

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный технический университет»

В. А. Дзюба, Т. А. Стасевич

РАСЧЕТ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Утверждено в качестве учебного пособия
Учёным советом Федерального государственного бюджетного
образовательного учреждения высшего профессионального образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный технический университет»

Комсомольск-на-Амуре
2015

УДК 624.01(07)

ББК 38.5-02я7

Д438

Рецензенты:

Ф. Ф. Муратшин, кандидат технических наук, доцент,
директор ООО «ИНСПЕКТ+», почетный строитель РФ;
лаборатория «Механика деформирования» Института машиноведения
и металлургии Дальневосточного отделения Российской академии наук,
зав. лабораторией доктор технических наук, профессор В. М. Козин

Дзюба, В. А.

Д438 Расчет строительных конструкций : учеб. пособие / В. А. Дзюба,
Т. А. Стасевич. – Комсомольск-на-Амуре : ФГБОУ ВПО «КнАГТУ»,
2015. – 92 с.

ISBN 978-7765-1123-3

В учебном пособии приведены примеры расчета и конструирования сборных железобетонных сегментных ферм покрытия пролетом 18, 24 м, гибких фундаментных балок под наружные стены и элементов стальной балочной клетки. Данные примеры являются составной частью курсовых проектов по дисциплинам «Железобетонные и каменные конструкции», «Металлические конструкции».

Предназначено для студентов вузов, обучающихся по направлению «Строительство».

УДК 624.01(07)

ББК 38.5-02я7

ISBN 978-7765-1123-3

© ФГБОУ ВПО «Комсомольский-на-Амуре»
государственный технический
университет», 2014

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СЕГМЕНТНЫХ ФЕРМ ПОКРЫТИЯ	6
1.1. Общие сведения.....	6
1.2. Проектирование сегментных ферм пролетом 18 м	7
1.3. Проектирование сегментных ферм пролетом 24 м	10
1.4. Расчет ферм.....	14
1.5. Расчет опорного узла фермы.....	15
1.6. Расчет промежуточных узлов фермы	18
1.7. Общие конструктивные указания.....	20
2. РАСЧЁТ ФУНДАМЕНТНЫХ БАЛОК	20
2.1. Основные определения.....	20
2.2. Схема распределения нагрузки от стен	23
2.3. Пример расчёта фундаментной балки.....	25
2.3.1. <i>Определение жесткостных характеристик конструкций</i>	27
2.3.2. <i>Построение эпюр давления</i>	28
2.3.3. <i>Определение изгибающих моментов и поперечных сил в сечениях балки</i>	31
2.3.4. <i>Проверка прочности нормальных и наклонных сечений фундаментной балки</i>	32
3. РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ	35
3.1. Компонировочное решение рабочей площадки.....	35
3.2. Расчет вспомогательной балки	36
3.3. Расчет главной балки	39
3.3.1. <i>Подбор сечения балки с проверкой прочности и жесткости</i> ..	41
3.3.2. <i>Изменение сечения балки по длине</i>	46
3.3.3. <i>Проверка общей устойчивости балки</i>	49
3.3.4. <i>Проверка местной устойчивости сжатого пояса и стенки балки</i>	51
3.3.5. <i>Расчет опорной части балки</i>	57
3.4. Расчет центрально сжатой колонны.....	62
3.4.1. <i>Расчет относительно материальной оси $x - x$</i>	62
3.4.2. <i>Расчет относительно свободной оси $y - y$</i>	64
3.4.3. <i>Расчет планок</i>	68
3.4.4. <i>Расчет оголовка колонны</i>	70
3.4.5. <i>Расчет базы колонны</i>	72
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	76
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	77

ПРИЛОЖЕНИЕ 1. КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ РАСЧЕТА НА ПРОЧНОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ РАЗВИТИЯ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ	78
ПРИЛОЖЕНИЕ 2. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СТАЛИ ПО ГОСТ 27772-88, СВАРНЫХ И БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ, кН/см ²	79
ПРИЛОЖЕНИЕ 3. КОЭФФИЦИЕНТЫ γ_c	80
ПРИЛОЖЕНИЕ 4. ДВУТАВРЫ СТАЛЬНЫЕ ГОРЯЧЕКАТАНЫЕ С УКЛОНОМ ВНУТРЕННИХ ГРАНЕЙ ПОЛОК (ПО ГОСТ 8239-89).....	82
ПРИЛОЖЕНИЕ 5. СТАЛЬ ШИРОКОПОЛОСНАЯ УНИВЕРСАЛЬНАЯ ГОРЯЧЕКАТАНАЯ ПО ГОСТ 82-70* (СОКРАЩЕННЫЙ СОРТАМЕНТ).....	84
ПРИЛОЖЕНИЕ 6. КОЭФФИЦИЕНТЫ φ_b	85
ПРИЛОЖЕНИЕ 7. КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ ПРОВЕРКИ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ СТенок БАЛКИ	86
ПРИЛОЖЕНИЕ 8. КОЭФФИЦИЕНТЫ УСТОЙЧИВОСТИ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ φ	87
ПРИЛОЖЕНИЕ 9. МИНИМАЛЬНЫЕ КАТЕТЫ $k_{ш}$ УГЛОВЫХ СВАРНЫХ ШВОВ.....	88

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее учебное пособие подготовлено согласно программ курсов «Железобетонные и каменные конструкции», «Металлические конструкции» для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению 08.03.01 (270800) – «Строительство», и содержит примеры выполнения разделов курсовых проектов. При составлении учебного пособия учтены требования образовательного стандарта по направлению «Строительство».

В первом разделе пособия рассмотрены основные вопросы проектирования железобетонных сегментных ферм. Железобетонные фермы применяют при пролетах 18, 24 и 30 м при шаге 6 или 12 м. В железобетонных фермах в сравнении с остальными расход металла почти вдвое меньше, но трудоемкость и стоимость изготовления немного выше. При пролетах 36 м и более, как правило, применяются стальные фермы. Наиболее благоприятные очертания по статической работе имеют сегментные фермы, т.к. очертание их верхнего пояса приближается к кривой давления. Решетка этих ферм испытывает действие незначительных усилий, а высота на опорах сравнительно небольшая, что приводит к снижению массы фермы и уменьшению высоты наружных стен. В пособии показаны основные размеры сечений, узлов сегментных ферм пролетом 18 и 24 м и их армирование, значения усилий в элементах ферм от единичных нагрузок, а также основные сведения об их расчете и конструировании.

Во втором разделе рассмотрен расчет изгибаемых элементов, поддерживающих висячие стены. Особенность работы таких балок заключается в их повышенной деформативности по отношению к кирпичной стене, что исключает прямоугольную эпюру давления на балку с перераспределением максимума давления к опорным зонам. Приведен пример расчета фундаментной балки с установлением эпюр давления, определением изгибающих моментов и поперечных сил, проверкой прочности нормальных и наклонных сечений.

В третьем разделе рассмотрено проектирование стальных конструкций рабочей площадки производственного здания и приведены примеры расчета следующих металлических конструкций:

- подбор и проверка сечения второстепенной балки прокатного профиля из условий прочности и жесткости;
- подбор и проверка сечения главной (составной сварной) балки из условий прочности, жесткости, экономичности;
- подбор и проверка сечения центрально нагруженной сквозной колонны из условий прочности и устойчивости.

1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СЕГМЕНТНЫХ ФЕРМ ПОКРЫТИЯ

1.1. Общие сведения

В данном пособии рассмотрено проектирование типовых железобетонных сегментных ферм пролетом 18 и 24 м. Для каждого пролета ферм рекомендовано четыре типоразмера, которые отличаются размерами поперечных сечений элементов верхнего и нижнего поясов и решетки.

Проектирование железобетонной фермы включает расчеты сечений верхнего и нижнего поясов, сжатых и растянутых раскосов по предельным состояниям первой и второй групп на действие усилий от эксплуатационных нагрузок, усилия обжатия, усилий, возникающих в процессе транспортирования и монтажа. Далее приводится порядок расчета сечений поясов и растянутого раскоса фермы на действие усилий от эксплуатационных нагрузок.

Рекомендуется следующая последовательность проектирования фермы:

- 1) В соответствии с заданием устанавливаются пролет и шаг ферм.
- 2) Типоразмер фермы при выполнении курсового проекта берется ориентировочно в зависимости от шага ферм и заданного класса бетона. При шаге ферм 6 м и бетоне В40...В50 можно принять 1-й типоразмер, а при бетоне В30...В35 – 2-й типоразмер. При шаге ферм 12 м и бетоне В40...В50 можно принять 3-й типоразмер, а при бетоне В30...В35 – 4-й типоразмер.
- 3) В соответствии с выбранным типоразмером фермы определяются расход бетона (табл. 1.1 и 1.4) и собственный вес фермы в зависимости от средней плотности материала.
- 4) Устанавливаются нагрузки на 1 м² покрытия и узловые расчетные и нормативные нагрузки на ферму.
- 5) С помощью табл. 1.2 и 1.6 определяются усилия в элементах фермы. При внеузловом приложении нагрузок в случае применения плит покрытия шириной 1,5 м возникает местный изгиб и моменты в верхнем поясе принимаются как в неразрезной балке в пролетах и на опорах величиной $M = \frac{P \cdot l}{8}$. В данном случае верхний пояс рассчитывается на внецентренное сжатие с расчетным эксцентриситетом. Поэтому следует стремиться использовать плиты покрытия шириной 3 м, что обеспечивает передачу нагрузки от ребер плит в узлы и исключает изгиб верхнего пояса между узлами.
- 6) Выполняются расчет прочности, трещиностойкости и конструирование элементов фермы [1]. Расчет ферм по несущей способности допуска-

ется производить как статически определимых шарнирно-стержневых систем без учета изгибающих моментов, возникающих за счет жесткости узлов. Расчет по образованию и раскрытию трещин производится как статически неопределимых систем с учетом изгибающих моментов, возникающих за счет жесткости узлов.

7) Производятся расчет прочности и конструирование опорного и промежуточного узлов.

8) Выполняются рабочие чертежи фермы.

1.2. Проектирование сегментных ферм пролетом 18 м

Геометрические размеры фермы пролетом 18 м показаны на рис. 1.1, размеры сечений элементов и расход бетона – в табл. 1.1. Первым здесь указан размер сечения из плоскости фермы. Усилия в элементах фермы от единичных узловых нагрузок приведены в табл. 1.2, причем в графе 7 этой таблицы даны усилия в элементах фермы при одновременном приложении единичных нагрузок во всех узлах верхнего пояса. На рис. 1.2 и 1.3 показаны узлы фермы: опорный, промежуточные «А», «Б», «В», «Г». Размеры опорного узла одинаковы для всех типоразмеров фермы, а размеры остальных узлов для различных типоразмеров приведены в табл. 1.3. На рис. 1.4 даны примеры армирования элементов сжатого пояса, решетки и нижнего пояса фермы пролетом 18 м. Сжатый пояс фермы и элементы решетки армируются сварными каркасами из арматуры класса А400 идентично для всех типоразмеров. Нижний растянутый пояс ферм армируется предварительно напрягаемой стержневой арматурой классов А600, А800, А1000, высокопрочной проволокой и арматурными канатами. Напрягаемая арматура нижнего пояса фермы располагается симметрично относительно центра тяжести сечения нижнего пояса. Защитный слой бетона арматуры сеток, охватывающих напрягаемую арматуру, принимается во всех случаях равным 20 мм.

Таблица 1.1

Размеры сечений элементов ферм пролетом 18 м и расход бетона

Элементы фермы	Сечения для типоразмеров, мм			
	1 (ФС18-1)	2 (ФС18-2)	3 (ФС18-3)	4 (ФС18-4)
Верхний пояс	200×180	250×180	250×250	300×250
Нижний пояс	200×180	250×200	250×300	300×320
Стойки и раскосы	150×120	150×120	150×150	150×150
Расход бетона, м ³	1,8	2,4	3,12	3,76

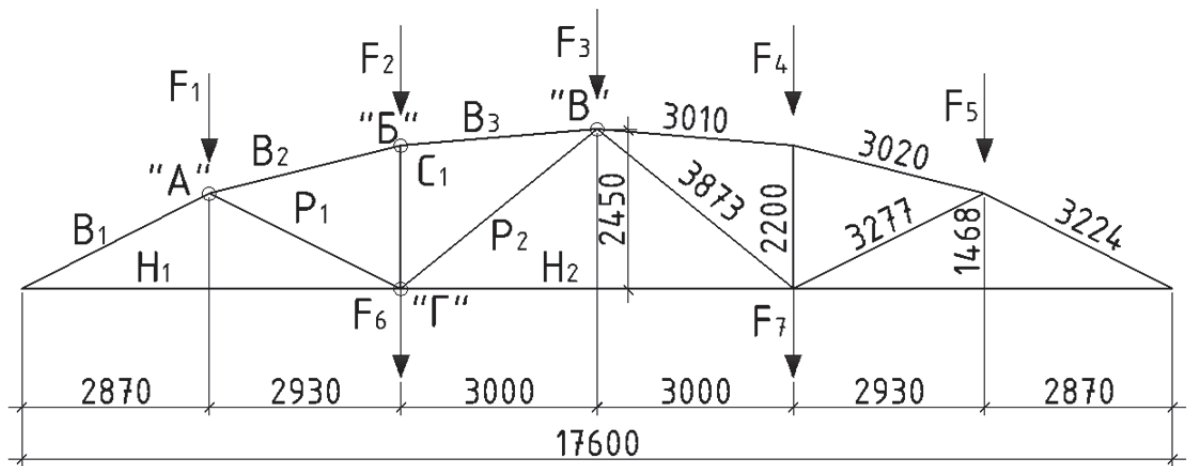


Рис. 1.1. Геометрическая схема фермы пролетом 18 м

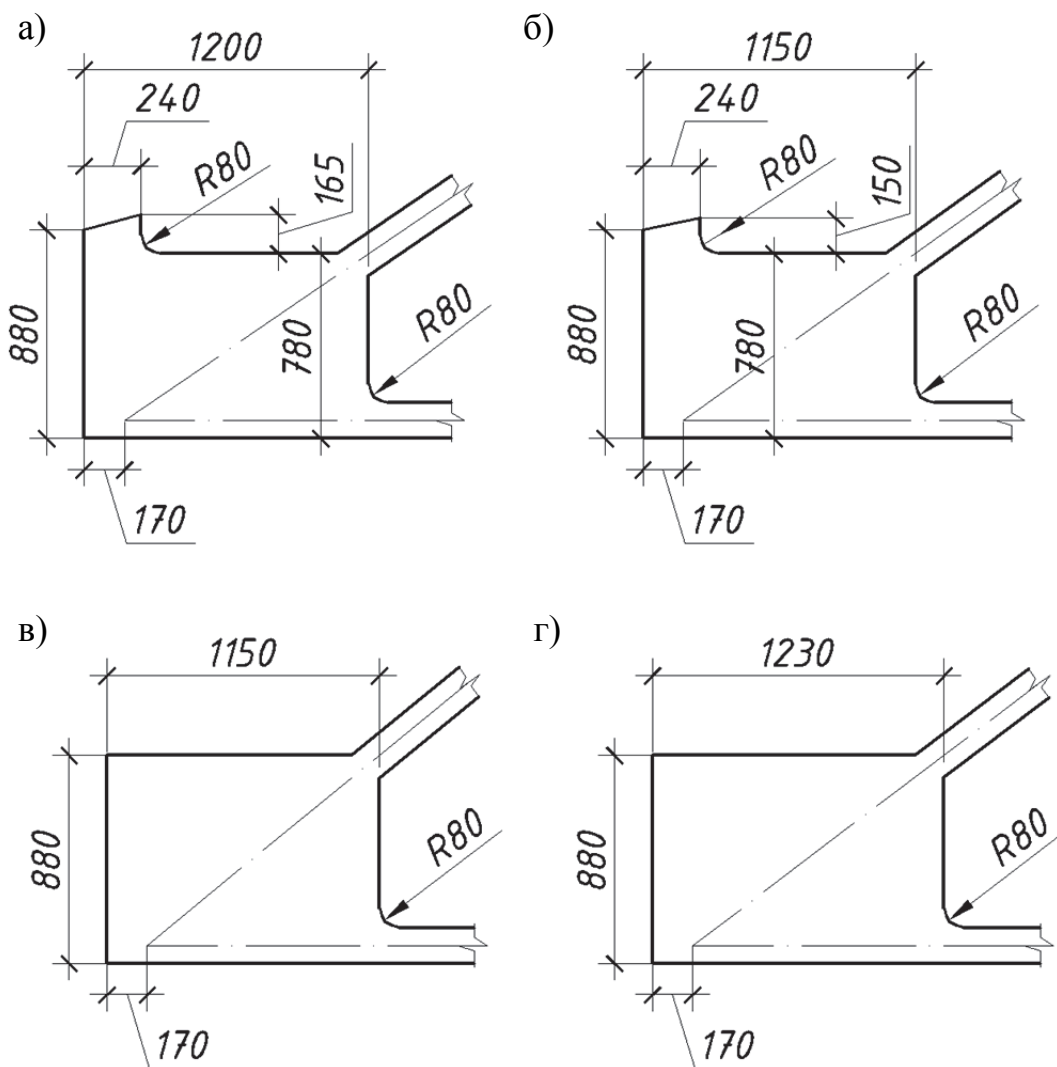


Рис. 1.2. Опорные узлы ферм:
а – ФС18; б – ФС24-1; в – ФС24-2; г – ФС24-3, ФС24-4

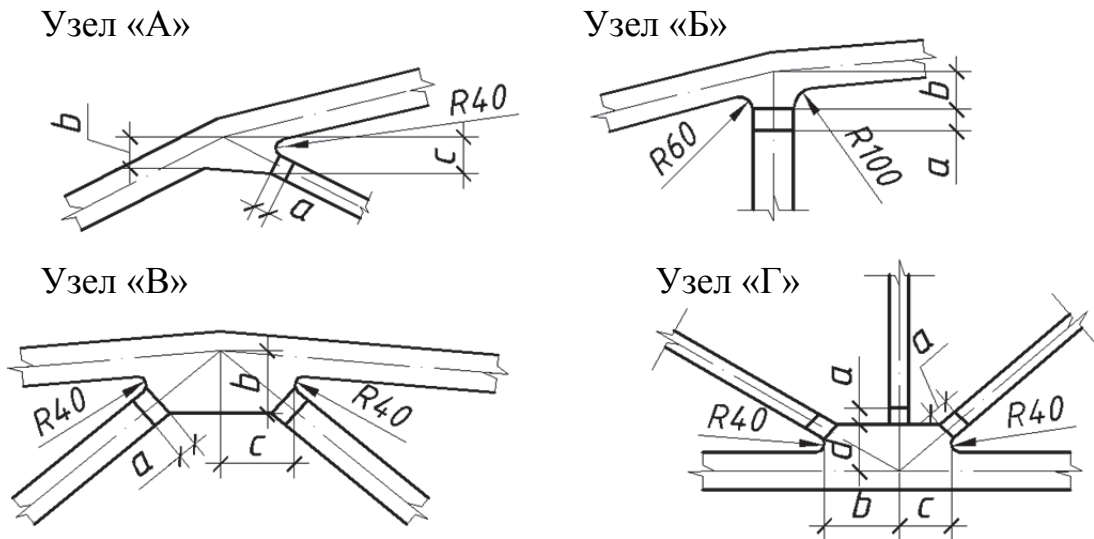


Рис. 1.3. Узлы фермы пролетом 18 м

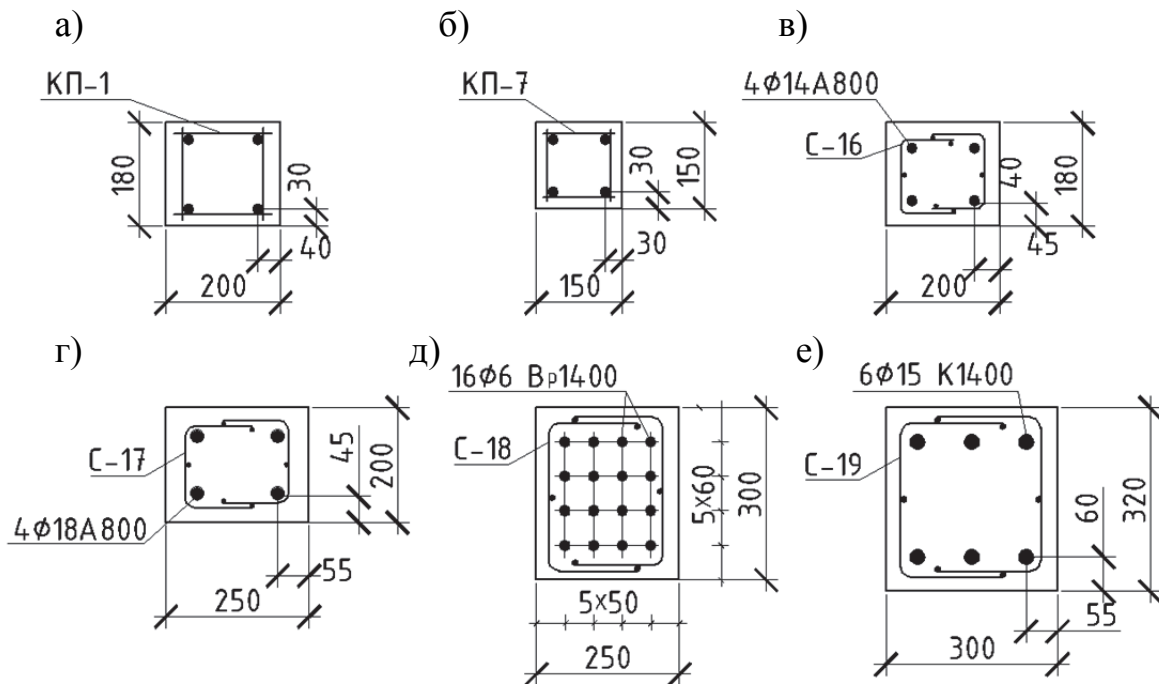


Рис. 1.4. Примеры армирования сечений сегментной фермы пролетом 18 м:
 а – сжатый пояс; б – элемент решетки; в – растянутый пояс первого типоразмера; г – растянутый пояс второго типоразмера; д – растянутый пояс третьего типоразмера; е – растянутый пояс четвертого типоразмера

Таблица 1.2

Усилия в элементах фермы пролетом 18 м от единичных узловых нагрузок

Элементы фермы	$F_1 = 1$	$F_2 = 1$	$F_3 = 1$	$F_4 = 1$	$F_5 = 1$	$\sum(F_1 \dots F_5)$	$F_6 = 1$	$F_7 = 1$
<i>l</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>
B_1	-1,838	-1,472	-1,098	-0,724	-0,36	-5,492	-1,47	-0,724
B_2	-0,901	-1,822	-1,359	-0,895	-0,44	-5,417	-1,82	-0,895
B_3	-0,877	-1,773	-1,322	-0,872	-0,43	-5,274	-1,77	-0,872
H_1	1,636	1,311	0,977	0,644	0,319	4,887	1,311	0,644
H_2	0,585	1,183	1,796	1,183	0,585	5,332	1,183	1,183
P_1	-0,852	0,511	0,381	0,251	0,124	0,415	0,511	0,251
P_2	0,373	0,754	-0,617	-0,406	-0,2	-0,096	0,754	-0,406
C_1	0,146	0,706	0,219	0,145	0,072	0,124	0,294	0,145

Таблица 1.3

Размеры узлов фермы пролетом 18 м, мм

Типоразмеры фермы	<i>a</i>	Узел «А»		Узел «Б»	Узел «В»		Узел «Г»		
		<i>b</i>	<i>c</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
1	50	160	180	180	300	350	520	350	300
2	100	160	180	180	300	350	520	350	300
3	100	190	230	230	330	380	575	365	320
4	150	190	230	230	330	380	575	365	320

1.3. Проектирование сегментных ферм пролетом 24 м

Геометрические размеры фермы пролетом 24 м показаны на рис. 1.5, размеры сечений элементов и расход бетона – в табл. 1.4, где первым указан размер сечения из плоскости фермы. На рис. 1.2 показаны опорные узлы ферм, а на рис. 1.6 – промежуточные узлы «А», «Б», «В», «Г», «Д», «Е». Размеры этих узлов приведены в табл. 1.5. Усилия в элементах фермы от единичных узловых нагрузок показаны в табл. 1.6. Там же в графе 9 даны усилия в элементах фермы при одновременном приложении нагрузок ко всем узлам верхнего пояса. Примеры армирования элементов нижнего пояса фермы даны на рис. 1.7. Армирование элементов сжатого пояса и решетки идентичны армированию аналогичных элементов ферм пролетом 18 м (см. рис. 1.4).

