38
КР80	130	130	35	80	87	32	26	400	25	44
КР100	150	150	40	100	108	38	30	450	30	50
КР120	170	170	45	120	129	44	35	500	34	56
КР140	190	190	50	140	150	50	40	600	32	63

Т а б л и ц а 10. Рельсы краевые (основные расчетные данные)

Тип рельса	Площадь поперечного сечения в см ²	Расстояние до центра тяжести в см	Моменты инерции в см ⁴		Вес 1 м в кг
			I _x	I _y	
КР50	38,02	4,32	357,54	111,42	29,85
КР60	50,99	4,83	654,6	195,88	50,03
КР70	67,3	5,93	1081,99	327,16	52,83
КР80	81,13	6,43	1547,4	482,39	63,69
КР100	113,32	7,6	2864,73	940,98	88,96
КР120	150,44	8,43	4923,79	1694,83	118,1
КР140	195,53	9,84	7427,23	2483,4	153,49

Т а б л и ц а 11. Риски для отверстий в уголках (все размеры в мм)

Схема расположения рисков	Одна риска			Две риски			
	ширина полки b	риска a	максимальный диаметр отверстия	ширина полки b	риска		максимальный диаметр отверстия
					a ₁	a ₂	
	45	25	11	125	В шахматном порядке		23
	50	30	13		55	35	
	56	30	13		140	60	
	63	35	17	160	65	60	25
	70	40	19	140	В два ряда		19
	75	45	21		55	60	
	80	45	21		160	60	
	90	50	23	180	В шахматном порядке и в два ряда		25
	100	55	23		65	75	
	110	60	25		200	80	
125	70	25	220		90	90	
140	75	25	250		100	90	

Примечания: 1. При иалнчии стыков необходимо проверить достаточность рисков. Для уголков с толстыми полками нужно или соответственно увеличить риски, или уменьшить диаметр отверстий.

2. В случае применения болтов при двухрядном расположении необходимо, чтобы риска a₂ была не менее 3,5 диаметра применяемого отверстия.

ПРИЛОЖЕНИЕ VI

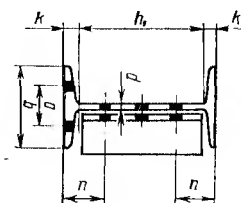


Таблица 12. Риски для отверстий в двутаврах по ГОСТ 8239—72 (все размеры в мм)

№ профиля	Полка			Стенка				
	<i>b</i>	риска <i>a</i>	максимальный диаметр отверстия	<i>h</i> ₁	<i>κ</i>	<i>d</i>	<i>n</i>	максимальный диаметр отверстия
10	55	32	9	70	15	4,5	30	11
12	64	36	11	88	16	4,8	35	13
14	73	40	11	106	17	4,9	40	13
16	81	45	13	124	18	5	40	15
18	90	50	15	142	19	5,1	50	17
18а	100	55	17	142	19	5,1	50	17
20	100	55	17	162	19	5,2	50	17
20а	110	60	19	160	20	5,2	50	17
22	110	60	19	178	21	5,4	60	21
22а	120	65	21	178	21	5,4	60	21
24	115	60	19	196	22	5,6	60	21
24а	125	70	21	194	23	5,6	60	21
27	125	70	21	224	23	6	60	21
27а	135	70	23	222	24	6	60	23
30	135	70	23	250	25	6,5	65	23
30а	145	80	23	248	26	6,5	65	23
33	140	80	23	276	26	7	65	23
36	145	80	23	302	29	7,5	70	23
40	155	80	23	338	31	8	70	25
45	160	90	23	384	33	8,6	70	25
50	170	100	25	430	35	9,5	80	25
55	180	100	25	474	38	10,3	80	25
60	190	110	25	518	41	11,1	90	25

ПРИЛОЖЕНИЕ VI

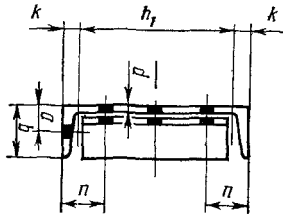


Таблица 13. Риски для отверстий в швеллерах по ГОСТ 8240—72 (все размеры в мм)