Таблица 1.4

Размеры сечений элементов ферм пролетом 24 м и расход бетона

Элементы фермы	Сечения для типоразмеров, мм			
	1 (ФС24-1)	2 (ФС24-2)	3 (ФС24-3)	4 (ФС24-4)
Верхний пояс	250×200	250×280	300×300	350×350
Нижний пояс	250×220	250×300	300×360	350×380
Стойки и раскосы	150×150	150×150	200×150	200×150
Расход бетона, м ³	3,68	4,48	5,96	7,45

Таблица 1.5

Размеры узлов фермы пролетом 24 м, мм

Типоразмеры фермы	a	Узел «А»	Узел «Б»	Узел «В»		Узел «Г»	Узел «Д»			Узел «Е»	
		b	b	b	c	b	b	c	d	b	c
1	100	220	240	330	720	280	380	620	410	380	410
2	100	250	280	340	730	320	380	620	410	380	410
3	100	250	290	370	810	330	400	665	435	400	435
4	150	270	310	370	810	355	400	665	435	400	435

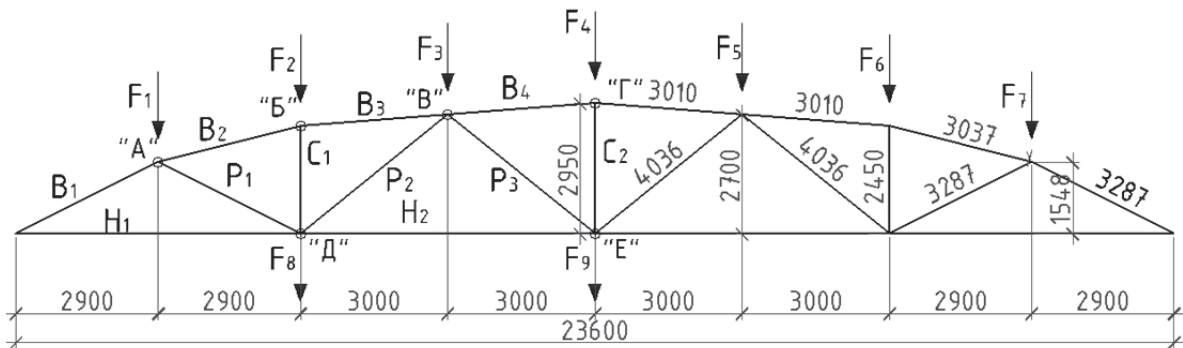


Рис. 1.5. Геометрическая схема фермы пролетом 24 м

Таблица 1.6

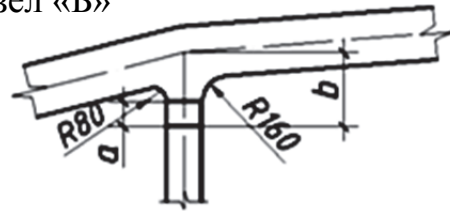
Усилия в элементах фермы пролетом 24 м от единичных узловых нагрузок

Элементы фермы	$F_1 = 1$	$F_2 = 1$	$F_3 = 1$	$F_4 = 1$	$F_5 = 1$	$F_6 = 1$	$F_7 = 1$	$\Sigma(F_1 \dots F_7)$	$F_8 = 1$	$F_9 = 1$	$F_{10} = 1$
l	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
B_1	-1,862	-1,602	-1,332	-1,062	-0,792	-0,522	-0,261	-7,433	-1,602	-1,602	-0,522
B_2	-0,935	-1,87	-1,554	-1,239	-0,924	-0,609	-0,305	-7,436	-1,87	-1,239	-0,609
B_3	-0,896	-1,791	-1,489	-1,188	-0,886	-0,584	-0,292	-7,126	-1,791	-1,188	-0,584
B_4	-0,493	-0,986	-1,496	-2,006	-1,496	-0,986	-0,493	-7,956	-0,986	-2,006	-0,986
H_1	1,643	1,413	1,175	0,937	0,698	0,46	0,23	6,556	1,413	0,937	0,46
H_2	0,673	1,347	2,044	1,629	1,215	0,801	0,4	8,109	1,347	1,629	0,801
P_1	-0,851	0,422	0,351	0,28	0,209	0,138	0,069	0,618	0,422	0,28	0,138
P_2	0,295	0,59	-0,752	-0,56	-0,447	-0,295	-0,147	-1,316	0,59	-0,6	-0,295
P_3	-0,245	-0,49	-0,743	0,498	0,372	0,245	0,122	-0,241	-0,49	0,498	0,245
C_1	0,203	-0,594	0,338	0,269	0,201	0,132	0,066	0,615	0,406	0,269	0,132
C_2	0,082	0,164	0,248	-0,667	0,248	0,164	0,082	0,321	0,164	0,333	0,164

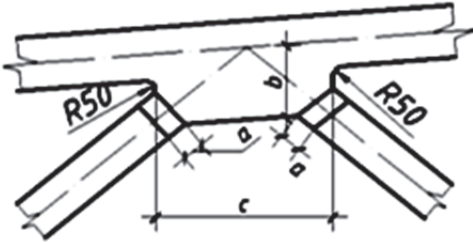
Узел «А»



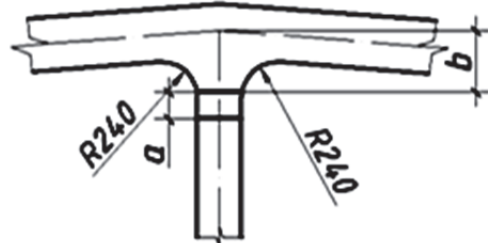
Узел «Б»



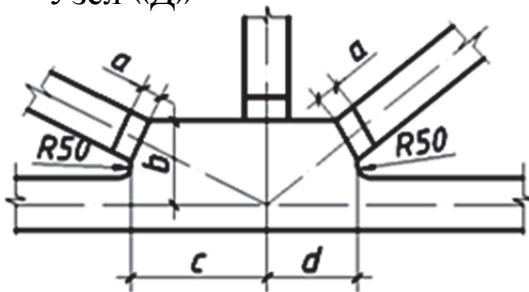
Узел «В»



Узел «Г»



Узел «Д»



Узел «Е»

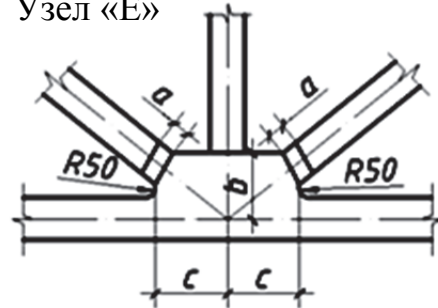


Рис. 1.6. Узлы фермы пролетом 24 м

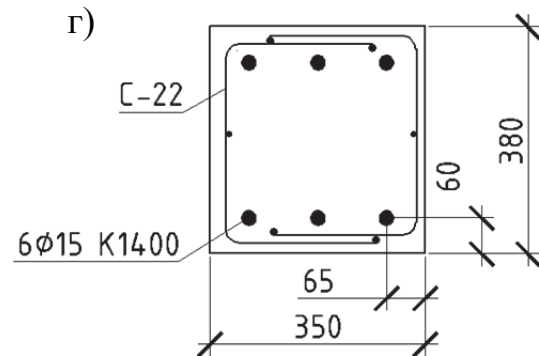
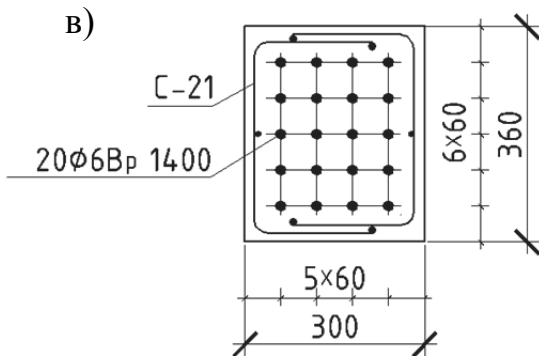
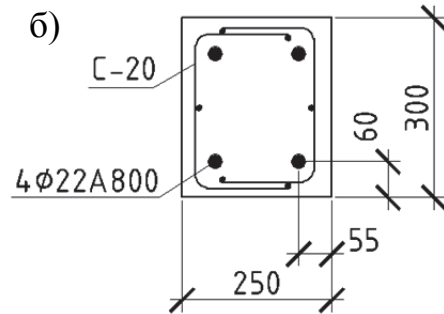
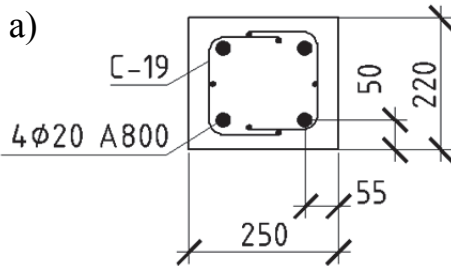


Рис. 1.7. Примеры армирования нижнего пояса фермы:
а – ФС24-1; б – ФС24-2; в – ФС24-3; г – 4ФС24-4

1.4. Расчет ферм

Расчет фермы выполняется на действие постоянных и временных нагрузок. К постоянным нагрузкам относят вес конструкций покрытия и собственный вес фермы, а к временным – вес снегового покрова и нагрузки от подвешенного транспорта. При этом должно учитываться неравномерное загрузление покрытия снеговой нагрузкой и подвешенным транспортом, если для каких-либо элементов фермы такое загрузление является невыгоднейшим.

Значения расчетной снеговой нагрузки принимаются по табл. 1.7 в зависимости от района строительства. Нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением расчетной величины на коэффициент 0,7. Длительная часть снеговой нагрузки составляет 50 % от ее полного расчетного значения.

Таблица 1.7

Расчетное значение веса снегового покрова

Снеговые районы РФ	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g , кПа (кгс/м ²)	0,8 (80)	1,2 (120)	1,8 (180)	2,4 (240)	3,2 (320)	4,0 (400)	4,8 (480)	5,6 (560)

Для определения узловых нагрузок на ферму предварительно собираются нагрузки на квадратный метр покрытия. Затем находят узловые расчетные нагрузки по верхнему поясу фермы: постоянная, кратковременная и длительная снеговая. При этом расчетные и нормативные узловые нагрузки на верхний пояс фермы определяются с учетом коэффициента надежности по ответственности зданий γ_n , по грузовой площади $l_1 \cdot l_2$, приходящейся на узел. Здесь l_1 и l_2 – расстояния между узлами и шаг ферм соответственно.

Определение усилий в элементах фермы выполняется с помощью табл. 1.3 и 1.6, в которых представлены продольные усилия в элементах ферм от единичных узловых нагрузок в предположении шарнирного сопряжения элементов в узлах. Это возможно потому, что на основании опыта проектирования и эксплуатации ферм установлено, что влиянием жесткости узлов на продольные усилия в элементах поясов и решетки ферм в виду малости можно пренебречь. Изгибающие моменты, возникающие в жестких узлах фермы, несколько снижают трещиностойкость в элементах ферм, что можно учитывать в расчетах трещиностойкости растянутых элементов путем увеличения усилий на 15 % ($\gamma_i = 1,15$).

Усилия в элементах фермы от нормативных и расчетных значений постоянных и временных нагрузок находятся умножением единичных уси-

лий (см. табл. 1.3 и 1.6) на значения узловых нагрузок F_i . Причем если ферма загружена по всему верхнему поясу одновременно и значения узловых нагрузок для всех узлов одинаковы, то усилия в элементах фермы определяются с помощью этих же таблиц умножением узловой нагрузки на суммарное единичное усилие (графа 7 табл. 1.2 или графа 9 табл. 1.6). Результаты этих расчетов сводятся в табл. 1.8.

Таблица 1.8

Усилия в элементах фермы от полных нагрузок

Элемент	От единичной нагрузки	От полных нагрузок		
	$\sum(F_1 \dots F_5)$ или $\sum(F_1 \dots F_7)$	От постоянной нагрузки F_1	От постоянной и длительной нагрузок F_2	От постоянной и временной нагрузок F_3
B_1				
B_2				

Расчет железобетонных ферм включает расчеты сечений верхнего и нижнего поясов, сжатых и растянутых раскосов по предельным состояниям первой и второй групп на действие усилий от нагрузок, усилия обжатия, усилий, возникающих в процессе транспортирования и монтажа.

При выполнении курсового проекта необходимо выполнить расчет верхнего сжатого пояса по наибольшему усилию в одном из его элементов. Расчет производится как для сжатого элемента со случайным эксцентриситетом. Продольная предварительно напряженная рабочая арматура в нижнем поясе подбирается по наибольшему растягивающему усилию, действующему в элементах этого пояса, по формулам центрального растяжения. Также необходимо выполнить расчет прочности и трещиностойкости одного растянутого раскоса и рассчитать два узла фермы – опорный и промежуточный.

1.5. Расчет опорного узла фермы

Элементы фермы, сходящиеся в узлах, необходимо центрировать и расчетную схему принимать так, чтобы линия действия опорной реакции проходила через точку пересечения осей элементов решетки, сходящихся в этом узле (точка D на рис. 1.8).

Опорный узел испытывает действие изгибающего момента и поперечной силы. Это приводит к появлению наклонной трещины по линии AB (см. рис. 1.8) и, как следствие, к снижению расчетного усилия в напрягае-

мой арматуре в зоне анкеровки. Наиболее эффективной компенсацией снижения расчетного усилия в напрягаемой арматуре 1 считается установка в опорном узле дополнительной продольной ненапрягаемой арматуры 2 и поперечных стержней 3 (рис. 1.9).

$$A_s = \frac{0,2N}{R_s},$$

где N – продольное усилие в приопорной панели нижнего пояса.

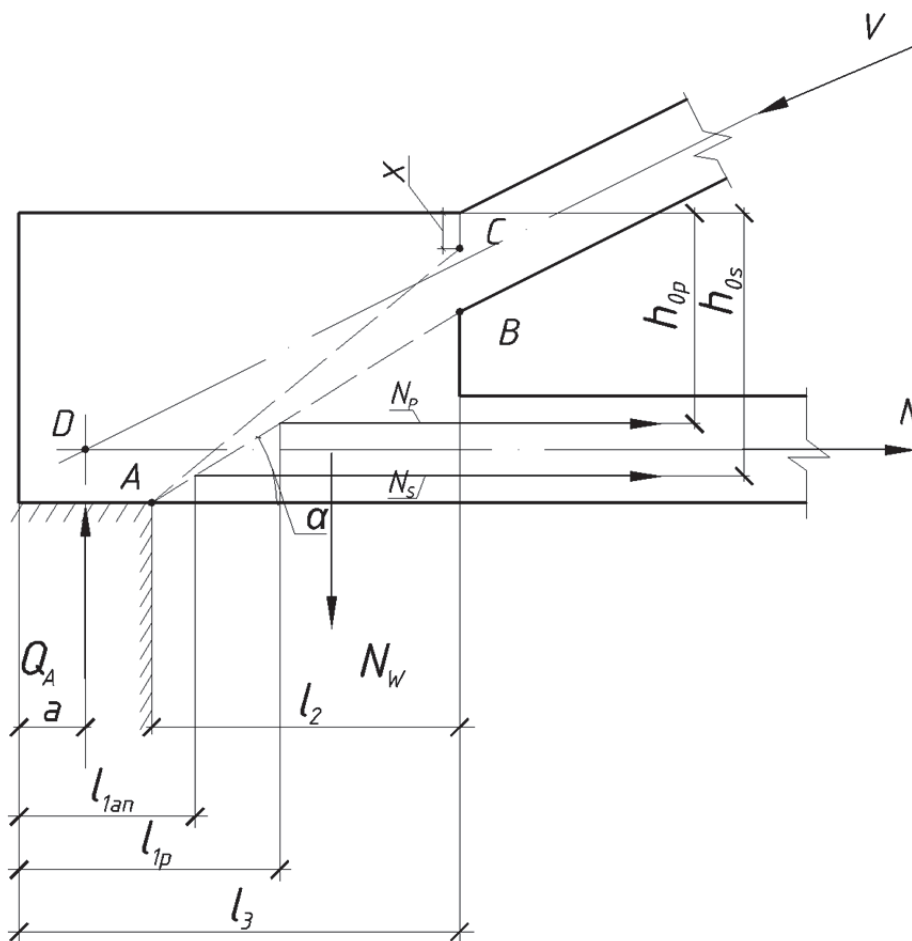


Рис. 1.8. Расчетная схема опорного узла фермы

Расчетное суммарное усилие, которое воспринимается нормальными к горизонтальной оси поперечными стержнями на длине l_2 (от грани опоры до внутренней грани опорного узла), обозначим N_w . Тогда из условия прочности наклонного сечения по линии отрыва AB

$$N = N_p + N_s + N_w \cdot \text{ctg}\alpha,$$

получим

$$N_w = \frac{N - N_p - N_s}{\text{ctg } \alpha},$$

где $N_p = \frac{R_s A_{sp} l_{1p}}{l_p}$ – расчетное усилие в продольной напрягаемой арматуре;

A_{sp} – площадь сечения продольной ненапрягаемой арматуры;

$N_s = \frac{R_s A_s l_{1an}}{l_{an}}$ – расчетное усилие в продольной ненапрягаемой арматуре;

здесь l_{1p} , l_{1an} – фактические длины заделки в опорном узле за линией AB продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры (можно принимать отрезок по оси нижнего пояса, т.е. $l_{1p} = l_{1an}$); l_p , l_{an} – длины заделки, обеспечивающие полное использование прочности продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

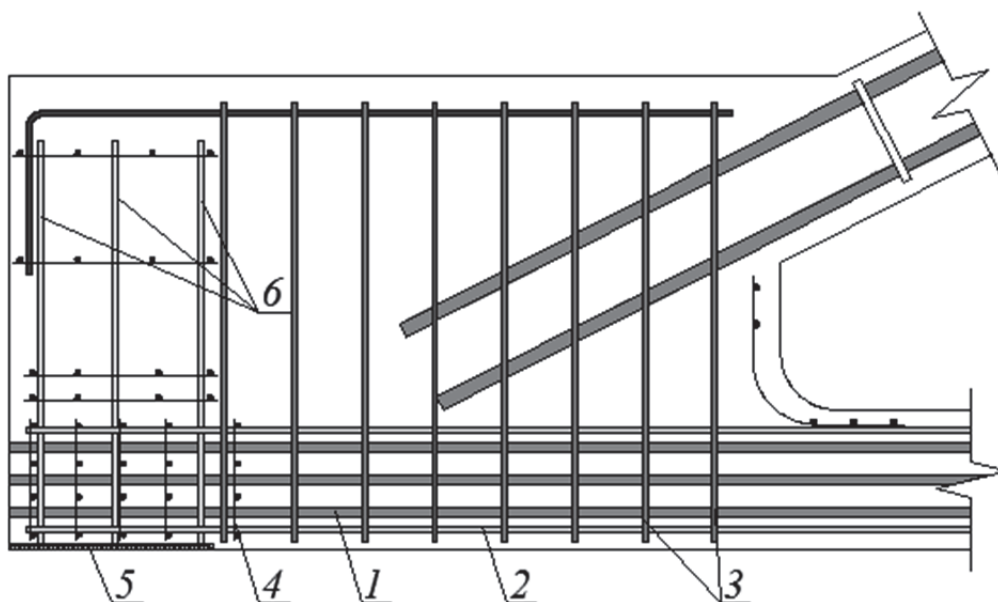


Рис. 1.9. Конструкция опорного узла фермы:

- 1 – предварительно напряженная рабочая арматура; 2 – дополнительная продольная арматура в опорном узле; 3 – поперечная арматура опорного узла; 4 – сетки косвенного армирования; 5 – закладная деталь фермы; 6 – нормальные анкеры закладной детали

Площадь сечения одного из поперечных стержней при их числе n в узле, пересекаемых линией AB (за вычетом поперечных стержней, расположенных ближе 10 см от точки A)

$$A_{sw} = \frac{N_w}{nR_{sw}}.$$

Прочность опорного узла на изгиб в наклонном сечении проверяется по линии AC (соединяющей точку A у грани опоры с точкой C у низа сжатой зоны на внутренней грани узла) по условию, что момент внешних сил не должен превышать момент внутренних усилий:

$$Q_a \cdot (l_3 - a) \leq N_w \cdot \left(\frac{l_2 - 10}{2} \right) + N_s \cdot \left(h_{0s} - \frac{x}{2} \right) + N_p \cdot \left(h_{0p} - \frac{x}{2} \right),$$

где Q_a – опорная реакция фермы; l_3 – длина опорного узла; a – расстояние от торца до центра узла.

Здесь высота сжатой зоны из условия равенства проекций усилий на продольную ось фермы равна

$$x = \frac{N_p + N_s}{R_b \cdot b}.$$

1.6. Расчет промежуточных узлов фермы

Согласно рекомендаций по расчету прочности и трещиностойкости узлов преднапряженных железобетонных ферм [2] при расчете прочности промежуточных узлов ферм, в которых анкеровка арматуры решетки осуществляется за счет сцепления, определяется достаточность заделки арматуры решетки в поясах ферм, а также необходимое количество поперечной арматуры и арматуры, окаймляющей узел. Расчет промежуточных узлов раскосных ферм ведется на осевые усилия, действующие в примыкающих к узлу элементах решетки. По длине заделки растянутого раскоса напряжения в растянутой арматуре имеют пониженное расчетное сопротивление, которое должно компенсироваться поперечными стержнями.

Поперечная арматура промежуточных узлов раскосных ферм определяется из условия обеспечения прочности на заанкеривание арматуры (отрыв по сечению ABC на рис. 1.10):

$$N = R_s \cdot A_s \cdot \frac{l_x}{l_{an}} + n \cdot R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \cos \varphi, \quad (1.1)$$

где N – усилие в растянутом раскосе от расчетной нагрузки; R_s – расчетное сопротивление арматуры раскоса; A_s – площадь рабочей арматуры раскоса; l_x – фактическая длина заделки продольной арматуры растянутого раскоса за линией отрыва ABC ; l_{an} – длина заделки, обеспечивающая полное использование расчетного сопротивления рабочей арматуры раскоса; n – число поперечных стержней, пересекающих расчетное сечение ABC (стержни, расположенные на расстоянии менее 100 мм от точек A и C в расчете не учитываются); R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной

арматуры; A_{sw} – площадь сечения одного поперечного стержня; φ – угол между направлением поперечных стержней и линией действия силы N .

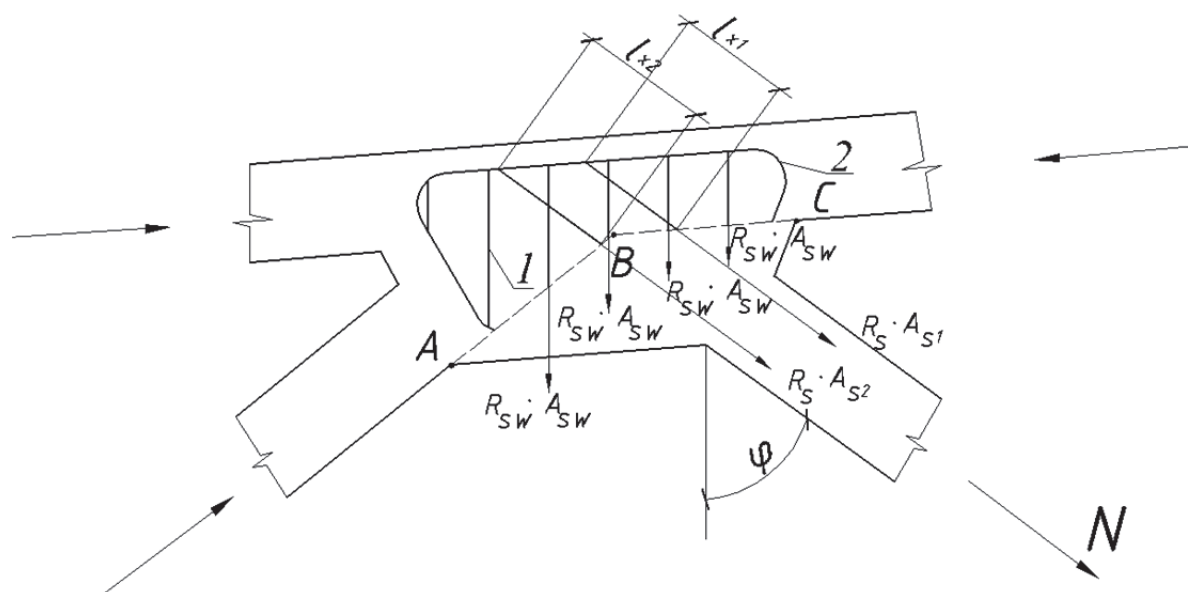


Рис. 1.10. Схема для расчета промежуточного узла раскосной фермы:
1 – поперечная арматура узла; 2 – окаймляющая арматура узла

При различной длине заделки стержней рабочей арматуры растянутого раскоса за сечение ABC (см. рис. 1.10) величина $R_s \cdot A_s$ в формуле (1.1) принимается равной $\sum_1^m R_{si} \cdot A_{si}$, причем R_{si} определяется для каждого стержня со своей величиной l_{xi} .

В узлах раскосных ферм, в которых сходятся два или более растянутых элемента решетки, проверка прочности анкеровки по формуле (1.1) производится на воздействие равнодействующих усилий в этих элементах. Соответственно, усилия в продольной арматуре элементов и в поперечной арматуре узла подставляются как проекции на направление равнодействующей растягивающих усилий в элементах решетки.

Площадь сечения стержней, окаймляющих каркасы промежуточных узлов раскосных ферм, принимается не менее величины

$$A_{so} = \frac{0,04 \cdot (N + 0,5N_1)}{\sigma_{so}},$$

где A_{so} – суммарная площадь сечения окаймляющих каркас стержней у одной грани узла; N – усилие в наиболее растянутом из сходящихся в узле раскосов; N_1 – усилие в ближайшем растянутом при той же комбинации

нагрузок раскосе этого же узла; σ_{so} – напряжения в окаймляющих стержнях, принимаемые равными 90 МПа из условия ограничения ширины раскрытия трещин.

1.7. Общие конструктивные указания

Армирование нижнего растянутого пояса фермы выполняется стержнями, канатами и спаренной проволокой; при этом необходимо соблюдать требуемые расстояния в свету между стержнями для обеспечения удобства укладки и уплотнения бетонной смеси. Вся растянутая арматура нижнего пояса должна охватываться замкнутыми конструктивными хомутами, устанавливаемыми с шагом 500 мм. Обычно для этого применяются два встречных П-образных каркаса.

Верхний сжатый пояс и сжатые элементы решетки фермы армируют ненапрягаемой арматурой в виде сварных каркасов. При этом должны учитываться требования по минимальному проценту армирования, диаметру продольной арматуры, расстоянию между поперечными стержнями и их диаметру.

Узлы фермы армируют окаймляющими цельногнутыми стержнями диаметром 10...18 мм и хомутами диаметром 6...10 мм, объединенными в сварные каркасы. Арматура элементов решетки заводится в узлы, а растянутые стержни снабжают на концах анкерами в виде коротышей, петель, шайб, высаженных головок.

В узлах железобетонных ферм для надежной передачи усилий от одного элемента к другому создают специальные уширения – вуты, позволяющие лучше разместить и заанкерить арматуру решетки.

Опорные узлы ферм армируют дополнительной продольной ненапрягаемой арматурой и поперечными стержнями по расчету. Кроме того, чтобы предотвратить появление продольных трещин при отпуске натяжения арматуры, ставят специальные поперечные стержни, приваренные к закладным опорным листам, и сетки косвенного армирования.

Для всех элементов фермы защитный слой бетона должен обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном, а также защиту арматуры от внешних воздействий.

2. РАСЧЁТ ФУНДАМЕНТНЫХ БАЛОК

2.1. Основные определения

Рассмотрим расчёт изгибаемых элементов, поддерживающих висячие стены. Висячие стены (из кирпича) передают нагрузку не на сплошную фундаментную ленту, а на специальные изгибаемые фундаментные балки со столбчатыми опорами, идущими с заданным шагом. Особенность работы

таких балок заключается в их повышенной деформативности по отношению к кирпичной стене, что исключает прямоугольную эпюру давления на балку с перераспределением максимума давления к опорным зонам (рис. 2.1).

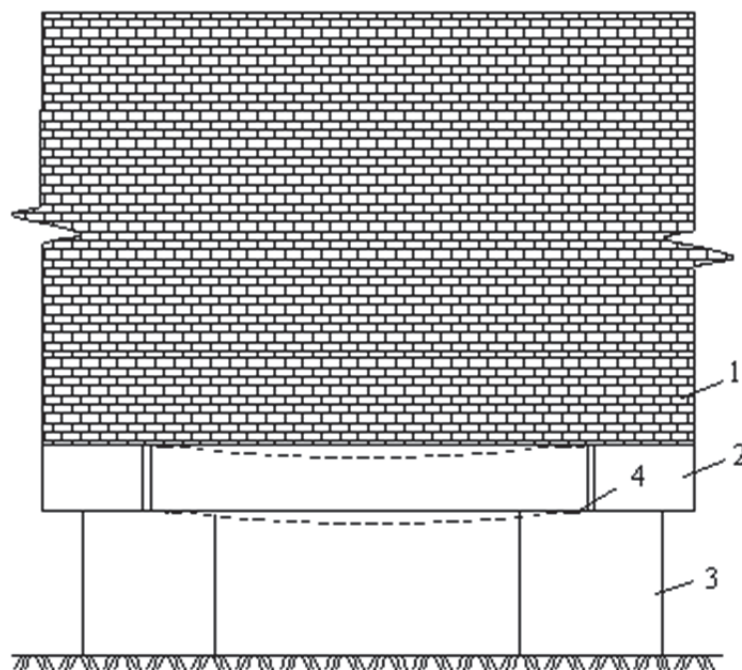


Рис. 2.1. Система «Висячая стена – фундаментная балка»:
1 – висячая (кирпичная) стена; 2 – фундаментная балка; 3 – опорный столб; 4 – линия деформирования фундаментной балки

Длина площадок давления стены на балку вблизи опорных зон и интенсивность этого давления зависят, несомненно, от соотношения жесткостей стены и фундаментной балки. Так как жесткость этих элементов в свою очередь является функцией ряда факторов, то на распределение давления оказывают влияние статическая схема балки, прочность раствора и степень его затвердения, высота кладки, наличие и размещение проемов и др. Таким образом, система «стена – фундаментная балка» работает как балка – стенка, состоящая из двух нелинейных конструкций. Учёт физической нелинейности производится путём снижения модуля упругости кладки и уменьшения изгибной жёсткости балки.

Начальный модуль упругости для каменной кладки

$$E_0 = \alpha R_u, \quad (2.1)$$

где α – упругая характеристика кладки, принимаемая для кладки из кирпича равной 1000 (при марках раствора 25...200); R_u – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки, $R_u = kR$, здесь $k = 2$

для кладки из кирпича; R – расчётное сопротивление сжатию кладки, принимаемое по табл. 2.1 согласно [4].

Таблица 2.1

Расчётные сопротивления кладки

Марка кирпича или камня	Расчётные сопротивления R , МПа, сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50...150 мм на тяжелых растворах									
	При марке раствора								Прочность раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	-	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	-	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	-	-	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	-	-	-	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	-	-	-	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

С учётом физической нелинейности в расчётах рекомендуется принимать модуль деформаций кладки

$$E = 0,5E_0. \quad (2.2)$$

Для железобетонных балок согласно [4] изгибная жёсткость принимается по формуле

$$B = 0,85E_b J_{red}, \quad (2.3)$$

где B – изгибная жесткость балки; E_b – начальный модуль упругости бетона; J_{red} – момент инерции приведённого сечения.

При малой жёсткости в своей плоскости кладка стены рассматривается как равномерно распределённая нагрузка на балку (при высоте стены меньше половины пролёта балки, на которую эта стена опирается [5], а также при неотвердевшем или слабом растворе, причём в этом случае учитывается собственный вес неотвердевшей кладки высотой, равной 1/3 пролёта).

2.2. Схема распределения нагрузки от стен

Нагрузкой на фундаментные балки является давление от поддерживаемых ими кирпичных стен, локализованное в приопорной зоне балок.

Согласно [4] при определении эпюр давления предварительно следует вычислить высоту условного пояса кладки, эквивалентного по жёсткости фундаментной балке, по формуле

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{0,85E_b J_{red}}{E \cdot h}}, \quad (2.4)$$

где E и $0,85E_b J_{red}$ вычисляются по формулам (2.2) и (2.3); h – толщина стены.

Длина участка эпюры давления в каждую сторону от грани опоры принимается равной $S = 1,57H_0$. Так, для неразрезных фундаментных балок эпюры давления приведены на рис. 2.2.

Эпюру распределения давления над крайними опорами неразрезных балок, а также над опорами однопролётных фундаментных балок следует принимать треугольной (рис. 2.3, а) с основанием

$$l = a_1 + S_1,$$

где a_1 – длина участка распределения давления в пределах опоры, равная длине опорной части балки, но не более её полуторной высоты ($a_1 \leq 1,5H$, здесь H – высота балки); длина опоры однопролётных балок должна быть не менее H ; $S_1 = 0,9H_0$ – длина участка распределения давления за гранью опоры.

При кладке с проёмами, расположенными непосредственно над балкой, эпюра принимается трапециевидной, причём площадь треугольника, который отнимается от эпюры в пределах проёма, заменяется равновеликой площадью параллелограмма, добавляемой к остальной части эпюры (рис. 2.3, б).

Максимальная величина напряжений σ_c (катет эпюры напряжений на рис. 2.3, а) определяется из условия равенства объёма эпюры давления $l \cdot h \cdot \sigma_c \cdot \frac{1}{2}$ и опорной реакции шарнирно опертой балки N , т.е.

$$\sigma_c = \frac{N}{l \cdot h \cdot \frac{1}{2}} = \frac{2N}{l \cdot h}. \quad (2.5)$$

Здесь величина N представляет собой половину пролётной нагрузки от веса стены и опёртых на неё конструкций, т.е. опорную реакцию за вычетом нагрузки от собственного веса фундаментной балки. Опорные

реакции от действия указанных нагрузок принимаются в виде сосредоточенных сил, приложенных на расстоянии $0,4a_1$ от краев опор.

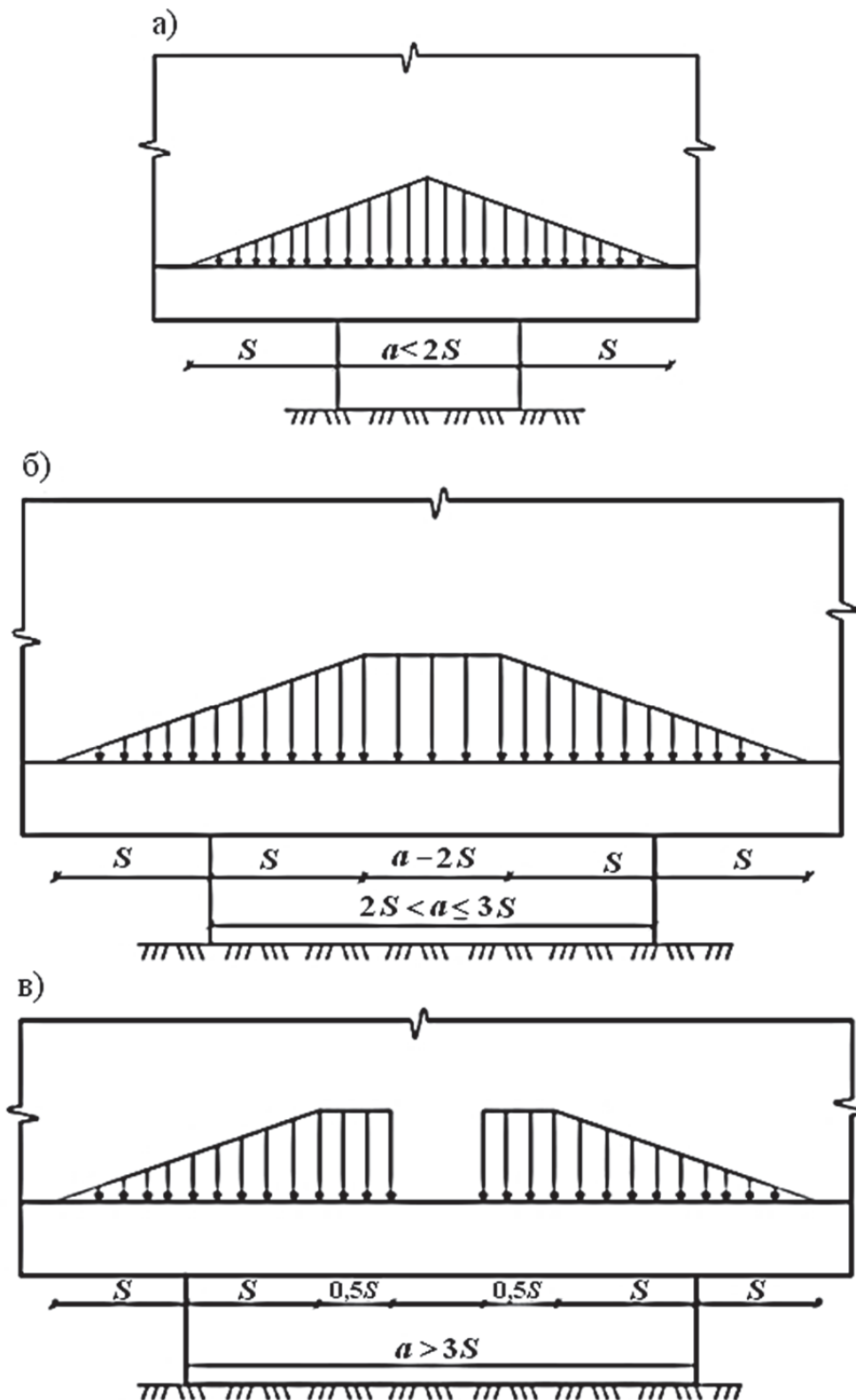


Рис. 2.2. Нагрузка на неразрезные фундаментные балки от стен при ширине столбов: а – $a < 2S$; б – $2S < a \leq 3S$; в – $a > 3S$

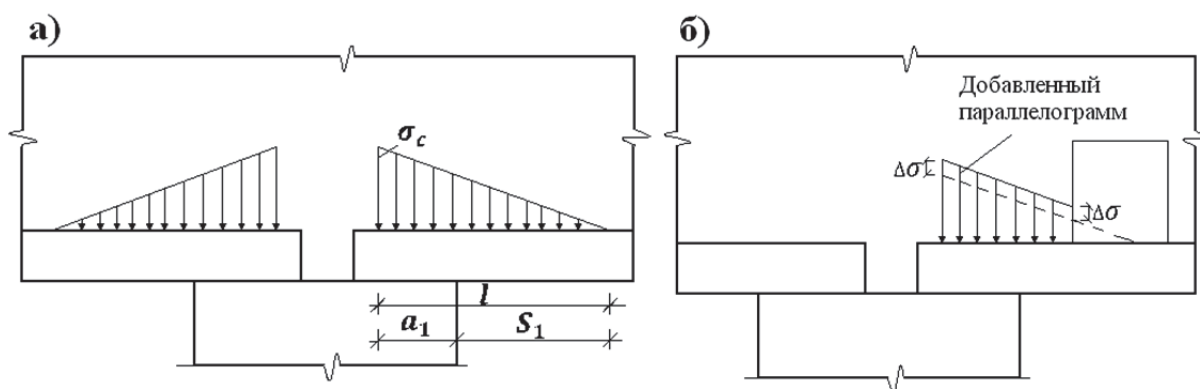


Рис. 2.3. Нагрузка на однопролётные фундаментные балки:
а – без проёмов; б – с проёмами

Для неразрезных балок (см. рис. 2.2) максимальная величина напряжений:

- при треугольной эпюре

$$\sigma_c = \frac{2N}{(a + 2S)h},$$

- при трапециевидной эпюре

$$\sigma_c = \frac{N}{a \cdot h}.$$

Далее при известном значении σ_c по треугольной или трапециевидной эпюре нагрузок определяются изгибающие моменты и поперечные силы в балке и проверяется прочность её нормальных и наклонных сечений либо определяется необходимое количество продольной и поперечной арматуры.

Следует иметь в виду, что при проектировании фундаментных балок необходимо проверять висячие стены на прочность при смятии в зоне над опорами этих балок на участках распределения давления.

2.3. Пример расчёта фундаментной балки

Рассмотрим расчёт фундаментной балки, расположенной по оси Г промышленного корпуса (рис. 2.4). Данная конструкция входит в состав серии сборных железобетонных элементов КЭ-01-75 и имеет трапециевидальное поперечное сечение с высотой 450 мм и размерами верхнего и нижнего оснований 520 и 400 мм соответственно при длине 5950 мм.

2.3.1. Определение жесткостных характеристик конструкций

Изгибную жесткость приведенного сечения фундаментной балки определим по формуле (2.3). Размеры сечения, армирование и схема для определения центра тяжести показаны на рис. 2.5. Балка изготовлена из бетона класса В15 с модулем упругости $E_b = 2,4 \cdot 10^4$ МПа и арматуры класса А400 с модулем упругости $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

Приведенное сечение включает в себя сечение бетона, а также сечение продольной арматуры, умноженное на отношение α модулей упругости арматуры и бетона.

Отношение модулей упругости

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,4 \cdot 10^4} = 8,33.$$

Площадь приведенного сечения (рис. 2.5, б)

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_s + \alpha \cdot A_{sc} = 40 \cdot 45 + 2 \cdot 6 \cdot 45 \cdot \frac{1}{2} + 8,33 \cdot (12,32 + 1,57) = 2185,704 \text{ см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани сечения

$$S_{red} = \sum A_i \cdot y_i = 40 \cdot 45 \cdot 22,5 + 2 \cdot 6 \cdot 45 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 45 + 8,33 \cdot 12,32 \cdot 4 + 8,33 \cdot 1,57 \cdot 41 = 49546,70 \text{ см}^3,$$

где A_i – площадь i -й части сечения; y_i – расстояние от центра тяжести i -й части сечения до нижней грани.

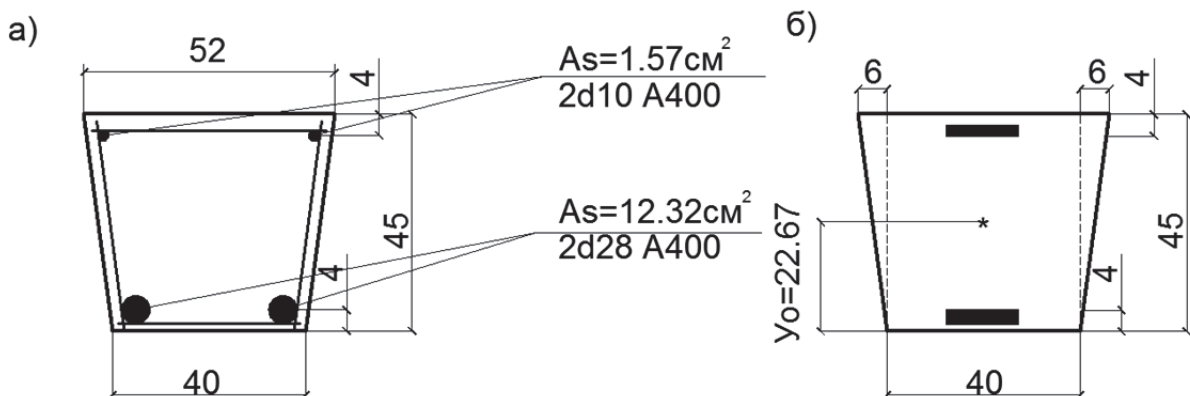


Рис. 2.5. Армирование балки (а) и схема для вычисления центра тяжести (б)

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{49546,70}{2185,704} = 22,67 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения,

$$J_{red} = \sum \left[J_i + A_i \cdot (y_0 - y_i)^2 \right] = \frac{40 \cdot 45^3}{12} + 40 \cdot 45 \cdot (22,67 - 22,5)^2 + \\ + 2 \cdot \frac{6 \cdot 45^3}{36} + 2 \cdot 6 \cdot 45 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 45 - 22,67 \right)^2 + 8,33 \cdot 12,32 \cdot (22,67 - 4)^2 + \\ + 8,33 \cdot 1,57 \cdot (41 - 22,67)^2 = 388\,850 \text{ см}^4,$$

где J_i – момент инерции i -й части сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести этой части сечения.

Расчетное сопротивление кладки при марке кирпича 125 и марке раствора 100 принимаем равным $R = 2$ МПа (см. табл. 2.1). Тогда временное сопротивление кладки сжатию $R_u = 2 \cdot 2 = 4$ МПа, начальный модуль упругости по формуле (2.1) $E_0 = 1000 \cdot 4 = 4000$ МПа и модуль деформаций по формуле (2.2) $E = 0,5 \cdot 4000 = 2000$ МПа.

Высота условного пояса кладки, эквивалентного по жесткости фундаментной балке (2.4), будет равна

$$H_0 = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,85 \cdot 2,4 \cdot 10^4 \cdot 388850}{2 \cdot 10^3 \cdot 64}} = 79,15 \text{ см.}$$

2.3.2. Построение эпюр давления

Опираение балки осуществляется на монолитные бетонные столбы, расположенные с шагом 6 м и имеющие длину 1,2 м при высоте и ширине 0,8 м (рис. 2.6). Длина опирания фундаментной балки на опору

$$a_1 = \frac{1200}{2} - \frac{50}{2} = 575 \text{ мм,}$$

что больше $H_1 = 450$ мм и меньше $1,5H_1 = 1,5 \cdot 450 = 675$ мм; здесь H_1 – высота балки.