№ профиля	Полка			Стенка				
	<i>b</i>	риска <i>a</i>	максимальный диаметр отверстия	<i>h</i> ₁	<i>κ</i>	<i>d</i>	<i>n</i>	максимальный диаметр отверстия
5	32	20	9	22	14	4,4	25	7
6,5	36	20	11	37	14	4,4	32,5	11
8	40	25	11	50	15	4,5	40	13
10	46	30	13	68	16	4,5	33	9
12	52	30	17	86	17	4,8	40	13
14	58	35	17	104	18	4,9	45	15
14a	62	35	17	102	19	4,9	45	15
16	64	40	19	122	19	5	50	17
16a	68	40	19	120	20	5	50	17
18	70	40	21	140	20	5,1	55	19
18a	74	45	21	138	21	5,1	55	19
20	76	45	23	158	21	5,2	60	21
20a	80	50	23	158	21	5,2	60	21
22	82	50	23	176	22	5,4	65	23
22a	87	50	25	174	23	5,4	65	23
24	90	50	25	192	24	5,6	65	25
24a	95	60	25	190	25	5,6	65	25
27	95	60	25	220	25	6	70	25
30	100	60	25	246	27	6,5	70	25
33	105	60	25	274	28	7	70	25
36	110	70	25	300	30	7,5	75	25
40	115	70	25	336	32	8	75	25

ПРИЛОЖЕНИЕ VI

Таблица 14. Сталь прокатная широкополосная универсальная
По ГОСТ 82—70

Ширина, мм	Толщина, мм
160; 170; 180; 190; 200; 210; 220; 240; 250; 260; 280; 300	От 4 до 12 мм через 1 мм; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 45; 50; 56; 60
320; 340	От 5 до 12 мм через 1 мм; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 45; 50; 56; 60
360; 380; 400; 420; 450; 480; 500; 530; 560; 600; 630; 650; 670; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1050	От 6 до 12 мм через 1 мм; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 45; 50; 56; 60

Таблица 15. Сталь прокатная толстолистовая (выборка из ГОСТ 5681—57*)
(размеры в мм)

Толщина листа	Ширина листа	Длина листа
4; 4,5	600; 7000; 1000; 1250; 1400; 1500; 1600	2000; 2500; 2800; 3500; 4500; 5000; 6000
5; 5,5	1250; 1400; 1500; 1600	2500; 2800; 3000; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000
6; 7	1250; 1400; 1500; 1600; 1800	2800; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000; 7000
8; 9; 10; 11	1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200 (кроме толщины 8 мм)	То же
12; 14; 16; 18; 20	1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200; 2300	4500; 5000; 5500; 6000; 7000; 8000
22; 25; 28; 30; 32	1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200; 2400	То же
36; 40	1500; 1600; 1800; 2000; 2200; 2500	»

ЛИТЕРАТУРА

1. Металлические конструкции под ред. докт. техн. наук, проф. Беленя Е. И., Госстройиздат, М., 1973.
2. *Васильев А. А.* Металлические конструкции. Госстройиздат, М., 1968.
3. *Примак Н. С.* Расчет конструкций одноэтажных промышленных зданий. «Будівельник», 1971.
4. *Генцев А. Н., Беленя Е. И.* Пространственная работа конструкций промышленного цеха. Сб. ЦНИПС. М., Стройиздат, 1940.
5. КТИС. Стальные конструкции одноэтажных промышленных зданий. Под ред. *Турбина С. М. М.*, Госстройиздат, 1952.
6. *Левченко В. Н.* Исследование технико-экономических показателей стальных вертикальных цилиндрических резервуаров, мокрых газгольдеров, бункеров и вопросы их оптимизации. Автореферат диссертации, 1973.
7. Рекомендации по проектированию соединений из труб. ЦНИИСК. М., Стройиздат, 1971.
8. Металлические конструкции (специальный курс) под ред. проф. Стрелецкого Н. С. М., Госстройиздат, 1965.
9. Висячие покрытия. Труды совещания по исследованию и внедрению висячих покрытий под ред. И. М. Рабиновича. М., Госстройиздат, 1962.
10. *Качурин В.* Теория висячих систем. М., Госстройиздат, 1962.
11. *Кирсанов Н. М.* Приближенный способ расчета висячих покрытий отрицательной кривизны. Труды ВИСИ, № 10. Издание Воронежского университета. Воронеж, 1963.
12. *Соботка З.* Висячие покрытия. М., Стройиздат, 1964.
13. СНиП II-A. 10—71 «Основные положения проектирования», 1972.
14. СНиП II-B. 3—72 «Стальные конструкции». Нормы проектирования, 1973.
15. СНиП II-A. II—62 «Нагрузки и воздействия», 1962.
16. Справочник «Металлические конструкции зданий и сооружений» под ред. Н. П. Мельникова. М., Стройиздат, 1972.
17. *Лессиг Е. Н., Лилеев А. Ф., Соколов А. Г.* Листовые конструкции. М., Стройиздат, 1971.
18. Указания по проектированию силосов для сыпучих материалов. СН 302—65.
19. *Тахтамьшев А. Г.* Примеры расчета стальных конструкций. М., Стройиздат, 1969.
20. *Гурский А.* Выбор оптимального очертания гибкого бункера. «Промышленное строительство и инженерные сооружения», 1970, № 1.
21. *Ягофаров Х.* Формулы для расчета гибких бункеров. «Промышленное строительство», 1971, № 11.
22. *Лейтес С. Д.* К расчету стальных прогонов замкнутого профиля. «Промышленное строительство», 1972, № 10.