Определим опорную реакцию от веса кладки. При этом будем учитывать собственный вес существующей кирпичной стены высотой 2,62 м и толщиной 0,64 м, вес новой кирпичной кладки высотой 1,63 м, вес железобетонного монолитного пояса высотой 0,3 м, вес конструкций покрытия

включая железобетонные панели и временную снеговую нагрузку. Тогда согласно табл. 2.2 будем иметь

$$N = R_0 = \frac{g \cdot L}{2} = \frac{75,104 \cdot 5,95}{2} = 225,312 \text{ кН},$$

где g – суммарная постоянная и временная нагрузка на 1 м длины балки (см. табл. 2.2); L – длина фундаментной балки.

Таблица 2.2

Нагрузки на 1 пог. м фундаментной балки

Вид нагрузки	Расчет нормативной нагрузки, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
Постоянная: ПРОФНАСТИЛ НС 35-1000-0,6 $\gamma = 6,51 \text{ кг/м}^2$	$0,0651 \cdot (3,0 + 0,675) = 0,239$ здесь 0,675 (м) – кровельный свес	1,3	0,3107
СТРОПИЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ (стропильные ноги, кобылки, мауэрлат, обрешетка, стойки, лежень) материал – сосна второго сорта $\rho = 800 \text{ кг/м}^3$, Объем древесины на 1 м балки $V_{\text{констр}} = 0,199 \text{ м}^3$ коэффициент, учитывающий изменение длины ската, объем конструкций подшивки и т.п. $k = 1,2$ $V_{\text{расч}} = 0,240 \text{ м}^3$	$8 \cdot 0,240 = 1,912$	1,3	2,486
УТЕПЛИТЕЛЬ Минеральные полужесткие плиты ИЗОВЕР $\delta = 2 \text{ слоя} \cdot 50 \text{ мм}$ $\gamma = 2,55 \text{ кг/м}^2$	$0,0255 \cdot 2 \cdot 3,0 = 0,153$	1,3	0,1989

Продолжение табл. 2.2

1	2	3	4
ПРОТИВОКОНДЕН- САТНАЯ ПЛЕНКА «Ютакон» $\gamma = 0,14 \text{ кг/м}^2$	$0,0014 \cdot 3,0 =$ $= 0,0042$	1,3	0,0055
ЦЕМЕНТНО- ПЕСЧАНАЯ СТЯЖКА $\delta = 10 \text{ мм}, \rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	$18 \cdot 3,0 \cdot 0,01 =$ $= 0,54$	1,3	0,702
ПЛИТА ПЕРЕКРЫТИЯ Ж/Б РЕБРИСТАЯ $l = 6 \text{ м}, b = 1,5 \text{ м},$ $P = 1900 \text{ кг}$	$19,0/2 \cdot 1,5 =$ $= 6,33$	1,1	6,97
НОВАЯ КИРПИЧНАЯ КЛАДКА высотой 1,33 м, $b = 0,64 \text{ м},$ высотой 0,3 м, $b = 0,32 \text{ м}$ $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	$18,0 \cdot (1,33 \cdot 0,64 +$ $+ 0,3 \cdot 0,32) =$ $= 18,0 \cdot 0,947 =$ $= 17,046$	1,1	18,751
Ж/Б АНТИСЕЙСМИЧЕ- СКИЙ ПОЯС толщиной 640 мм, высо- той 300 мм $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$	$25 \cdot 0,64 \cdot 0,3 =$ $= 4,8$	1,1	5,28
КИРПИЧНАЯ СТЕНА $h = 2,62 \text{ м}, b = 0,64 \text{ м},$ $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	$18 \cdot 2,62 \cdot 0,64 =$ $= 30,18$	1,1	33,20
ИТОГО постоянная нагрузка			67,904
<u>Временная</u> Снеговая 240 кг/м^2			$2,4 \cdot 3,0 =$ $= 7,2$
ИТОГО			75,104
БАЛКА ФУНДАМЕНТ- НАЯ ФБ-1 пролет 6,0 м собственный вес балки $P = 3200 \text{ кг}$	$32/6 = 5,3$	1,1	5,8

Длина участка распределения давления за гранью опоры (см. рис. 2.3)

$$S_1 = 0,9 \cdot H_0 = 0,9 \cdot 79,15 = 71,235 \text{ см.}$$

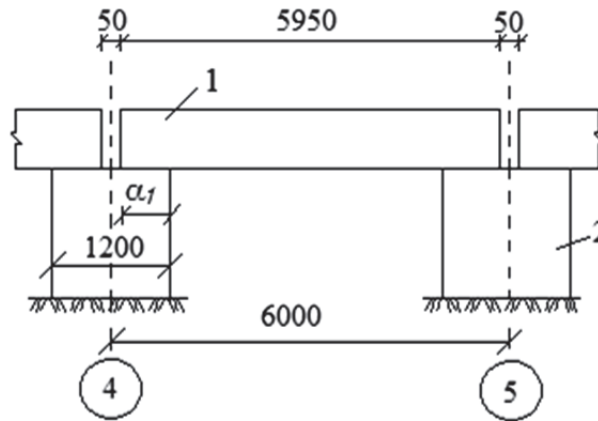


Рис. 2.6. Опираие фундаментной балки:
1 – фундаментная балка; 2 – опорный столб

Тогда полная длина основания треугольной эпюры распределения давления будет равна

$$l = A_1 + S_1 = 57,5 + 71,235 = 128,7 \text{ см,}$$

а максимальная величина σ_c этой эпюры давления согласно (2.5) при ширине опирания, равной ширине фундаментной балки 52 см,

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot 225,312(10)}{128,7 \cdot 52} = 0,67 \text{ МПа.}$$

2.3.3. Определение изгибающих моментов и поперечных сил в сечениях балки

Расчётная схема и нагрузка на балку приведены на рис. 2.7.

Расчётный пролёт балки с учётом рекомендаций по расчёту фундаментных балок [6] (опорная реакция R расположена на расстоянии $0,4a_1$ от краёв опор)

$$l_0 = 5,95 - 2 \cdot 0,6 \cdot 0,575 = 5,26 \text{ м.}$$

Суммарная опорная реакция с учётом собственного веса фундаментной балки (при её длине 5,95 м)

$$R = 225,312 + \frac{5,8 \cdot 5,95}{2} = 242,567 \text{ кН.}$$

Величина напряжения на линии действия опорной реакции (см. рис. 2.7)

$$\sigma'_c = \left(\frac{1,287 - 0,345}{1,287} \right) \cdot 0,67 = 0,49 \text{ МПа,}$$

где 0,345 – расстояние от грани балки до линии действия опорной реакции, м.

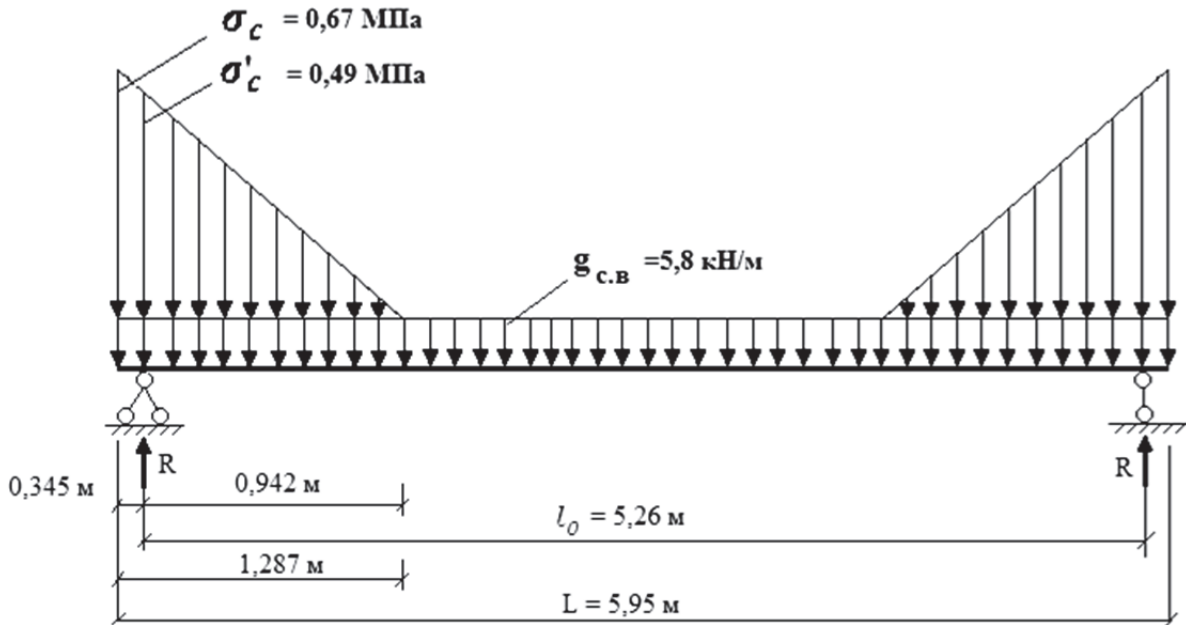


Рис. 2.7. Расчётная схема и нагрузки на фундаментную балку

Максимальный изгибающий момент в середине балки согласно [6]

$$M_{\max} = 242,567 \cdot 0,5 \cdot 5,26 - 225,312 \cdot \left(0,5 \cdot 5,95 - \frac{1,287}{3} \right) - 5,8 \cdot 5,95 \cdot 0,5 \cdot 5,95 \cdot 0,25 = 38,88 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальная поперечная сила в сечении на опоре балки

$$Q_{\max} = 242,567 - \left(\frac{0,67 + 0,49}{2} \right) \cdot 0,345 \cdot 0,52 \cdot (10^3) = 138,515 \text{ кН}.$$

2.3.4. Проверка прочности нормальных и наклонных сечений фундаментной балки

1) Нормальное сечение балки.

Высота сжатой зоны бетона равна

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A_{sc}}{R_b b} = \frac{355 \cdot 12,32 - 355 \cdot 1,57}{8,5 \cdot 46} = 9,76 \text{ см},$$

где R_s , R_{sc} , A_s , A_{sc} – расчётные сопротивления и площадь поперечного сечения растянутой и сжатой арматуры соответственно; R_b – расчётное сопротивление бетона сжатой зоны; b – средняя ширина сечения балки, $b = 46$ см.

Так как относительная высота сжатой зоны

$$\xi = x/h_0 = 9,76/41 = 0,24 < \xi_R = 0,531,$$

то предельный изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением,

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a') = [8,5 \cdot 46 \cdot 9,76 (41 - 0,5 \cdot 9,76) + 355 \cdot 1,57 (41 - 4)] \cdot 10^3 = 157,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Согласно серии рассматриваемой фундаментной балки КЭ-01-75 предельный момент $M_{сер}$ равен 100 кН·м. Таким образом, изгибающий момент от нагрузки $M_{max} = 38,88$ кН·м не превышает предельный момент в серии $M_{сер} = 100$ кН·м и предельный расчётный момент $M = 157,6$ кН·м, поэтому прочность нормальных сечений фундаментной балки считается обеспеченной.

2) Наклонное сечение балки.

На приопорных участках фундаментная балка имеет поперечное армирование в виде стержней $\varnothing 10$ мм ($A_{sw} = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ см}^2$) класса А240 ($R_{sw} = 170$ МПа), расположенных с шагом 160 мм на расстоянии 800 мм от опоры и с шагом 200 мм на остальной части балки.

Вычисляем интенсивность поперечного армирования при шаге 200 мм (в запас прочности)

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{u} = \frac{170 \cdot 1,57}{20} \cdot (100) = 1335 \text{ Н/м}.$$

При этом условие

$$q_{sw} > q_{sw.min},$$

$$q_{sw} = 1335 \text{ Н/см},$$

$$q_{sw.min} = 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,75 \cdot 46 \cdot (100) = 863 \text{ Н/см}$$

удовлетворяется.

Здесь R_{bt} – расчётное сопротивление бетона класса В15 растяжению, $R_{bt} = 0,75$ МПа.

Определим долю поперечной силы, воспринимаемую бетоном Q_b . Предварительно проверим условия

$$q_{sw} / R_{bt} \cdot b < 2,$$

$$q_{sw} / R_{bt} \cdot b = 1335 / 0,75 \cdot 46 \cdot (100) = 0,39,$$

$$0,39 < 2.$$

При этом

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt} \cdot b}},$$

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{1,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_1}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 0,75 \cdot 46 \cdot 41^2 \cdot (100)}{1330}} = 80,9 \text{ см},$$

$$\frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt} \cdot b}} = \frac{2 \cdot 41}{1 - 0,5 \cdot \frac{1335}{0,75 \cdot 46 \cdot (100)}} = 101,6 \text{ см}.$$

Здесь q_1 в соответствии с подразделом 3.41 пособия по проектированию [7, с. 43] при действии сплошной нагрузки с линейно изменяющейся интенсивностью принимается равной средней интенсивности на приопорном участке (см. рис. 2.7):

$$q_1 = \frac{0,49}{2} \cdot 0,52 \cdot (10^3) + 5,8 = 133 \text{ кН/м} = 1330 \text{ Н/см}.$$

Тогда согласно [8] значение проекции наклонной трещины принимается равным

$$c < 3h_0,$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 0,75 \cdot 46 \cdot 41^2 \cdot (100)}{0,75 \cdot 1335 + 1330}} = 61,1 \text{ см},$$

$$3h_0 = 3 \cdot 41 = 123 \text{ см}$$

и поперечная сила, воспринимаемая бетоном,

$$Q_b = M_b / c = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 46 \cdot 41^2 \cdot (100) / 61,1 = 142,3 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

что не меньше минимального значения

$$Q_{b \min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 46 \cdot 41 \cdot (100) = 70,7 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами, при $c_0 = c$

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 1335 \cdot 61,1 = 61,2 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Проверяем условие прочности наклонного сечения. Для этого предварительно вычислим значения ординат давления в начале (на грани опоры) и в конце наклонной трещины соответственно:

$$\sigma_c'' = \left(\frac{1,287 - 0,575}{1,287} \right) \cdot 0,67 = 0,37 \text{ МПа},$$

$$\sigma_c''' = \left(\frac{1,287 - 0,575 - 0,611}{1,287} \right) \cdot 0,67 = 0,053 \text{ МПа.}$$

Поперечная сила от нагрузки в нормальном сечении, проходящем через наиболее удалённую от опоры точку наклонного сечения,

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 138,515 - 67,2 = 71,3 \text{ кН,}$$

где

$$q_1 \cdot c = \left(\frac{0,37 + 0,053}{2} \right) \cdot 0,52 \cdot 0,611 \cdot 10^3 = 67,2 \text{ кН.}$$

Условие прочности

$$Q_b + Q_{sw} > Q,$$

$$Q_b + Q_{sw} = 142,3 + 61,2 = 203,5 \text{ кН,}$$

$$Q = 71,3 \text{ кН}$$

выполняется, т.е. прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

3. РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

3.1. Компонентное решение рабочей площадки

Балки являются основным и простейшим конструктивным элементом, работающим на изгиб. Их широко применяют в конструкциях гражданских, общественных и промышленных зданий, в балочных площадках, междуэтажных перекрытиях, мостах, эстакадах, в виде подкрановых балок.

Основным типом сечения металлических балок является двутавровое симметричное. В зависимости от нагрузки и пролета балки бывают прокатные и составные: сварные, болтовые и клепаные. При проектировании конструкций балочного перекрытия рабочей площадки цеха необходимо выбрать систему несущих балок, называемую балочной клеткой. Наиболее предпочтительны балочные клетки нормального типа.

Проектирование балочной клетки начинается с выбора компонентной схемы. В реальном проектировании сравнивается два-три варианта существующих типов балочных клеток, выбирается наиболее оптимальный, который принимается к дальнейшей разработке.

В работе рассматривается одна средняя ячейка балочной клетки нормального типа, состоящая из главных балок, перекрывающих большой пролет, и вспомогательных балок. Главные балки опираются на четыре

колонны, расположенные по углам клетки, а вспомогательные балки – на главные.

На балочную клетку укладывается и приваривается листовая настил.

Шаг вспомогательных балок α зависит от типа настила, его несущей способности и устанавливается путем технико-экономического анализа.

При железобетонном настиле толщиной $t = 8...14$ см рекомендуется принимать $\alpha = 1,5...2$ м, при $t = 16...20$ см $\alpha = 2,0...3,5$ м. При стальном настиле толщиной $t = 0,6...1,2$ см $\alpha = 0,6...1,6$ м. При этом шаг балок должен быть кратен пролету главных балок.

Для примера принимаются следующие исходные данные:

- пролет главных балок $\ell = 13,4$ м;
- пролет второстепенных балок $\ell_1 = 6,8$ м;
- временная нормативная полезная равномерно распределенная нагрузка на площадке $P_0 = 10$ кН/м²;
- отметка верха перекрытия $H = 9$ м;
- расчетное сопротивление бетона фундамента $R_5 = 4,5$ МПа;
- класс стали несущих конструкций С 235.

Все недостающие данные студентом принимаются самостоятельно. Толщина листового настила δ_n подбирается в зависимости от временной нормативной полезной нагрузки на площадке P_0 , значение которой приводится в задании:

- | | |
|---|--------------------------|
| – при $P_0 \leq 10$ кН/м ² | $\delta_n = 6...8$ мм; |
| – при $11 \leq P_0 \leq 20$ кН/м ² | $\delta_n = 8...10$ мм; |
| – при $21 \leq P_0 \leq 30$ кН/м ² | $\delta_n = 10...12$ мм; |
| – при $P_0 > 30$ кН/м ² | $\delta_n = 12...14$ мм. |

3.2. Расчет вспомогательной балки

Вспомогательная балка рассчитывается как однопролетная разрезная балка с пролетом ℓ_1 , нагруженная равномерно распределенной нагрузкой q .

Грузовая площадь вспомогательной балки приводится на рис. 3.1.

Определяется расчетный изгибающий момент, действующий в середине пролета балки

$$M_{\max} = \frac{q \cdot \ell_1^2}{8},$$

$$M_{\max} = \frac{8,48 \cdot 6,8^2}{8} = 49,01 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Сбор нагрузок удобнее проводить в табличной форме (табл. 3.1).

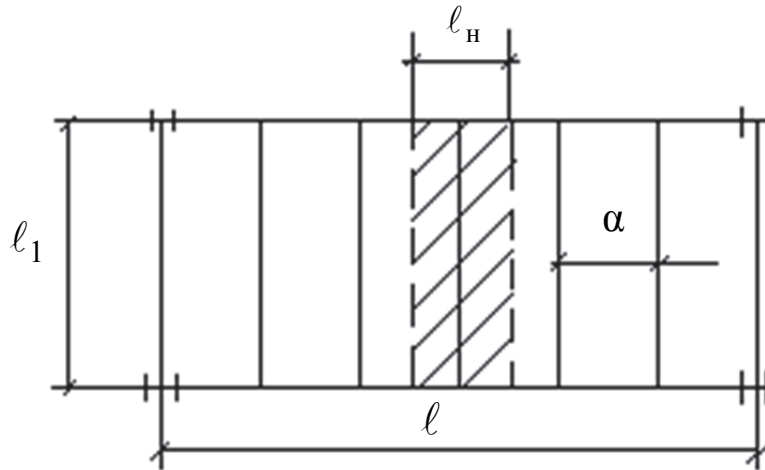


Рис. 3.1. Схема влияния грузовой площади на второстепенную балку

Таблица 3.1

Пример сбора нагрузок на второстепенную балку

Нагрузки	Нормативное значение нагрузки, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетное значение нагрузки, кН/м ²
Постоянная: Стальной листовой настил $\delta_n = 8$ мм; $\gamma = 78,50$ кН/м ³	$q_n = \frac{\delta_n \cdot l_n \cdot l_1 \cdot \gamma}{l_n \cdot l_1} =$ $= \frac{0,008 \cdot 6,8 \cdot 0,67 \cdot 78,5}{6,8 \cdot 0,67} =$ $= 0,628$	1,05	0,659
Временная: Полезная нагрузка на площадке P_0	10	1,2	12
Итого:	10,628		12,659

Из условия прочности определяется требуемый момент сопротивления площади поперечного сечения балки

$$W_{тр} = \frac{M_{max}}{C_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

где C_1 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в сечении балки (приложение 1), $C_1 = 1,11 \dots 1,12$; R_y – расчетное сопротивление материала балки, принимается по приложению 2; γ_c – коэффициент условий работы балки, определяемый по приложению 3.

$$W_{\text{тр}} = \frac{4901}{1,11 \cdot 24 \cdot 1} = 185,64 \text{ см}^3.$$

В зависимости от $W_{\text{тр}}$ подбирается по сортаменту прокатная двутавровая балка (ближайший номер профиля с избытком) и вычисляются геометрические характеристики профиля (приложение 4).

В примере принимается двутавр № 24, для которого $W_X = 289 \text{ см}^3$; $J_X = 3460 \text{ см}^4$; $q = 27,3 \text{ кг/м}$.

Затем проводится проверка прочности подобранного сечения по формуле

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{C_1 \cdot W_X};$$

$$\sigma = \frac{4901}{1,11 \cdot 289} = 15,28 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 1 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка деформативности балок проводится от действия нормативных нагрузок по формуле

$$f / \ell_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot \ell_1^3}{E \cdot J_X} \leq f_u / \ell_1,$$

где E – модуль упругости стали ($E = 2,04 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$); J_X – момент инерции поперечного сечения балки; f_u / ℓ_1 – предельное значение относительного прогиба, которое принимается равным для прокатных балок 1/250:

$$f / \ell_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,07 \cdot 680^3}{2,04 \cdot 10^4 \cdot 3460} = 0,0040 \approx \frac{1}{250}.$$

Принятое сечение балки удовлетворяет условиям прочности и прогиба.

Перенапряжение не допускается, недонапряжение допускается в пределах 10 %.

В случае невыполнения проверок необходимо по сортаменту подобрать ближайший номер профиля и вновь выполнить проверки.

3.3. Расчет главной балки

Главная балка рассчитывается как однопролетная разрезная балка с пролетом ℓ , нагруженная равномерно распределенной нагрузкой q .

Расчетный пролет ℓ зависит от перекрываемого пролета и конструктивного решения опорных частей балок. Так, при опирании балки на кирпичные стены расчетный пролет принимается равным расстоянию между центрами железобетонных опорных подушек. Принимается, что ширина железобетонных подушек b равна 25 см или 38 см. Тогда имеем

$$\ell = \ell_0 + b,$$

где ℓ_0 – расстояние в свету между внутренними гранями стен.

При опирании балки на стальную колонну сверху расчетный пролет ℓ равен расстоянию между центрами колонн; при примыкании балки к колонне сбоку расчетный пролет ℓ равен расстоянию в свету между внутренними гранями колонн.

На главную балку действует постоянная нагрузка от вспомогательных балок и настила и временная равномерно распределенная нагрузка на площадке P_0 .

Грузовая площадь, приходящаяся на главную балку, показана на рис. 3.2.

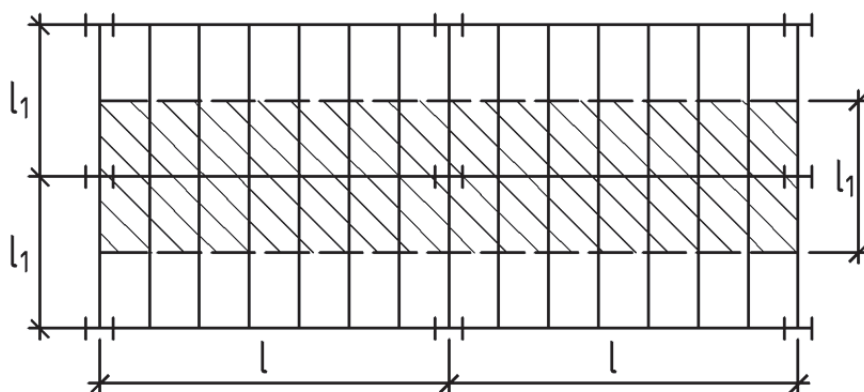


Рис. 3.2. Схема влияния грузовой площади на главную балку

Определяется нормативное значение погонной нагрузки на главную балку q^n :

$$q^n = 1,02(P_0 + q_n + q_{в.б}) \cdot \ell_1,$$

где 1,02 – коэффициент, учитывающий собственный вес балки; P_0 – временная нагрузка на площадке, принимается по заданию ($P_0 = 10 \text{ кН/м}^2$); q_n – нагрузка от настила ($q_n = 0,628 \text{ кН/м}^2$); $q_{в.б} = 0,41 \text{ кН/м}^2$ – нагрузка от второстепенных балок.

Нагрузка от второстепенных балок определяется по формуле

$$q_{в.б} = \frac{q}{a},$$

где $q = 27 \text{ кг/м} = 0,27 \text{ кН/м}$ – вес одного погонного метра двутавра № 24.

$$q^n = 1,02 \cdot (10 + 0,628 + 0,41) \cdot 6,8 = 76,5 \text{ кН/м.}$$

Значение расчетной погонной нагрузки на главную балку определяется следующим образом:

$$q = 1,02 \cdot (P_0 \cdot \gamma_{fp} + q_n \cdot \gamma_{fq} + q_{в.б} \cdot \gamma_q) \cdot \ell_1,$$

где $\gamma_{fp} = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке для временной нагрузки; $\gamma_{fq} = 1,05$ – коэффициент надежности по нагрузке для постоянной нагрузки.

$$q = 1,02 \cdot (10 \cdot 1,2 + 0,628 \cdot 1,05 + 0,41 \cdot 1,05) \cdot 6,8 = 90,78 \text{ кН/м.}$$

Определяется расчетный изгибающий момент, действующий в середине пролета балки:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot \ell^2}{8},$$

$$M_{\max} = \frac{90,78 \cdot (13,4)^2}{8} = 2042,5 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Максимальная поперечная сила, действующая на опоре, определяется по формуле

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot \ell}{2},$$

$$Q_{\max} = \frac{90,78 \cdot 13,4}{2} = 609,7 \text{ кН.}$$

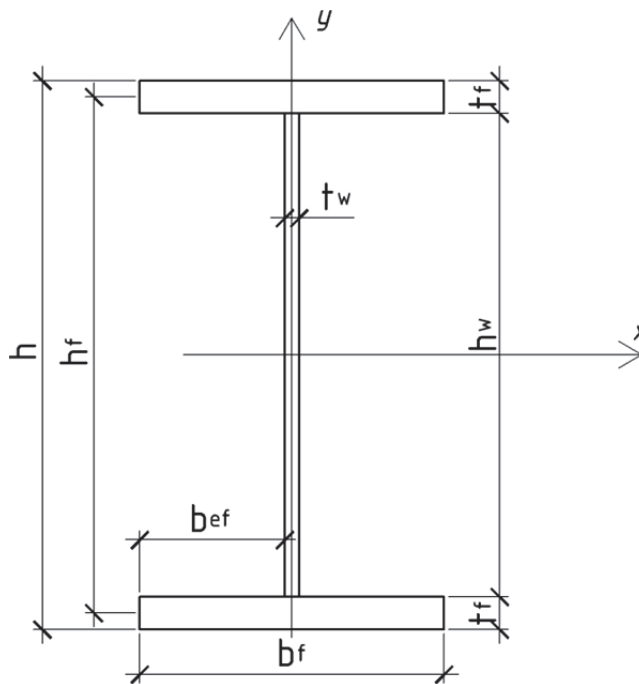


Рис. 3.3. Сечение главной балки

Главные балки проектируются преимущественно сварными составного сечения. Тип сечения – симметричный двутавр (как правило) (рис. 3.3).

3.3.1. Подбор сечения балки с проверкой прочности и жесткости

Компоновка сварного двутаврового сечения начинается с назначения высоты балки. Высота балки определяется исходя из условий экономичности и жесткости балки.

Предварительно определяется требуемый момент сопротивления площади поперечного сечения по формуле

$$W_{\text{ТР}} = \frac{M_{\text{max}}}{C_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

где C_1 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в сечении ($C_1 = 1,1$); R_y – расчетное сопротивление стали, принимающееся по приложению 2 ($R_y = 23 \text{ кН/см}^2$); γ_c – коэффициент условий работы, принимающийся по приложению 3 ($\gamma_c = 1$).

$$W_{\text{ТР}} = \frac{204250}{1,1 \cdot 23 \cdot 1} = 8073 \text{ см}^3.$$

Из условия жесткости определяется минимальная высота балки h_{min} :

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot \ell}{E \cdot f_u / \ell} \cdot \frac{q^n}{q},$$

где E – модуль упругости стали ($E = 2,06 \cdot 10^4$ кН/см²); f_u / ℓ – предельный относительный прогиб для главных балок ($f_u / \ell = 1/400$).

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{23 \cdot 1340 \cdot 400}{2,06 \cdot 10^4} \cdot \frac{76,5}{91} = 104,8 \text{ см.}$$

Толщина стенки балки t_W определяется в миллиметрах по эмпирической формуле

$$t_W = 7 + \frac{3 \cdot h_{\min}}{1000},$$

$$t_W = 7 + \frac{3 \cdot 1048}{1000} = 10,14 \text{ мм.}$$

При толщине стенки до 10 мм значение t_W принимается с градацией 1 мм, при толщине стенки свыше 10 мм – с градацией 2 мм. В примере значение t_W принимается равным 12 мм.

Оптимальная высота сечения балки определяется исходя из условия минимального расхода стали:

$$h_{opt} = k \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{t_W}},$$

где k – конструктивный коэффициент ($k = 1,10 \dots 1,15$).

$$h_{opt} = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{8073}{1,2}} = 90,2 \text{ см.}$$

Далее сравниваются значения h_{opt} и h_{\min} . Окончательно принимается значение h не менее h_{\min} , но как можно ближе к h_{opt} . Рекомендуется в балках с $h \leq 1$ м принимать значения, кратные 5 см, при $h > 1$ м – кратные 10 см.

Принимается высота балки $h = 110$ см.

Определяется минимально допустимая толщина стенки из условия ее прочности на срез:

$$t_{W \min} \geq \frac{3}{2} \cdot Q_{\max} / (h \cdot R_s),$$

где R_s – расчетное сопротивление стали срезу ($R_s = 13,5$ кН/см²) (приложение 2).

$$t_{W \min} \geq \frac{3}{2} \cdot 609,7 / (110 \cdot 13,5) = 0,6 \text{ см} = 6 \text{ мм}.$$

Из условия обеспечения местной устойчивости толщина стенки определяется по формуле

$$t_W = \frac{h_W}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

$$t_W = \frac{110}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,67 \text{ см}.$$

Сравниваются значения t_W , полученные по эмпирической формуле, из условия прочности стенки на срез и условия обеспечения местной устойчивости стенки. Окончательно принимается значение t_W , равное большей из полученных трех величин. Минимальное значение $t_W = 8$ мм (из конструктивных соображений).

Если окончательное значение t_W отличается от принятого первоначально более чем на 2 мм, то необходимо откорректировать значение h .

Для определения значений b_f и t_f необходимо найти требуемую площадь пояса A_f , которая определяется по формуле

$$A_f = \frac{W_{TP}}{h},$$

$$A_f = \frac{8073}{110} = 73,39 \text{ см}^2.$$

С другой стороны, $A_f = b_f \cdot t_f$. Ширина пояса b_f выбирается из условия

$$b_f = \left(\frac{1}{3} / \frac{1}{5} \right) \cdot h,$$

тогда имеем

$$t_f = \frac{A_f}{b_f},$$

$$b_f = \frac{1}{5} \cdot 110 \text{ см} = 22 \text{ см} = 220 \text{ мм},$$

$$t_f = \frac{73,39}{22} = 3,3 \text{ см} = 33 \text{ мм}.$$

Согласно приложению 5, $b_f = 220$ мм, $t_f = 28$ мм и проверяется условие

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где b_{ef} – свес пояса.

Свес пояса определяется по формуле

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2},$$

тогда

$$b_{ef} = \frac{220 - 12}{2} = 104 \text{ мм},$$

$$h_w \approx h,$$

$$\frac{104}{28} = 3,71 \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 14,96,$$

т.е. условие выполняется. В случае невыполнения условия корректируются значения b_f и t_f .

Далее проводится проверка подобранного сечения, для чего определяется момент инерции сечения относительно оси $x - x$ по формуле

$$J_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_f}{2} \right)^2,$$

где

$$h_W = h - 2 \cdot t_f = 1100 - 2 \cdot 28 = 1044 \text{ мм} = 104,4 \text{ см},$$

$$h_f = h - t_f = 1100 - 28 = 1072 \text{ мм} = 107,2 \text{ см},$$

$$J_X = \frac{0,012 \cdot (1,044)^3}{12} + 2 \cdot 0,22 \cdot 0,028 \cdot 0,2873 = 4,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4,$$

тогда момент сопротивления равен

$$W_X = \frac{2 \cdot J_X}{h},$$

$$W_X = \frac{2 \cdot 4,6 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 8,3 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Проверка прочности проводится по формуле

$$\sigma_X = \frac{M_{\max}}{C_1 \cdot W_X} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где $C_1 = 1,1$ – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций, определяемый по приложению 1 в зависимости от отношения

$$A_f/A_W = 61,6/125,3 = 0,492,$$

$$\sigma_X = \frac{2042,5}{1,1 \cdot 8,3 \cdot 10^{-3}} = 223,7 \text{ МПа} < 230 \cdot 1 = 230 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение составляет

$$\frac{230 - 224}{230} \cdot 100 = 2,6 \text{ \%}.$$

Перенапряжение не допускается, недонапряжение допускается не более 5 %, в других случаях необходимо скорректировать размеры сечения балки.

Для балок постоянного сечения проверяются максимальные касательные напряжения по формуле

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S_X}{J_X \cdot t_W} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

где S_x – статический момент половины сечения балки относительно оси $x - x$; R_s – расчетное сопротивление стали, принимающееся по приложению 2.

Для балок переменного по длине сечения проверка касательных напряжений проводится после изменения сечения балки.

3.3.2. Изменение сечения балки по длине

В однопролетных шарнирно опертых балках целесообразно изменять их сечение в соответствии с эпюрой изгибающих моментов (рис. 3.4).

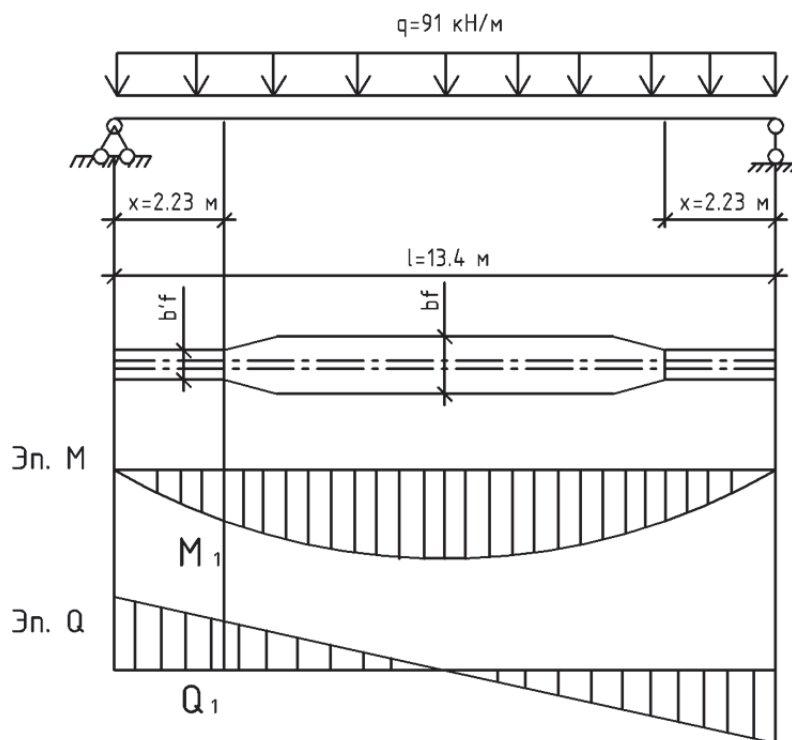


Рис. 3.4. Изменение сечения балки по длине

Рекомендуется проводить изменение сечения путем уменьшения значения b_f , оставляя без изменений значения h , h_f , t_f , t_w . Для этого ширина уменьшенного пояса b'_f назначается равной $(0,5 \dots 0,75) \cdot b_f$, при этом должны соблюдаться следующие дополнительные условия:

$$b'_f \geq 180 \text{ мм}, \quad b'_f \geq \frac{h}{10}.$$

Определяются расчетный момент M_1 и перерезывающая сила Q_1 в сечении $x = (1/6) \cdot l$:

$$x = (1/6) \cdot 13,4 = 2,23 \text{ м},$$

$$M_1 = \frac{q \cdot x \cdot (\ell - x)}{2},$$

$$M_1 = \frac{91 \cdot 2,23 \cdot (13,4 - 2,23)}{2} = 1133,36 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$Q_1 = q \cdot (\ell / 2 - x),$$

$$Q_1 = 91 \cdot (13,4 / 2 - 2,23) = 407 \text{ кН}.$$

Для проверки прочности измеренного сечения определяются его геометрические характеристики.

Требуемый момент сопротивления равен

$$W_1^{\text{TP}} = \frac{M_1}{R_{\text{св}}},$$

где $R_{\text{св}} = 0,85 \cdot R_y$ – расчетное сопротивление сварного стыкового шва.

$$W_1^{\text{TP}} = \frac{113336}{0,85 \cdot 23} = 5787 \text{ см}^3.$$

Требуемый момент инерции равен

$$J_1^{\text{TP}} = W_1^{\text{TP}} \cdot h / 2,$$

$$J_1^{\text{TP}} = 5787 \cdot 110 / 2 = 318 \text{ 835 см}^4.$$

Определяется требуемый момент инерции поясов:

$$J_{\text{nl}}^{\text{TP}} = J_1^{\text{TP}} - J_{\text{ст}},$$

где $J_{\text{ст}}$ – момент инерции стенки.

Момент инерции стенки вычисляется по формуле

$$J_{\text{ст}} = \frac{t_W \cdot h_W^3}{12},$$

$$J_{\text{ст}} = \frac{1,2 \cdot (104,4)^3}{12} = 113 \text{ 789 см}^4,$$

$$J_{n1}^{\text{TP}} = 318\,835 - 113\,789 = 205\,046 \text{ см}^4.$$

Тогда требуемая площадь сечения поясов определяется по формуле

$$A_1^{\text{TP}} = \frac{2 \cdot J_{n1}^{\text{TP}}}{h_W^2},$$

$$A_1^{\text{TP}} = \frac{2 \cdot 205\,046}{(104,4)^2} = 37,62 \text{ см}^2.$$

Назначаются размеры уменьшенного пояса, при этом толщина пояса t'_f остается равной 28 мм: $b'_f = 200$ мм, $t'_f = t_f = 28$ мм.

Определяется момент инерции и момент сопротивления уменьшенного сечения:

$$J_1 = J_{\text{ст}} + 2b'_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_f}{2}\right)^2,$$

$$J_1 = \frac{1,2 \cdot (104,4)^3}{12} + 2 \cdot 20 \cdot 2,8 \cdot \left(\frac{107,2}{2}\right)^2 = 435\,561 \text{ см}^4,$$

$$W_1 = \frac{2J_1}{h},$$

$$W_1 = \frac{2 \cdot 435\,561}{110} = 7919 \text{ см}^3.$$

Проверка прочности проводится по формуле

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{M_1}{W_1} < R_{\text{св}},$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{113\,336}{7919} = 14,3 \text{ кН/см}^2 < 19,35 \text{ кН/см}^2.$$

Кроме того, проверяются максимальные касательные напряжения в стенке на опоре балки:

$$\tau = \frac{Q_{\text{max}} \cdot S_1}{J_1 \cdot t_W} < R_s \cdot \gamma_c,$$

где S_1 – статический момент полусечения балки.

$$S_1 = b'_f \cdot t'_f \cdot \frac{h_f}{2} + \frac{t_W \cdot h_W^2}{8} = 20 \cdot 2,8 \cdot \frac{107,2}{2} + \frac{1,2 \cdot (104,4)^2}{8} = 4637 \text{ см}^3,$$

$$\tau = \frac{609,7 \cdot 4637}{435 \cdot 561 \cdot 1,2} = 5,4 \text{ кН/см}^2 < 13,5 \text{ кН/см}^2.$$

В месте изменения сечения балки проводится проверка приведенных напряжений по формуле

$$\sigma_{\text{кр}} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} < 1,15 \cdot R_y,$$

где σ_1 – нормальные напряжения в месте изменения пояса; τ_1 – касательные напряжения в месте изменения пояса.

$$\sigma_1 = \frac{M_1 \cdot h_W}{W_1 \cdot h} = \frac{113 \ 336 \cdot 104,4}{7919 \cdot 110} = 13,58 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau = \frac{Q_1 \cdot S_{n1}}{J_1 \cdot t_W} = \frac{407 \cdot 3002}{435 \cdot 561 \cdot 1,2} = 2,34 \text{ кН/см}^2,$$

где S_{n1} – статический момент сжатого пояса балки.

$$S_{n1} = b'_f \cdot t'_f \cdot \frac{h_f}{2} = 20 \cdot 2,8 \cdot \frac{107,2}{2} = 3002 \text{ см}^3,$$

$$\sigma_{\text{кр}} = \sqrt{13,58^2 + 3 \cdot 2,34^2} = 14,17 \text{ кН/см}^2 < 26,45 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность измеренного сечения обеспечивается. Если проверка не выполняется, то корректируется значение b'_f .

3.3.3. Проверка общей устойчивости балки

Проверка общей устойчивости балок проводится по формуле

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{\varphi_B \cdot W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где φ_B – коэффициент, определяемый по приложению 6; W_c – момент сопротивления сжатого пояса балки; $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы.

Общая устойчивость не проверяется, если выполняются следующие условия:

1) верхний пояс балок раскреплен сплошным жестким настилом (железобетонным, металлическим);

2) отношение расчетной длины сжатого пояса ℓ_{ef} , равной шагу вспомогательных балок a , к b_f при $1 \leq h / b_f \leq 6$ и $b_f / t_f \leq 35$ соответствует следующему неравенству:

$$\frac{\ell_{ef}}{b_f} \leq \left[\frac{\ell_{ef}}{b_f} \right] \leq \left[0,41 + 0,0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \cdot \frac{b_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b_f}{h_f} \right] \cdot \delta \cdot \sqrt{E / R_y},$$

где

$$\delta = 1 - 0,7 \cdot \frac{(C_1 - 1)}{(C - 1)},$$

здесь C_1, C – коэффициенты, учитывающие развитие пластических деформаций, определяемые по приложению 1.

В примере проверяется общая устойчивость балки в месте действия максимальных нормальных напряжений, принимается $\ell_{ef} = a = 0,67$ м. В середине пролета балки, где учтены пластические деформации, проверяются следующие отношения:

$$1 < \frac{h}{b_f} = \frac{110}{22} = 5 < 6,$$

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{22}{2,8} = 7,9 < 35,$$

$$\frac{67}{22} = 3,05 < 0,3 \cdot \left[0,41 + 0,0032 \cdot \frac{22}{2,8} + \left(0,73 - 0,016 \cdot \frac{22}{2,8} \right) \cdot \frac{22}{107,2} \right] \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^4}{23}} = 5,$$

где $\delta = 1 - 0,7 = 0,3$, т. к. $C_1 = C$.

В месте уменьшенного пояса (балка работает упруго и $\delta = 1$) имеем

$$\frac{67}{20} = 3,35 < 1 \cdot \left[0,41 + 0,0032 \cdot \frac{20}{2,8} + \left(0,73 - 0,016 \cdot \frac{20}{2,8} \right) \cdot \frac{20}{107,2} \right] \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^4}{23}} = 16,6.$$

Обе проверки показали, что общая устойчивость балки обеспечена.

3.3.4. Проверка местной устойчивости сжатого пояса и стенки балки

В балках могут потерять устойчивость сжатый пояс (от действия нормальных напряжений) и стенка (от действия касательных или нормальных напряжений, а также от их совместного действия).

Проверка местной устойчивости сжатого пояса проводилась при компоновке сечения балки, поэтому местную устойчивость сжатого пояса в этом разделе можно не проверять.

Обычно добиваются устойчивости стенки балки укреплением ее поперечными ребрами жесткости, расположенными нормально к поверхности выпучивания листа и увеличивающими жесткость стенки.

Поперечные ребра жесткости необходимы в том случае, если для значения условной гибкости стенки выполняется следующее неравенство (для балок с двухсторонними поясными швами и местной нагрузкой на пояс):

$$\bar{\lambda}_{ст} = \frac{h_W}{t_W} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} > 2,5,$$

$$\bar{\lambda}_{ст} = \frac{107,4}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{23}{2,1 \cdot 10^4}} = 2,92 > 2,5.$$

Для расстояния между поперечными ребрами жесткости a_p вдоль балки выполняются следующие неравенства:

$$a_p \leq 2 \cdot h_f \text{ при } \bar{\lambda}_{ст} > 2,5,$$

$$a_p \leq 2,5 \cdot h_f \text{ при } \bar{\lambda}_{ст} \leq 2,5.$$

В нашем случае $a_p \leq 2 \cdot h_f = 2 \cdot 104,4 = 208,8$ см. В соответствии с шагом вспомогательных балок принимается $a_p = 2,01$ м (через две вспомогательные балки).

В зоне учета пластических деформаций необходима подстановка ребер жесткости под каждой вспомогательной балкой, т. к. местные напряжения в стенке в этой зоне недопустимы. Определяется длина зоны использования пластических деформаций в стенке a_n :

$$a_n = \ell \cdot \sqrt{1 - \frac{1}{C_1} \cdot \frac{h}{h_W}},$$

где $C_1 = 1,1$ – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций.

$$a_n = 1340 \cdot \sqrt{1 - \frac{1}{1,1} \cdot \frac{110}{104,4}} = 275,1 \text{ см.}$$

Расстановка поперечных ребер приведена на рис. 3.5.