СО Д Е Р Ж А Н И Е

Предисловие	3
Глава 1. Основные расчетные положения	
§ 1. Общие сведения о методе расчета конструкций по предельным состояниям	5
§ 2. Нагрузки и воздействия	6
§ 3. Материалы для стальных конструкций	8
§ 4. Расчетные сопротивления и коэффициенты условий работы	11
§ 5. Расчет элементов стальных конструкций при различных силовых воздействиях	14
Глава 2. Соединения стальных конструкций	
§ 6. Сварные соединения	28
Расчет и проектирование сварных соединений	35
§ 7. Болтовые и заклепочные соединения	47
Характеристика болтов и заклепок	47
Расчет и проектирование болтовых и заклепочных соединений	47
Глава 3. Балки и балочные конструкции	
§ 8. Общая характеристика балочных конструкций	59
§ 9. Расчет балок	60
Расчет прокатных балок	60
Расчет составных балок	62
Расчет бистальных балок	66
§ 10. Подкрановые конструкции	69
Конструктивные решения. Нагрузки	69
Расчет подкрановых балок и тормозных конструкций	73
§ 11. Проверка местной устойчивости поясов и стенки	76
§ 12. Расчет узлов и деталей балок	83
Расчет поясных соединений	83
Расчет опорных ребер	84
Расчет стыков	85
Расчет сопряжений	87
Расчет прикрепления подкрановых балок к стальным колоннам	88
§ 13. Примеры расчета балок	90
§ 14. Тонкостенные балки	125
Глава 4. Колонны и стойки	
§ 15. Центральные сжатые колонны	134
§ 16. Примеры расчета центрально сжатых колонн	141
§ 17. Внецентренно сжатые колонны	148
Расчетные предпосылки	148
Определение расчетно-силовых факторов	157
§ 18. Примеры определения силовых факторов и расчета внецентренно-сжатой колонны	165
Глава 5. Фермы покрытий промзданий	
§ 19. Элементы кровли	188
§ 20. Общие положения по расчету и конструированию ферм	192
§ 21. Примеры расчета ферм	206
Глава 6. Висячие покрытия	
§ 22. Общие расчетные предпосылки	239
§ 23. Примеры расчета несущих элементов висячих покрытий	244

Глава 7. Листовые конструкции	
§ 24. Общие положения	259
§ 25. Вертикальные цилиндрические резервуары с плоскими днищами	263
§ 26. Резервуары с пространственными днищами для воды	267
Расчет опорного кольца и ствола башни	269
§ 27. Горизонтальные цилиндрические, шаровые и каплевидные резервуары	275
§ 28. Бункера с плоскими стенками	279
§ 29. Параболические (гибкие) бункера	294
§ 30. Круглые бункера и силосы	298
§ 31. Газгольдеры	304
Приложение I	309
Приложение II	313
Приложение III	316
Приложение IV	319
Приложение V	319
Приложение VI	325
Литература	348
Содержание	349

*Лихтарников Яков Моисеевич,
Клыкков Виктор Михайлович,
Ладыженский Давыд Валентинович*

Расчет стальных конструкций

Справочное пособие

Спецредактор *канд. техн. наук В. Н. Гордеев*
Редактор *А. И. Соловьева*
Обложка художника *Б. Н. Савченко*
Художественный редактор *Н. С. Величко*
Технические редакторы *И. Г. Лиман, З. П. Золотарева*
Корректоры *Т. И. Сабося, Л. А. Климчук*

БФ 10282. Сдано в набор 24. III. 1975 г. Подписано
к печати 4. XII. 1975 г. Формат бумаги 60×90^{1/16}. Бумага
для глубокой печати. Объем: 22 печ. л., 24,93 уч.-изд. л.
Тираж 40000. Зак. 5-1083. Цена 1 руб. 46 коп.

Издательство «Будівельник», Киев, Владимирская, 24.
Киевская фабрика печатной рекламы, Киев, Выборг-
ская, 84.