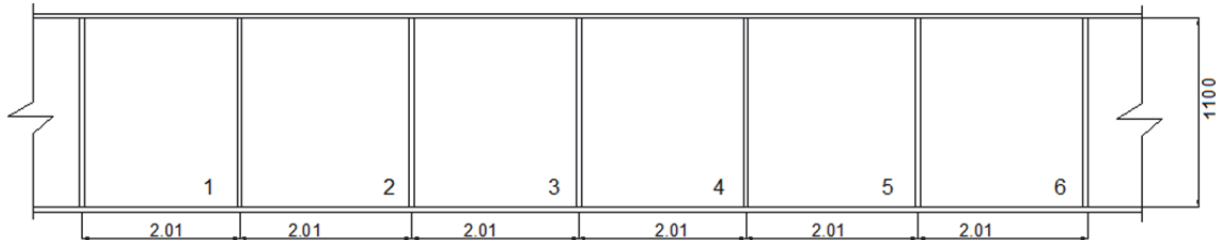


Рис. 3.5. Расстановка поперечных ребер жесткости

Ширина каждого из парных симметричных ребер жесткости b_p должна соответствовать неравенству

$$b_p \geq \frac{h_f}{30} + 40 \text{ мм,}$$

откуда

$$b_p = \frac{107,2}{30} + 40 = 75,7 \text{ мм.}$$

Принимается $b_p = 80$ мм (значение, кратное 5 мм).

Толщина ребер t_p должна соответствовать неравенству

$$t_p \geq 2b_p \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

откуда

$$t_p \geq 2 \cdot 80 \cdot \sqrt{\frac{23}{2,1 \cdot 10^4}} = 0,53 \text{ см} = 5,3 \text{ мм} < 6 \text{ мм.}$$

Минимальное значение $t_p = 6$ мм, следовательно, принимается $t_p = 6$ мм.

Проверяется устойчивость стенки балки с учетом местных напряжений в отсеке, где изменяется сечение, т. е. на расстоянии $1/6 \cdot \ell$ от опоры, равном 2,23 м по формуле

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{кр})^2 + (\sigma_m / \sigma_{м.кр})^2 + (\tau / \tau_{кр})^2} \leq \gamma_c,$$

где σ – краевое нормальное напряжение в стенке; τ – среднее касательное напряжение в стенке.

$$\sigma = \frac{M_1 \cdot h_W}{W \cdot h} = \frac{11\,336 \cdot 104,4}{8504 \cdot 110} = 12,56 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau = \frac{Q_1}{h_W \cdot t_W} = \frac{407}{104,4 \cdot 1,2} = 3,2 \text{ кН/см}^2.$$

Значения M_1 и Q_1 определены в пункте 3.3.2 данного пособия.
Местное напряжение в стенке σ_M равно

$$\sigma_M = \frac{F}{t_W \cdot \ell_W},$$

где F – опорные реакции вспомогательных балок; ℓ_W – условная длина распределения давления на стенку от вспомогательной балки.

$$F = 2 \cdot q_{\text{всп.б}} \cdot \frac{\ell_1}{2} = 2 \cdot 8,48 \cdot \frac{6,8}{2} = 57,66 \text{ кН},$$

$$\ell_M = b + 2 \cdot t_f = 11,5 + 2 \cdot 2,8 = 17,4 \text{ см},$$

$$\sigma_M = \frac{57,66}{1,2 \cdot 17,1} = 2,81 \text{ кН/см}^2.$$

Условная длина распределения давления на стенку от вспомогательной балки показана на рис. 3.6.

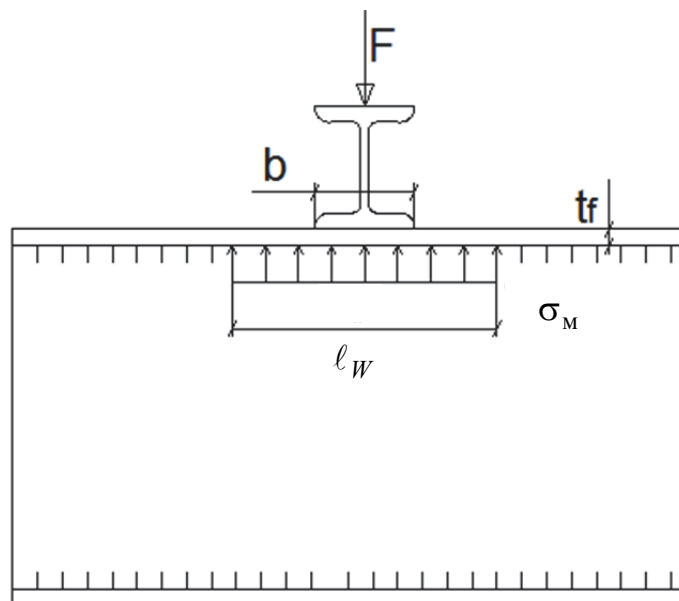


Рис. 3.6. Условная длина распределения давления

Критические значения напряжений $\sigma_{кр}$, $\sigma_{м.кр}$, $\tau_{кр}$ в значительной степени зависят от расстояния между ребрами жесткости и отношения между ними. Нормами проектирования рассматриваются три возможных случая определения критических напряжений:

1) при $a_p/h_f \leq 0,8$ стенка между ребрами может выпучиваться только по одной полуволне. В этом случае

$$\sigma_{кр} = \frac{C_{кр} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_{ст}^2},$$

где $C_{кр}$ – коэффициент, определяемый по приложению 7 в зависимости от степени упругого защемления стенки в поясах.

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_f} \cdot \left(\frac{t_f}{t_W} \right)^3,$$

где $\beta = \infty$ для всех балок, кроме подкрановых при непрерывном опирании жестких плит на пояс балки, в прочих случаях $\beta = 0,8$.

Критические напряжения потери устойчивости от действия местных напряжений определяются по формуле

$$\sigma_{м.кр} = \frac{C_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2},$$

где C_1 – коэффициент, определяемый по приложению 7 в зависимости от значения δ и отношения a_p/h_f ; $\bar{\lambda}_a = \frac{a_p}{t_W} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$;

2) при $a_p/h_f > 0,8$ и отношении σ_m/σ больше значения, регламентируемого нормами проектирования, критические напряжения будут больше, т. к. потеря устойчивости стенки в большей мере определяется местными напряжениями. В этом случае критические напряжения определяются следующим образом:

$$\sigma_{кр} = \frac{C_2 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_{ст}^2},$$

где C_2 – коэффициент, определяемый по приложению 7 в зависимости от отношения a_p/h_f .

$$\sigma_{\text{м.кр}} = \frac{C_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2},$$

где при отношении $a_p/h_f > 2$ принимается $a_p = 2h_f$;

3) при $a_p/h_f > 0,8$ и отношении $\sigma_{\text{м}}/\sigma$ не больше значения, указанного в приложении 7, выпучивание стенки может произойти по двум полу- волнам. В этом случае

$$\sigma_{\text{кр}} = \frac{C_{\text{кр}} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_{\text{ст}}^2},$$

$$\sigma_{\text{м.кр}} = \frac{C_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2}$$

с подстановкой $a_p/2$ в место a_p .

Критические касательные напряжения $\tau_{\text{кр}}$ во всех случаях определяются по действительным размерам отсека (части стенки балки, заключенной между двумя соседними ребрами жесткости и поясами) по формуле

$$\tau_{\text{кр}} = 10,3 \cdot (1 + 0,76/\mu^2) \cdot \frac{R_s \cdot \gamma_c}{\bar{\lambda}_{\text{усл}}^2},$$

где μ – отношение большей стороны отсека a_p или h_f к меньшей; $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы.

$$\bar{\lambda}_{\text{усл}} = (d/t_w) \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где d – меньшая сторона отсека (a_p или h_f).

В нашем примере расчетное отношение $\sigma_{\text{м}}/\sigma$ меньше, чем отношение $\sigma_{\text{м}}/\sigma$, указанное в приложении 7:

$$\sigma_{\text{м}}/\sigma = 2,81/12,56 = 0,207 < 0,22,$$

предельное значение $\sigma_{\text{м}}/\sigma = 0,22$ определяется по приложению 7 в зависимости от значения δ и отношения a_p/h_f , тогда

$$\sigma_{\text{кр}} = \frac{C_{\text{кр}} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_{\text{ст}}^2},$$

где $C_{\text{кр}} = 33,21$ – коэффициент, определяемый по приложению 7 в зависимости от значения δ :

$$\delta = 0,8 \cdot \frac{20}{104,4} \cdot \left(\frac{2,8}{1,2} \right)^3 = 1,95,$$

здесь $h_f \approx h_W$.

$$\sigma_{\text{м.кр}} = \frac{C_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2},$$

где $C_1 = 22,12$ – коэффициент, определяемый по приложению 7 в зависимости от $\delta = 1,9$ и $a_p / 2h_f = 201 / (2 \cdot 104,4) = 1$.

$$\sigma_{\text{кр}} = \frac{33,21 \cdot 23}{2,92^2} = 89,58 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_{\text{м.кр}} = \frac{22,12 \cdot 23}{3,1^2} = 52,94 \text{ кН/см}^2,$$

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a_p}{2 \cdot t_W} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{201}{2 \cdot 1,2} \cdot \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 3,1,$$

$$\tau_{\text{кр}} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{\text{усл}}^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1^2} \right) \cdot \frac{13,5}{2,92^2} = 27,13 \text{ кН/см}^2,$$

где $\mu = a_p / 2 \cdot h_W = 201 / 2 \cdot 104,4 = 1$.

Проводится проверка устойчивости стенки:

$$\sqrt{(12,65 / 89,58 + 2,81 / 52,94)^2 + (3,2 / 27,13)^2} = 0,226 < \gamma_c = 1.$$

Устойчивость стенки балки обеспечивается.

В случае невыполнения этого условия корректируется шаг ребер жесткости a_p (уменьшается) и вновь проводится расчет местной устойчивости стенки.

Если поперечные ребра жесткости ставятся под каждой балкой, проверка местной устойчивости стенки проводится по формуле

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{кр})^2 + (\tau/\tau_{кр})^2} \leq \gamma_c,$$

т. к. $\sigma_M = 0$.

В балках большой высоты, т. е. при соотношении $\bar{\lambda}_{ct} \geq 5,5$, для обеспечения устойчивости стенки рационально ставить продольное ребро (помимо поперечных ребер жесткости), опирающееся на поперечные и располагаемое на расстоянии $h_1 = (0,2 \dots 0,3) \cdot h_f$ от сжатой кромки отсека (верхнего пояса балки) (рис. 3.7).

Продольное ребро ставится обычно в средних отсеках балки с обеих сторон стенки.

3.3.5. Расчет опорной части балки

Сопряжение балок со стальными колоннами осуществляется путем их опирания сверху или примыкания сбоку к колонне. Такое соединение может быть или шарнирным, передающим только опорную реакцию балки, или жестким, передающим на колонну, кроме опорной реакции, еще и момент замещения балки в колонне. В большинстве балочных конструкций широко применяется шарнирное соединение-опирание балок сверху на колонну: центр опорной поверхности ребра совмещен с осью полки колонны (рис. 3.8, а); опорные ребра приварены к торцу балки (рис. 3.8, б).

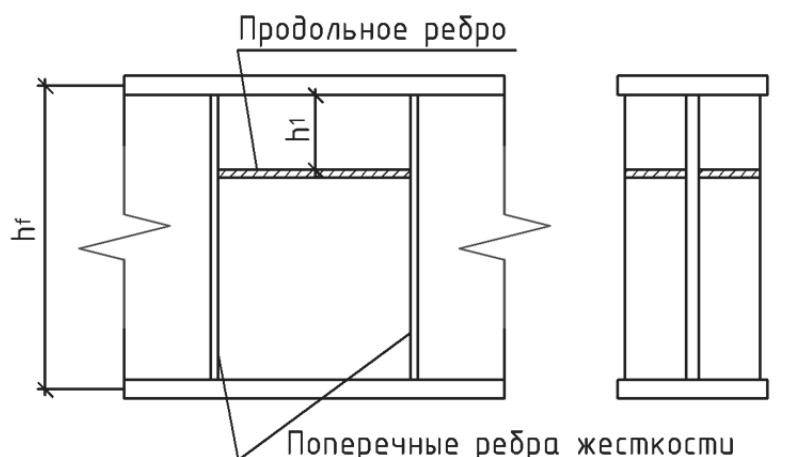


Рис. 3.7. Схема расположения продольного ребра жесткости

Расчет опорных частей балок заключается в назначении сечения опорных ребер с проверкой их устойчивости. Участок стенки балки над опорой укрепляется опорными ребрами жесткости и рассчитывается на

продольный изгиб из плоскости как стойка высотой h , нагруженная опорной реакцией F . В расчетное сечение включается, кроме опорных ребер, и часть стенки, длина которой равна $0,65t_w \cdot \sqrt{E/R_y}$.

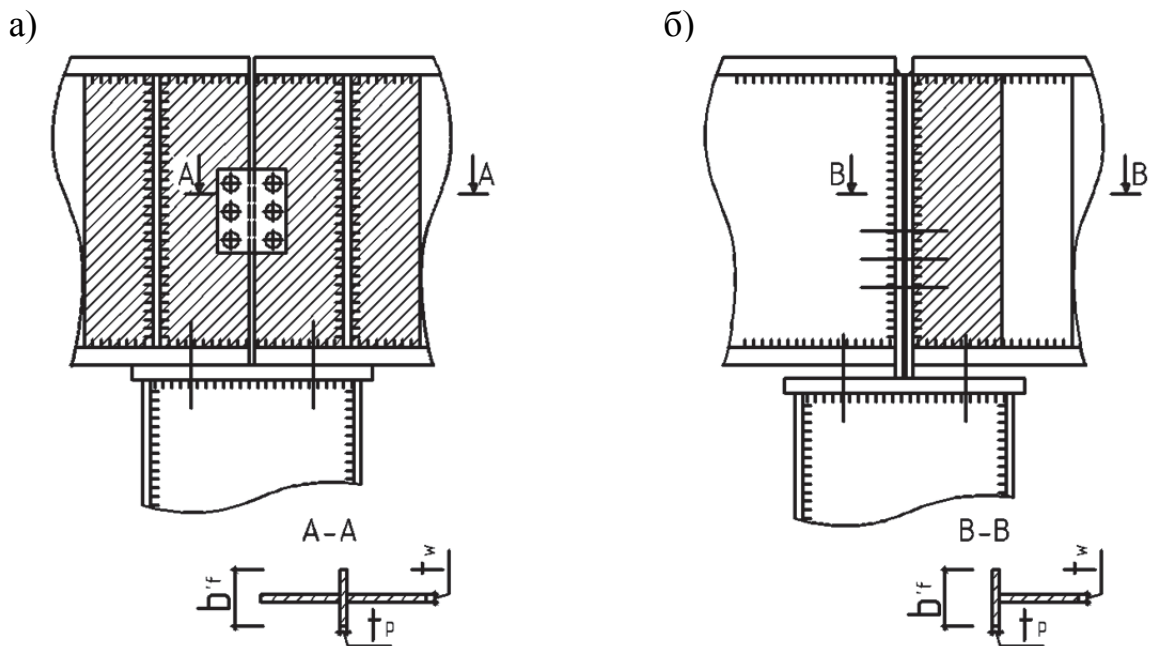


Рис. 3.8. Схемы опорных частей балок

Размеры опорных ребер жесткости определяются из расчета на смятие торца ребра:

$$\sigma_{\text{оп}} = F / A_{\text{оп}} \leq R_{\text{см.т}} \cdot \gamma_c,$$

где F – опорная реакция главной балки; $A_{\text{оп}}$ – площадь смятия опорного ребра; $R_{\text{см.т}}$ – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности, определяемое по приложению 2.

Выступающая вниз часть опорного ребра (см. рис. 3.8, б) не должна превышать значения $1,5t_{\text{оп}}$, обычно принимается 15...20 мм.

Так как $A_{\text{оп}} = b'_f \cdot t_{\text{оп}}$, то формула расчета ребра на смятие приобретает следующий вид:

$$F / (b'_f \cdot t_{\text{оп}}) \leq R_{\text{см.т}} \cdot \gamma_c,$$

где $t_{\text{оп}}$ – толщина опорного ребра.

Отсюда определяется толщина опорного ребра $t_{\text{оп}}$. Проверка устойчивости опорной части балки проводится по формуле

$$\sigma = F / \varphi \cdot A_{\text{оч}} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где φ – коэффициент продольного изгиба; $A_{\text{оч}}$ – площадь сминаемой опорной части балки, включая часть стенки.

Расчетная схема и сечения опорной части балки показаны на рис. 3.9.

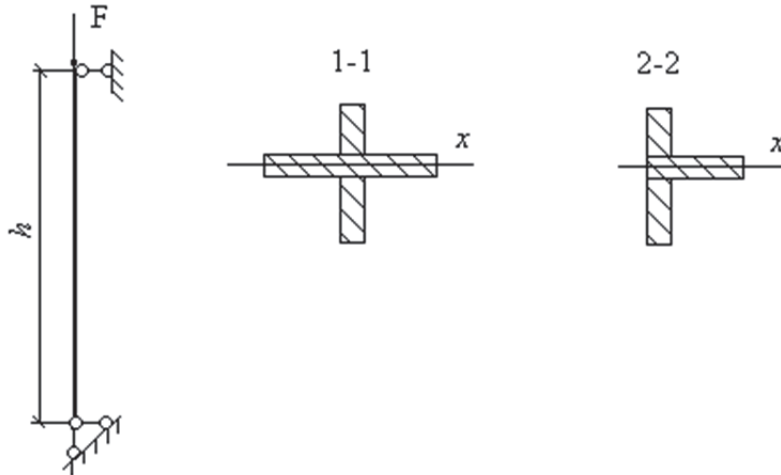


Рис. 3.9. Расчетная схема опорного ребра жесткости балки

Предварительно определяется гибкость опорной стойки балки по формуле

$$\lambda = \ell_{ef} / i_x,$$

где $\ell_{ef} = h$ – расчетная длина стойки; $i_x = \sqrt{J_X / A_{\text{оч}}}$ – радиус инерции расчетного сечения стойки 1-1 или 2-2 (рис. 3.9), где J_X – момент инерции для расчетного сечения 1-1 или 2-2.

В зависимости от гибкости λ по приложению 8 определяется коэффициент продольного изгиба φ и проводится проверка устойчивости стойки.

Если проверка устойчивости не выполняется, необходимо откорректировать значение $t_{\text{оп}}$ (увеличить) и повторить расчет.

В примере опорная реакция главной балки $F = Q_{\text{max}} = 609,7$ кН.

Определяется площадь смятия торца ребра $A_{\text{оп}} \geq F / R_{\text{см.т}}$:

$$F / R_{\text{см.т}} = 609,7 / 35,5 = 17,17 \text{ см}^2.$$

В соответствии с $A_{\text{оп}}$ и $b'_f = 200$ мм назначается толщина опорного ребра $t_{\text{оп}} = 12$ мм:

$$A_{\text{оп}} = 20 \cdot 1,2 = 24 \text{ см}^2 > 17,17 \text{ см}^2.$$

Опорная стойка проверяется на устойчивость относительно оси $x - x$. Предварительно определяется ширина участка стены, включенной в работу опорной стойки:

$$b_{\text{ст}} = 0,65 \cdot t_W \cdot \sqrt{E/R_y} = 0,65 \cdot 1,2 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 23,34 \text{ см},$$

тогда площадь сминаемой опорной части $A_{\text{оч}}$ определяется по формуле

$$A_{\text{оч}} = A_{\text{оп}} + b_{\text{ст}} \cdot t_W,$$

$$A_{\text{оч}} = 24 + 1,2 \cdot 23,34 = 52 \text{ см}^2.$$

Следовательно, момент инерции сечения стойки равен

$$J_X = \frac{t_{\text{оп}} \cdot b_f^3}{12} + \frac{b_{\text{ст}} \cdot t_W^3}{12},$$

$$J_X = \frac{1,2 \cdot 20^3}{12} + \frac{23,34 \cdot 1,2^3}{12} = 803,36 \text{ см}^4,$$

тогда радиус инерции $i_X = \sqrt{J_X / A_{\text{оч}}} = \sqrt{803,36 / 52} = 3,93 \text{ см}$.

Гибкость стойки $\lambda = h_W / i_X = 104,4 / 3,93 = 26,56$.

В зависимости от $\lambda = 26,56$ по приложению 8 определяется коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,944$,

$$F / (\varphi \cdot A_{\text{оч}}) < R_y \cdot \gamma_c,$$

$$\sigma = 609 / 0,944 \cdot 52 = 12,42,$$

$$12,42 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость опорной части обеспечивается.

Для составления сварных балок рассчитывается толщина сварного шва, приваривающего пояса к стенке балки по формуле

$$k_{\text{ш}} = \frac{1}{n \cdot (\beta \cdot R_y^{\text{св}})_{\text{min}}} \cdot \sqrt{(Q \cdot S_n / J_X)^2 + (F / \ell_m)^2},$$

где $n = 1$ (при односторонних швах), $n = 2$ (при двусторонних швах); $(\beta \cdot R_y^{CB})_{\min}$ – меньшее из произведений глубины проплавления на расчетное сопротивление, принимаемое по условному срезу шва или по срезу металла на границе сплавления.

Здесь β – коэффициент, зависящий от глубины проплавления: $\beta_{\text{ш}} = 1,1$ (коэффициент глубины проплавления по условному срезу); $\beta_c = 1,15$ (коэффициент глубины проплавления по срезу металла на границе сплавления); R_y^{CB} – расчетное сопротивление шва срезу; Q – поперечная сила в опорном сечении балки; S_n – статический момент полки сечения на опоре; J_X – момент инерции сечения балки на опоре; F – местное давление на стенку от второстепенных балок; ℓ_m – условная длина распределения давления на стенку от второстепенных балок.

Определяется наиболее опасное сечение шва

$$\beta_{\text{ш}} \cdot R_{\text{ш}}^{CB} > \beta_c \cdot R_{\text{yc}}^{CB},$$

где $R_{\text{ш}}^{CB} = 18 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление материала шва по срезу для электродов типов Э-42, Э-42А, сварочной проволоки марок Св-08, Св-08А, $R_{\text{yc}}^{CB} = 16,5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление срезу по металлу границы сплавления для электродов типов Э-42, Э-42А, сварочной проволоки марок Св-08, Св-08А.

$$\beta_{\text{ш}} \cdot R_{\text{ш}}^{CB} = 1,1 \cdot 18 = 19,8,$$

$$\beta_c \cdot R_{\text{yc}}^{CB} = 1,15 \cdot 16,5 = 18,97,$$

$$19,8 \text{ кН/см}^2 > 18,97 \text{ кН/см}^2.$$

В качестве расчетного принимается минимальное из двух полученных значений, т. е.

$$\beta_c \cdot R_{\text{yc}}^{CB} = 18,97 \text{ кН/см}^2.$$

Значения Q , S_n , J_X , F , ℓ_m определены в предыдущих разделах.

$$k_{\text{ш}} = \frac{1}{2 \cdot 18,97} \cdot \sqrt{(609,7 \cdot 3002 / 435 \ 561)^2 + (57,66 / 17,1)^2} = 0,13 \text{ см.}$$

При толщине пояса $t_f = 28$ мм принимается минимально допустимая толщина шва $k_{ш} = 7$ мм (определяется по приложению 9), что больше получившейся по расчету величины $k_{ш} = 1,3$ мм. Принимается толщина шва $k_{ш} = 7$ мм.

3.4. Расчет центрально сжатой колонны

Центрально сжатые колонны применяются для поддержания междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, эстакадах и т.д.

Колонны передают нагрузку от выше лежащей конструкции на фундамент. Расчетная схема одноярусной колонны определяется с учетом способа закрепления ее в фундамент, а также способа прикрепления балок, передающих нагрузку на колонну.

Расчетная длина колонны определяется по формуле

$$l_{ef} = \mu \cdot l,$$

где μ – коэффициент расчетной длины, принимаемый в зависимости от закрепления концов стержня.

При шарнирном креплении колонны сверху и снизу $\mu = 1$.

Существуют два типа колонн: сплошные и сквозные. Максимально возможная расчетная нагрузка для сквозных колонн из двух швеллеров достигает 2700...3600 кН, для колонн из двух двутавров – 5500...6000 кН. При значительных нагрузках сквозные колонны получаются сложными в изготовлении, более рациональными оказываются сплошные колонны, которые проектируются в виде широкополочного двутавра (прокатного или сварного).

В примере рассматривается расчет сквозной колонны, сечение которой составлено из двух швеллеров.

3.4.1. Расчет относительно материальной оси $x - x$

Подбор сечения колонны начинается с определения требуемой площади поперечного сечения колонны по формуле

$$A_{тр} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

где N – расчетная нагрузка на колонну, передаваемая балками; φ – коэффициент продольного изгиба; $R_y = 24$ кН/см² – расчетное сопротивление стали; γ_c – коэффициент условий работы.

Так как на колонну опираются две главные балки, то

$$N = 2Q_{\max},$$

где Q_{\max} – реакция главной балки.

Коэффициент φ принимается по приложению 8 в зависимости от предварительно заданной гибкости стержня колонны λ_s , которая назначается для сквозных колонн с нагрузкой до 1500 кН $\lambda_s = 90 \dots 60$, с нагрузкой до 3000 кН $\lambda_s = 60 \dots 40$, для сплошных колонн с нагрузкой до 2500 кН $\lambda_s = 100 \dots 70$, с нагрузкой до 4000 кН $\lambda_s = 70 \dots 50$.

Здесь $\varphi = 0,754$ в зависимости от предварительно заданной гибкости $\lambda_s = 70$.

$$A_{\text{тр}} = 1219,4 / 0,754 \cdot 24 \cdot 1 = 67,37 \text{ см}^2.$$

Требуемый радиус инерции сечения $i_{x.\text{тр}}$ вычисляется по формуле

$$i_{x.\text{тр}} = \ell_{ef} / \lambda_s,$$

$$i_{x.\text{тр}} = 1 - 790 / 70 = 11,3 \text{ см.}$$

По требуемой площади сечения и радиусу инерции подбирается по сортаменту соответствующий прокатный профиль, выписываются действительные характеристики принятого сечения h , J_x , J_{y_0} , i_x , i_y , z_0 для сечения, составленного из двух швеллеров (рис. 3.10, а), для двух двутавров (рис. 3.10, б).

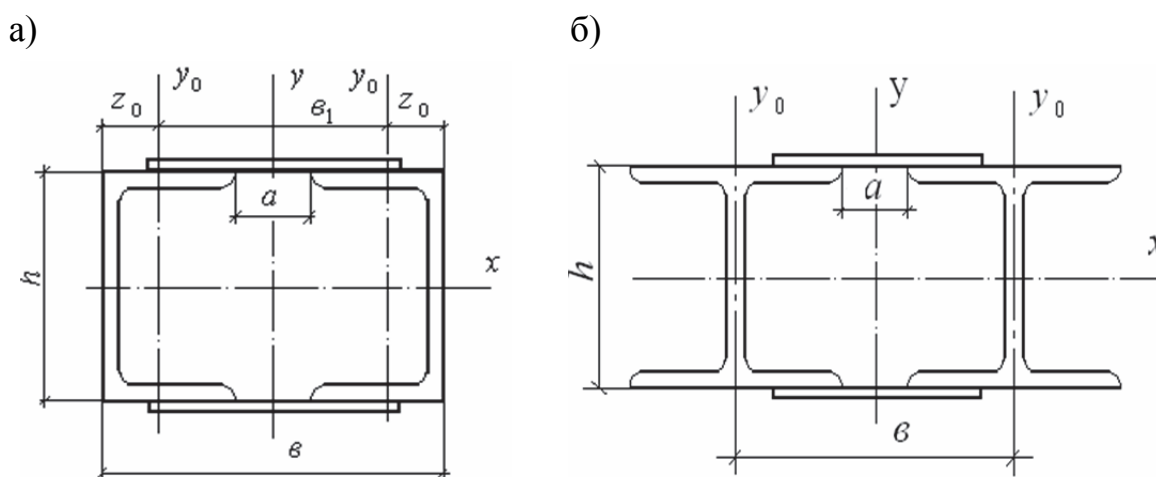


Рис. 3.10. Типы сечений сквозных колонн

По $A_{гр} = 57,37 \text{ см}^2$ и $i_{x.гр} = 11,3 \text{ см}$ по сортаменту (приложение 10) подбираются два швеллера № 27. Тогда $A = 2 \cdot 35,2 = 70,4 \text{ см}^2$, $i_x = 10,9 \text{ см}$.

Затем рассчитывается гибкость стержня:

$$\lambda_x = \ell_{ef} / i_x,$$

$$\lambda_x = 790 / 10,9 = 72,48.$$

По приложению 8 в зависимости от $\lambda_x = 72,48$ определяется коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,754$.

Проверяется устойчивость стержня колонны по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A},$$

$$\sigma = \frac{1219,4}{0,737 \cdot 70,4} = 23,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Перенапряжение не допускается, недонапряжение допускается не более 5 %:

$$\frac{24 - 23,5}{24} \cdot 100 = 2,08 \% < 5 \%.$$

Принимается сечение, составленное из двух швеллеров № 27 на планках.

3.4.2. Расчет относительно свободной оси $y - y$

Определяется расстояние между ветвями колонны из условия равноустойчивости:

$$\lambda_{пр} = \lambda_x,$$

где $\lambda_{пр}$ – приведенная гибкость относительно оси $y - y$; λ_x – гибкость относительно оси $x - x$.

Для этого задаются гибкостью ветви на участке между планками от 30 до 40. Длина рядовых планок равна

$$\ell_s = (0,5 \dots 0,8) \cdot b,$$

где b – ширина сечения сквозной колонны.

Концевые планки принимаются длиной, равной примерно $1,5l_s$. Толщина планок назначается из конструктивных условий $t_s = (1/10 \dots 1/25) \cdot l_s$ и в пределах 6...12 мм (рис. 3.11).

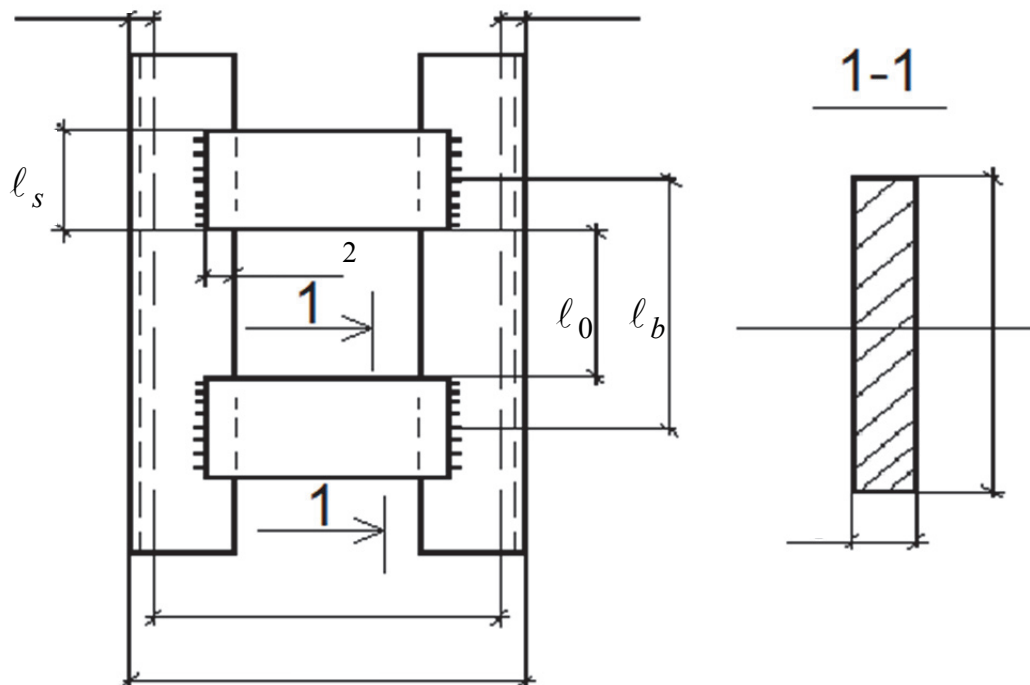


Рис. 3. 11. Схема расположения планок в колонне

Ширина сечения сквозной колонны равна

$$b \geq 2 \cdot b_{\text{шв}} + a,$$

где $b_{\text{шв}}$ – ширина пояса швеллера, $a = 100 \dots 150$ мм из конструктивных соображений.

$$b \geq 2 \cdot 95 + 100 \approx 300 \text{ мм},$$

тогда

$$l_s = 0,7 \cdot b = 0,7 \cdot 300 \approx 200 \text{ мм}, \quad t_s = 8 \text{ мм}.$$

Максимальное расстояние между планками l_0 определяется по принятой гибкости λ_1 :

$$l_0 = \lambda_1 \cdot i_1,$$

где $\lambda_1 = 30$ – гибкость на участке между планками; $i = 2,73$ см – радиус инерции швеллера № 27, выписывается из сортамента (приложение 10), $i_1 = i_y$;

$$\ell_0 = 30 \cdot 2,73 = 82 \text{ см.}$$

Тогда расчетная длина ветви равна

$$\ell_B = \ell_0 + \ell_s,$$

$$\ell_B = 82 + 20 = 102 \text{ см.}$$

Значение ℓ_B принимается кратным высоте колонны.

Затем вычисляется соотношение

$$n = \frac{J_{\text{пл}} \cdot \ell_B}{J_1 \cdot b_0},$$

где $J_{\text{пл}}$ – момент инерции площади поперечного сечения планки; $J_1 = 262 \text{ см}^4$ – момент инерции сечения швеллера № 27 (приложение 10); $J_1 = J_y$;

$$J_{\text{пл}} = \frac{t_s \cdot \ell_s^3}{12},$$

$$J_{\text{пл}} = \frac{0,8 \cdot 20^3}{12} = 533,3 \text{ см}^4,$$

$$b_0 = b - 2 \cdot z_0,$$

где $z_0 = 2,47$ см из приложения 10 для швеллера № 27.

$$b_0 = 30 - 2 \cdot 2,47 = 25,06 \text{ см,}$$

$$n = \frac{533,3 \cdot 102}{262 \cdot 24,06} = 8,29 > 5.$$

Вычисляется гибкость стержня колонны λ_y . При $n > 5$ имеем

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{\text{кр}}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{72,48^2 - 30^2} = 66.$$

В колоннах с раскосной решеткой (рис. 3.12) имеем

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_p}},$$

где $\alpha_1 = 10 \cdot \frac{\ell_p^3}{b^2 \cdot \ell_b}$ – коэффициент, зависящий от угла наклона раскоса;
 A – площадь сечения всего стержня колонны; A_p – площадь сечения раскосов решетки в двух плоскостях.

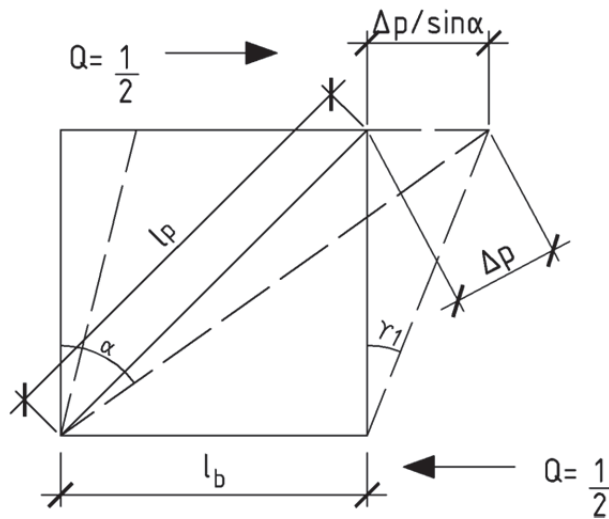


Рис. 3.12. Схема узла раскосной решетки

При $n < 5$ имеем

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - 0,82 \cdot \lambda_1^2 \cdot (1 + n)},$$

где $\lambda_1 = 30$ – гибкость ветви (задается от 30 до 40); n – соотношение жесткостей; γ_1 – угол перекося.

Угол перекося γ_1 определяется по формуле

$$\gamma_1 = \Delta p / l_p \cdot \sin \alpha,$$

где Δp – удлинение раскоса (см. рис. 3.12).

При λ_y определяется радиус инерции сечения стержня колонны

$$i_y = \sqrt{J_y / A},$$

где J_y – момент инерции сечения стержня колонны:

$$J_y = 2 \cdot (262 + 35,2 \cdot (15 - 0,47)^2) = 15\,576,4 \text{ см}^4,$$

$$i_y = \sqrt{11\,576,4 / 70,4} = 12,85 \text{ см.}$$

Требуемая ширина сечения равна

$$b_{\text{тр}} = i_y / \alpha_2 = 12,85 / 0,44 = 28 \text{ см} = 280 \text{ мм.}$$

Полученное значение меньше $b = 300$ мм, следовательно, принимается $b = 30$ см.

Определяется гибкость стержня колонны относительно свободной оси:

$$\lambda_y = 790 / 12,85 = 61,48.$$

Тогда получаем

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{66^2 + 30^2} = 72,498 \approx \lambda_x = 72,48.$$

Если $\lambda_{\text{пр}} = \lambda_x$, то напряжение можно не проверять, колонна устойчива в двух плоскостях.

Если значение $\lambda_{\text{пр}}$ отличается от λ_x , то необходима проверка устойчивости стержня колонны по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где φ_y – коэффициент, определяемый по приложению 8 в зависимости от значения λ_y .

3.4.3. Расчет планок

Расчет планок сквозной колонны сводится к назначению их размеров и расчету их крепления к ветвям.

Расчет планок проводится на условную поперечную силу $Q_{\text{усл}}$:

$$Q_{\text{усл}} = 0,26A,$$

где A – площадь поперечного сечения стержня колонны.

$$Q_{\text{усл}} = 0,26 \cdot 70,4 = 18,30 \text{ кН.}$$

Поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани, равна

$$Q_{\text{пл}} = Q_{\text{усл}} / 2,$$

$$Q_{\text{пл}} = 18,30 / 2 = 9,15 \text{ кН.}$$

Определяются изгибающий момент и поперечная сила в месте крепления планки:

$$M_{\text{пл}} = Q_{\text{пл}} \cdot \ell_{\text{в}} / 2,$$

$$M_{\text{пл}} = 9,15 \cdot \frac{102}{2} = 466,65 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$F_{\text{пл}} = Q_{\text{пл}} \cdot \ell_{\text{в}} / b_0,$$

$$F_{\text{пл}} = 9,15 \cdot \frac{102}{25,06} = 37,24 \text{ кН.}$$

Принимается приварка планок к полкам швеллера угловыми швами с катетом шва $k_{\text{ш}} = 0,7$ см.

Тогда прочность по металлу шва, равная

$$\beta_{\text{ш}} \cdot R_{\text{уш}}^{\text{св}} = 0,7 \cdot 18 = 12,6 \text{ кН/см}^2,$$

меньше прочности по металлу границы сплавления, равной $\beta_{\text{с}} \cdot R_{\text{ус}}^{\text{б}} = 1 \cdot 16 = 16 \text{ кН/см}^2$. Следовательно, необходима проверка по металлу шва.

Для проверки определяется расчетная площадь сварного шва:

$$A_{\text{уш}} = k_{\text{ш}} \cdot \ell_{\text{ш}} = 0,7 \cdot (20 - 2 \cdot 0,7) = 13 \text{ см}^2,$$

где $\ell_{\text{ш}} = \ell_{\text{с}} = 20$ см – момент сопротивления шва.

$$W_{\text{ш}} = k_{\text{ш}} \cdot \ell_{\text{ш}}^2 / 6,$$

$$W_{\text{ш}} = 0,7 \cdot (20 - 2 \cdot 0,7)^2 / 6 = 40,35 \text{ см}^3.$$

Определяются напряжения в шве от момента и поперечной силы:

$$\sigma_{\text{уш}} = M_{\text{пл}} / W_{\text{ш}},$$

$$\sigma_{\text{уш}} = 466,65 / 40,35 = 11,67 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_{\text{уш}} = F_{\text{пл}} / A_{\text{уш}},$$

$$\tau_{\text{уш}} = 37024 / 13 = 2,86 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность шва проверяется по равнодействующему напряжению:

$$\sigma_{\text{ш}} = \sqrt{\sigma_{\text{уш}}^2 + \tau_{\text{уш}}^2} = \sqrt{11,57^2 + 2,86^2} = 12 \text{ кН/см},$$

$$\beta_{\text{ш}} \cdot R_{\text{уш}}^{\text{св}} = 12,6 \text{ кН/см}^2,$$

$$12 \text{ кН/см}^2 < 12,6 \text{ кН/см}^2.$$

Если проверка не выполняется, необходимо увеличить катет шва $k_{\text{ш}}$ и сделать перерасчет.

3.4.4. Расчет оголовка колонны

Опорная плита, на которую укладываются балки, принимается конструктивно толщиной $t \geq 20$ мм. Расчетными элементами оголовка является ребро (диафрагмы) и швы, прикрепляющие ребра к колонне. Оголовки колонн при опирании балок сверху показаны на рис. 3.13.

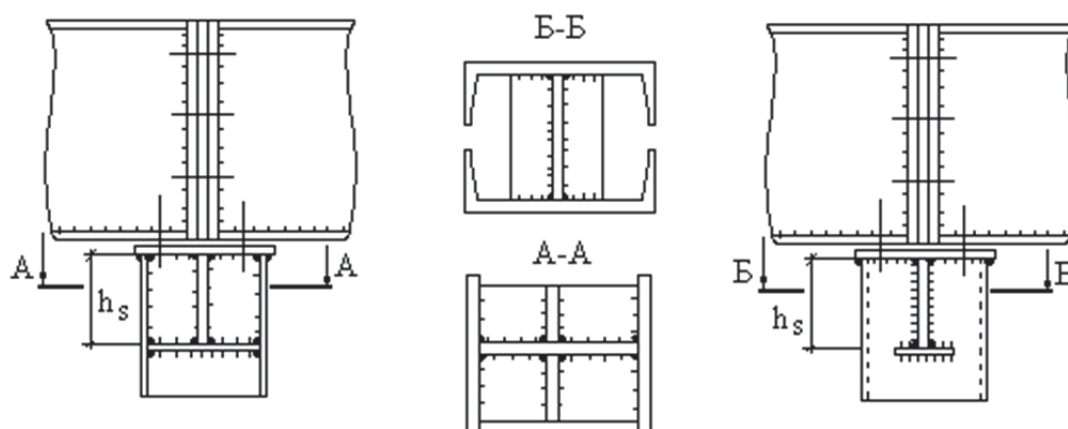


Рис. 3.13. Схема оголовков колонн

Высота ребер определяется требуемой длиной швов, передающих нагрузку на стержень колонны:

$$\sum \ell_{\text{ш}} = \frac{N}{0,7 \cdot R_{\text{ш}} \cdot R_{\text{wf}} \cdot \gamma_{\text{wf}} \cdot \gamma_c},$$

$$h_s = \frac{\sum \ell_{\text{ш}}}{4} + 1 \text{ см},$$

где N – продольная сила в колонне; $k_{\text{ш}}$ – принимается по наименьшей толщине свариваемых элементов, но не менее 6 мм; R_{wf} – расчетное сопротивление металла шва; γ_{wf} – коэффициент условий работы шва.

Толщина ребра t_s определяется из условия среза:

$$t_s \geq \frac{1,5Q}{h_s \cdot R_s \cdot \gamma_c},$$

где $Q = 0,5N$; R_s – расчетное сопротивление металла ребра; γ_c – коэффициент условий работы, определяемый по приложению 3.

Принятая толщина ребра проверяется на смятие торцов ребер под полным опорным давлением:

$$\sigma = \frac{N}{b_s \cdot t_s} \leq R_p,$$

где R_p – расчетное сопротивление смятию, определяется по приложению 2.

Чтобы придать жесткость ребрам, поддерживающим опорную плиту, и укрепить от потери устойчивости стержня колонны, в местах передачи сосредоточенных нагрузок ставятся вертикальные ребра, воспринимающие нагрузку, и обрамляются снизу горизонтальным ребром толщиной $t = 6$ мм (см. рис. 3.13).

В примере высота ребра оголовка определяется по формуле

$$h_s = \frac{N}{4 \cdot k_{\text{ш}} \cdot (\beta \cdot R_y^{\text{CB}} \cdot \gamma_y^{\text{CB}}) \cdot \gamma_c},$$

где $k_{\text{ш}} = 1$ см – толщина шва (минимальное задаваемое значение – 8 мм); $(\beta \cdot R_y^{\text{CB}} \cdot \gamma_y^{\text{CB}}) = 0,7 \cdot 21,5 \cdot 1 = 15,05$ кН/см² – расчетное сопротивление шва; $\gamma_c = 1,2$ – коэффициент условий работы.

$$h_s = \frac{1219,4}{4 \cdot 1,0 \cdot 15,05 \cdot 1,2} = 16,88 \text{ см},$$

принимается $h_s = 18$ см.

Толщина ребра равна

$$t_s = \frac{N}{\ell_{\text{см}} \cdot R_{\text{см}}},$$

где $\ell_{\text{см}}$ – длина распределения давления, см; $R_{\text{см}} = 35$ кН/см² – расчетное сопротивление торца ребра смятию.

Длина распределения давления $\ell_{\text{см}}$ вычисляется по формуле

$$\ell_{\text{см}} = b'_f + 4,$$

где $b'_f = 20$ см – ширина опорного ребра.

$$t_s = \frac{1219,4}{(20 + 4) \cdot 35} = 1,45 \text{ см.}$$

Принимается $t_s = 16$ мм.

Проводится проверка ребра на срез $\tau \leq R_{\text{ср}}$:

$$\tau = \frac{0,5N}{2h_s \cdot t_s} = \frac{0,5 \cdot 1219,4}{2 \cdot 18 \cdot 1,6} = 10,58 \text{ кН/см}^2 < 12 \text{ кН/см}^2.$$

В случае невыполнения проверки необходимо увеличить толщину ребра t_s и сделать перерасчет.

3.4.5. Расчет базы колонны

Расчетными элементами базы являются размеры опорной плиты в плане, толщина опорной плиты и высота траверсы $h_{\text{тр}}$.

Требуемая площадь опорной плиты

$$A_{\text{пл}} = N / R_{\text{ф}},$$

где N – расчетная нагрузка на колонну; $R_{\text{ф}}$ – расчетное сопротивление сжатию бетона фундамента;

$$R_{\text{ф}} = \gamma \cdot R_{\text{нр}},$$

$$R_{\text{ф}} = 1,2 \cdot 0,45 = 0,54 \text{ кН/см}^2,$$

здесь γ принимается равным ориентировочно от 1,15 до 1,30; $R_{np} = 4,5 \text{ МПа} = 0,45 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (по заданию).

$$A_{пл} = \frac{1219,4}{0,54} = 2258,15 \text{ см}^2.$$

Для определения размеров сторон плиты задаются шириной плиты:

$$b_{пл} = h + 2t_s + 2c,$$

где h – высота сечения колонны; $t_s = 10 \dots 20 \text{ мм}$ – толщина траверсы; C – вылет консоли, минимальное значение которого из конструктивных соображений равно 60 мм (рис. 3.14).

$$b_{пл} = 27 + 2 \cdot 1,2 + 2 \cdot 9,3 = 48 \text{ см},$$

тогда

$$\ell_{пл} = A_{пл} / b_{пл} = 2258,15 / 48 = 47 \text{ см}.$$

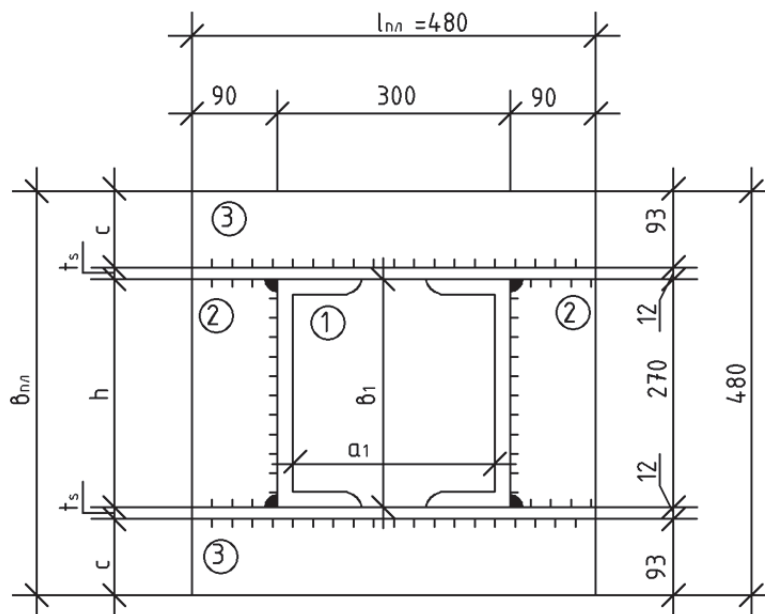


Рис. 3.14. База сквозной колонны

Принимают размеры плиты $\ell_{пл} \times b_{пл} = 480 \times 480$, соблюдая условие

$$\ell_{пл} / b_{пл} \leq 1,2.$$

Определяется напряжение под плитой базы:

$$\sigma_{\phi} = \frac{1219,4}{48 \cdot 48} = 0,53 \text{ кН/см}^2 \approx R_{\text{пр}} \cdot \gamma = 0,45 \cdot 1,2 = 0,54 \text{ кН/см}^2.$$

Конструируется база колонны с траверсами толщиной 12 мм, которые привариваются к полкам колонны и к плите угловыми швами. Опорная плита базы сечением колонны и траверсами разделяется на участки. Вычисляются наибольшие изгибающие моменты на каждом из этих участков, действующие на полосе шириной 1 см.

Участок 1, опертый на четыре каната:

$$M_1 = \alpha \cdot q \cdot a^2,$$

где α – коэффициент, определяемый по табл. 3.2 в зависимости от отношения большей стороны участка к меньшей:

$$b/a = 300/270 = 1,11,$$

$q = \delta_{\phi} = 0,53 \text{ кН/см}^2$ – отпор фундамента; a – меньшая сторона участка.

$$M_1 = 0,055 \cdot 0,53 \cdot 27^2 = 21,25 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Таблица 3.2

Значение отношений размеров участков базы

b/a	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	более 2
α	0,048	0,068	0,073	0,086	0,094	0,100	0,125

Участок 2, опертый на три каната:

$$M_2 = \beta \cdot q \cdot a_1^2,$$

где β – коэффициент, определяемый по табл. 3.3 в зависимости от отношения меньшей стороны участка к большей (a_1 / b_1).

Таблица 3.3

Значение отношений размеров участков базы

a_1/b_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	более 2
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,112	0,120	0,120	0,126	0,132	0,133

Если $a_1 / b_1 < 0,5$, то участок рассматривается как консольный, тогда

$$M_2 = q \cdot c^2 / 2,$$

где c – вылет консоли.

Вычисляется a_1 / b_1 :

$$a_1 / b_1 = 90/270 = 0,33 < 0,5,$$

следовательно, $M_2 = 0,53 \cdot 9^2 / 2 = 21,46$ кН·см.

Участок 3 консольный с вылетом $c = 93$ мм:

$$M_3 = 0,53 \cdot 9,3^2 / 2 = 22,9$$
 кН·см.

Требуемая толщина плиты определяется по формуле

$$t_{пл} = \sqrt{6 \cdot M_{\max} / R_y \cdot \gamma_c},$$

где M_{\max} – наибольший из найденных для различных участков изгибающий момент в полоске шириной 1 см.

$$t_{пл} = \sqrt{6 \cdot 23 / 21 \cdot 1} = 2,56$$
 см,

принимается $t_{пл} = 28$ мм.

Толщина плиты принимается по сортаменту в пределах 20...40 мм.

При резком отличии моментов по величине на различных участках плиты необходимо внести изменения в схему опирания плиты, чтобы по возможности выровнять величины моментов, что должно привести к облегчению базы.

Высота траверс определяется из условия размещения сварных швов, крепящих траверсы к колонне. Суммарная длина швов равна

$$\sum \ell_{ш} = N / (0,7 \cdot k_{ш} \cdot R_{уш}^{св} \cdot \gamma_{уш}^{св} \cdot \gamma_c),$$

$$\sum \ell_{ш} = 1219,4 / (0,7 \cdot 1 \cdot 21 \cdot 1 \cdot 1) = 83$$
 см.

$k_{ш}$ принимается в пределах 6...10 мм, тогда высота траверса равна

$$h_{тр} = \sum \ell_{ш} / 4 + 1 = 83 / 4 + 1 = 21,75$$
 см.

Прикрепление траверсы к колонне рассчитывается по металлу шва, т. к.

$$\beta_{ш} \cdot R_{уш}^{св} < \beta_c \cdot R_{yc},$$

$$\beta_{ш} \cdot R_{уш}^{CB} = 0,7 \cdot 21,5 = 15,05 \text{ кН/см}^2,$$

$$\beta_c \cdot R_{yc} = 1 \cdot 16,42 = 16,42 \text{ кН/см}^2,$$

$$15,05 \text{ кН/см}^2 < 16,42 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_{ш} < \beta_{ш} \cdot R_{уш}^{CB},$$

$$\sigma_{ш} = N_{ш} / k_{ш} \cdot 4 \cdot \ell_{ш} = 1219,4 / 1,0 \cdot 4 \cdot (21,75 - 2) = 15,44 \text{ кН/см}^2,$$

$$15,44 \text{ кН/см}^2 < 15,05 \text{ кН/см}^2.$$

Принимается $k_{ш} = 1,2 \text{ см}$.

$$\sigma_{ш} = N_{ш} / k_{ш} \cdot 4 \cdot \ell_{ш} = 1219,4 / 1,2 \cdot 4 \cdot (21,75 - 2) = 12,86 \text{ кН/см}^2,$$

$$12,86 \text{ кН/см}^2 < 15,05 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность шва обеспечивается.

Проверяется прочность швов, приваривающих траверсы к плите:

$$\sigma_{ш} = \frac{N}{k_{ш} \cdot \sum \ell_{ш}} = \frac{1219,4}{1 \cdot 2 \cdot (46 + 2 \cdot 7)} = 10,16 \text{ кН/см}^2 < 15,05 \text{ кН/см}^2.$$

При вычислении суммарной длины швов с каждой стороны шва не учитывалось по 1 см на непровар. Если проверки не выполняются, необходимо увеличить значение $k_{ш}$.

Приварка торца колонны к плите выполняется конструктивными швами $k_{ш} = 6 \text{ мм}$, т.к. эти швы в расчете не учитывались.

Базы колонны крепятся к фундаменту двумя или четырьмя анкерными болтами, диаметры которых принимаются конструктивно 24...36 мм.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящем пособии приведены примеры проектирования строительных конструкций: железобетонных сегментных ферм и железобетонных фундаментных балок, а также элементов стальной балочной клетки. Рассмотренные конструкции являются составной частью курсового проектирования по дисциплинам «Железобетонные и каменные конструкции», «Металлические конструкции».

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. – М. : ФГУП ЦПП, 2007. – 31 с.
2. Рекомендации по расчету прочности и трещиностойкости узлов преднапряженных железобетонных ферм. – М. : НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. – 48 с.
3. Проектирование ферм : методические указания по курсу «Железобетонные и каменные конструкции». – Куйбышев : КуИСИ, 1987. – 23 с.
4. СНиП II-22-81*. Каменные и армокаменные конструкции / Госстрой России. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 61 с.
5. Расчёт и конструирование частей жилых и общественных зданий / П. Ф. Вахненко [и др.]. – Киев : Будівельник, 1987. – 424 с.
6. Расчёт фундаментных балок / Б. В. Гервазюк, С. И. Глазер, Е. М. Розенберг [и др.]. – Киев : Будівельник, 1967. – 99 с.
7. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). – М. : Госстрой России, 2005. – 170 с.
8. Дзюба, В. А. Проектирование сборных железобетонных конструкций каркасного здания / В. А. Дзюба. – Комсомольск-на-Амуре : ФГБОУ ВПО «КнАГТУ», 2013. – 103 с.
9. Кудишин, Ю. И. Металлические конструкции : учеб. для вузов / Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъев. – 9-е изд., стер. – М. : Академия, 2010. – 688 с.
10. Беленя, Е. И. Металлические конструкции. Общий курс : учеб. для вузов / Е. И. Беленя, В. А. Балдин, Г. С. Ведеников. – 6-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1986. – 560 с.
11. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1990. – 96 с.
12. Дзюба, В. А. Применение испытательного оборудования MTS для определения параметров деформирования железобетонных балок различного армирования / В. А. Дзюба, Сьюй Яфенг, А. Л. Ковалев // Ученые записки Комсомольского-на-Амуре гос. техн. ун-та. Науки о природе и технике. – 2014. – № I-1(17). – С. 108-111.
13. Сысоев, О. Е. Универсальные критерии мониторинга предельных состояний конструкционных материалов при эксплуатации конструкций и механизмов в строительстве, машиностроении и авиации / О. Е. Сысоев // Ученые записки Комсомольского-на-Амуре гос. техн. ун-та. Науки о природе и технике. – 2012. – № II-1(10). – С. 107-111.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

**КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ РАСЧЕТА НА ПРОЧНОСТЬ
ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
С УЧЕТОМ РАЗВИТИЯ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ**

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения коэффициентов		
			$C(C_x)$	C_y	n при $M_y = 0$
1		0,2 5 0,5 1 2	1,19 1,12 1,07 1,04	1,47	1,5
8		—	1,6	1,47	а) 3 б) 1
9		0,5 1 2	1,6	1,0 7 1,1 2 1,1 9	а) 3 б) 1
Примечание. При $M_y \neq 0$ коэффициент $n = 1,5$					

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

**РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СТАЛИ ПО ГОСТ 27772-88,
СВАРНЫХ И БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ, кН/см²**

Сталь	Вид проката, толщина листа, мм	R_{yn}/R_{un}	R_y	R_p	R_s	R_{wz}	R_{tp}
С235	Лист, фасон: 2-20	23,5/36	23	35	13,5	16	47,5
	21-40	22,5/36	22	35	12,5	16	47,5
	Лист, 41-40	21,5/36	21	35	12	16	47,5
С245	Лист, фасон: 2-20	24,5/37	24	36	14	16,5	48,5
	Фасон, 21-30	23,5/37	23	36	13,5	16,5	48,5
	Лист, 11-20	24,5/38	24	37	14	17	50
С255	Фасон, 4-10	25,5/38	25	37	14,5	17	50
	Лист, 11-20	24,5/37	24	36	14	16,5	48,5
	Фасон, 21-40	23,5/37	23	36	13,5	16,5	48,5
С275	Лист, фасон: 2-10	27,5/38	27	37	15,5	17	50
	Лист, 11-20	26,5/37	26	36	15	16,5	48,5
	Фасон, 11-20	27,5/38	27	37	15,5	17	50
С285	Лист: 4-10	27,5/39	27	38	15,5	17,5	51,5
	11-20	26,5/38	26	37	15	17	50
	Фасон: 4-10	28,8/40	28	39	16	18	52,5
С345	11-20	27,5/39	27	38	15,5	17,5	51,5
	Лист, фасон: 2-10	34,5/49	33,5	48	19,5	22	64,5
	11-20	32,5/47	31,5	46	18	21	62
С375	21-40	30,5/46	30	45	17,5	20,5	60,5
	Лист, фасон: 2-10	37,5/51	36,5	50	21	23	67
	11-20	35,5/49	34,5	48	20	22	64,5
С390	21-40	33,5/48	32,5	47	19	21,5	63
	Лист, 4-30	39/54	38	53	22	24,5	71
	Лист: 4-30	44/59	43	57,5	25	26,5	77,5
С440	31-50	41/57	40	55,5	23	25,5	75
	Лист, 10-36	54/63,5	51,5	60,5	30	28,5	83

Примечания:

- Для стали С345 и С375 характеристики листового и фасонного проката совпадают.
- Из сталей С390, С440, С590 фасонный прокат не выпускается.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

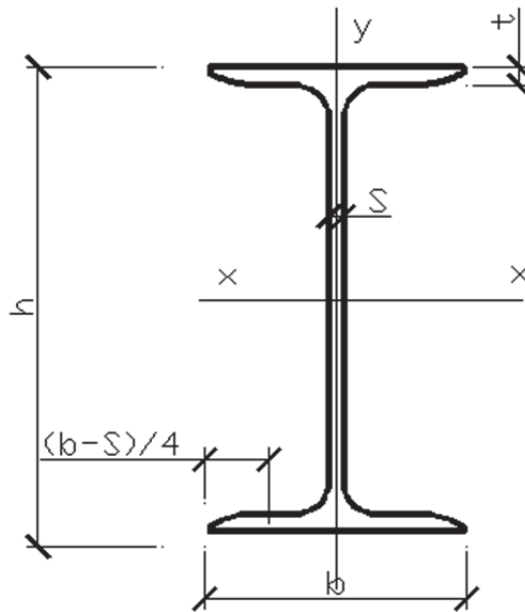
КОЭФФИЦИЕНТЫ γ_c

Элементы конструкций	Коэффициенты условий работы γ_c
1. Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ, архивов и т.п. при весе перекрытий, равном временной нагрузке или большем	0,90
2. Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
3. Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости $\lambda \geq 60$	0,80
4. Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость при $\varphi_b = 1,0$	0,95
5. Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	0,90
6. Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий: а) сжатые (за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость; б) растянутые в сварных конструкциях; в) растянутые, сжатые, а также стыковые накладки в болтовых конструкциях (кроме конструкций на высокопрочных болтах) из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность	0,95 0,95 1,05
7. Сплошные составные балки, колонны, а также стыковые накладки из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²), несущие статическую нагрузку и выполненные с помощью болтовых соединений (кроме соединений на высокопрочных болтах), при расчетах на прочность	1,10
8. Сечения прокатных и сварных элементов, а также накладок из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²) в местах стыков, выполненных на болтах (кроме стыков на высокопрочных болтах), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность: а) сплошных балок и колонн; б) стержневых конструкций и перекрытий	1,10 1,05

<p>9. Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных равнополочных или неравнополочных (прикрепляемых большей полкой) уголков:</p> <p>а) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка:</p> <ul style="list-style-type: none"> – раскосы по [9, рис. 9*, а]; – распорки по [9, рис. 9*, б, в]; – раскосы по [9, рис. 9*, в, г, д]; <p>б) прикрепленные непосредственно к поясам одной полкой, одним болтом (кроме указанных в поз. 9 данной таблицы), а также прикрепляемые через фасонку независимо от вида соединения;</p> <p>в) при сложной перекрестной решетке с одноболтовыми соединениями по [9, рис. 9*, е]</p>	<p>0,90</p> <p>0,90</p> <p>0,80</p> <p>0,75</p> <p>0,70</p>
<p>10. Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков – только меньшей полкой), за исключением элементов конструкций, указанных в поз. 9 данной таблицы, раскосов по [9, рис. 9*, б], прикрепляемых непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка, и плоских ферм из одиночных уголков</p>	<p>0,75</p>
<p>11. Опорные плиты из стали с пределом текучести до 285 МПа (2900 кгс/см²), несущие статическую нагрузку, толщиной, мм:</p> <p>а) до 40;</p> <p>б) от 40 до 60;</p> <p>в) от 60 до 80</p>	<p>1,20</p> <p>1,15</p> <p>1,10</p>
<p>Примечания:</p> <p>1. Коэффициенты условий работы $\gamma_c < 1$ при расчете одновременно учитывать не следует.</p> <p>2. Коэффициенты условий работы, приведенные соответственно в поз. 1 и б, в; 1 и 7; 1 и 8; 2 и 7; 2 и 8, а; 3 и 6, в, при расчете следует учитывать одновременно.</p> <p>3. Коэффициенты условий работы, приведенные в поз. 3; 4; 6, а, в; 7; 8; 9 и 10, а также в поз. 5 и 6, б (кроме стыковых сварных соединений), при расчете соединений рассматриваемых элементов учитывать не следует.</p> <p>4. В случаях, не оговоренных в данной таблице, в формулах следует принимать $\gamma_c = 1$.</p>	

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

ДВУТАВРЫ СТАЛЬНЫЕ ГОРЯЧЕКАТАНЫЕ С УКЛОНОМ
ВНУТРЕННИХ ГРАНЕЙ ПОЛОК (ПО ГОСТ 8239-89)



№ профиля	Размеры, мм				Площадь сечения, см ²	Ось x – x				Ось y – y				Масса I м, кг
	h	b	s	t		I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см		
10	100	55	4,5	7,2	12	198	39,7	4,1	23	18	6,5	1,22	9,5	
12	120	64	4,8	7,3	14,7	350	58,4	4,9	33,7	28	8,7	1,38	11,5	
14	140	73	4,9	7,5	17,4	572	81,7	5,7	46,8	42	11,5	1,55	13,7	
16	160	81	5	7,8	20,2	873	109	6,6	62,3	59	14,5	1,70	15,9	
18	180	90	5,1	8,1	23,4	1290	143	7,4	81,4	83	18,4	1,88	18,4	
20	200	100	5,2	8,4	26,8	1840	184	8,3	104	115	23,1	2,07	21,0	
22	220	110	5,4	8,7	30,6	2550	232	9,1	131	157	28,6	2,27	24,0	
24	240	115	5,6	9,5	34,8	3460	289	10	163	198	34,5	2,37	27,3	
27	270	125	6	9,8	40,2	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54	31,5	
30	300	135	6,5	10,2	46,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69	36,5	
33	330	140	7	11,2	53,8	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79	42,2	
36	360	145	7,5	12,3	61,9	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89	48,6	
40	400	155	8,3	13	72,6	19062	953	16,2	545	667	86,1	3,03	57,0	
45	450	160	9	14,2	84,7	27696	1231	18,1	708	808	101	3,09	66,5	
50	500	170	10	15,2	100	39727	1589	19,9	919	1043	123	3,23	78,5	
55	550	180	11	16,5	118	55962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39	92,6	
60	600	190	12	17,8	138	76806	2560	23,6	1491	1725	182	3,54	108,0	

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

СТАЛЬ ШИРОКОПОЛОСНАЯ УНИВЕРСАЛЬНАЯ ГОРЯЧЕКАТАНАЯ ПО ГОСТ 82-70* (СОКРАЩЕННЫЙ СОРТАМЕНТ)

Толщина листов, мм	Ширина листов с прокатными кромками, мм
6, 7, 8, 9, 10, 11	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280
12, 14, 16, 18, 20	300, 320, 340, 360, 380, 400, 420
22, 25, 28, 30	450, 460, 480, 500, 520, 550, 560
32, 36, 40, 45	600, 630, 650, 670, 700, 750, 800
50, 55, 60	850, 900, 950, 1000, 1050

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

КОЭФФИЦИЕНТЫ φ_b

Значение φ_2	Коэффициенты φ_b при сжатом поясе	
	более развитом	менее развитом
$\varphi_2 \leq 0,85$	$\varphi_b = \varphi_1$	$\varphi_b = \varphi_2$
$\varphi_2 > 0,85$	$\varphi_b = \varphi_1[0,21 + 0,68(n/\varphi_1 + 1 - n/\varphi_2)]$	$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_2$

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

**КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ ПРОВЕРКИ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ
СТЕНОК БАЛКИ**

Таблица П7.1

Значение коэффициента $C_{кр}$ для стенок балок

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

Таблица П7.2

Значение коэффициента C_1 для стенок балок

δ	Значения C_1 для сварных балок при следующих значениях a/h_0								
	$\leq 0,5$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
≤ 1	11,5	12,4	14,8	18,0	22,1	27,1	32,6	38,9	45,6
2	12,0	13,0	16,1	20,4	25,7	32,1	39,2	46,5	55,7
4	12,3	13,3	16,6	21,6	28,1	36,3	45,2	54,9	65,1
6	12,4	13,5	16,8	22,1	29,1	38,3	48,7	59,4	70,4
10	12,4	13,6	16,9	22,5	30,0	39,7	51,0	63,3	76,5
≥ 30	12,5	13,7	17,0	22,9	31,0	41,6	53,8	68,2	83,6

Таблица П7.3

Предельные значения σ_m/σ при различных значениях a/h_0

Балки	δ	Предельные значения σ_m/σ при следующих значениях a/h_0							
		0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
Сварные	≤ 1	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
	2	0	0,109	0,169	0,277	0,406	0,543	0,652	0,799
	4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
	5	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
	10	0	0,059	0,122	0,296	0,574	1,002	1,539	2,154
	≥ 30	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939
На высокопрочных болтах	—	0	0,121	0,184	0,378	0,643	1,131	1,614	2,347

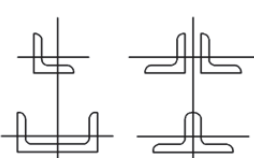
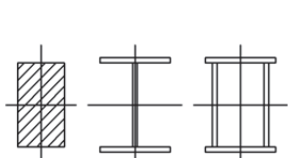
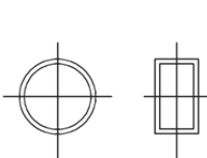
Таблица П7.4

Значения коэффициента C_2 для стенок

a/h_0	$\leq 0,8$	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
C_2	$C_2 = C_{кр}$	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

КОЭФФИЦИЕНТЫ УСТОЙЧИВОСТИ
ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ φ

Условная гибкость ¹	Коэффициенты φ по СНиП II-23-81* с изм. ²	Коэффициенты φ по проекту новых норм для разных типов поперечных сечений стержней ²			
					
0,4	989	992	998	999	
0,6	969	950	986	994	
0,8	953	929	967	981	
1,0	934	901	948	968	
1,2	913	878	927	954	
1,4	891	842	905	938	
1,6	866	811	881	920	
1,8	841	778	855	900	
2,0	813	744	826	877	
2,2	785	709	794	851	
2,4	755	672	760	820	
2,6	718	636	722	785	
2,8	673	598	683	747	
3,0	628	562	643	704	
3,2	587	526	602	660	
3,4	547	492	562	615	
3,6	508	460	524	572	
3,8	471	430	487	530	
4,0	436	401	453	475	
4,2	402	375	421	431	
4,4	370	351	392	393	
4,6	340	328	359	359	
4,8	312	308	330	330	
5,0	289	289	304	304	
5,2	268	271	281	281	

Примечания:

1. Условная гибкость $\bar{\lambda}$ вычисляется по формуле $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$.
2. Значения коэффициентов в таблице увеличены в 1000 раз.

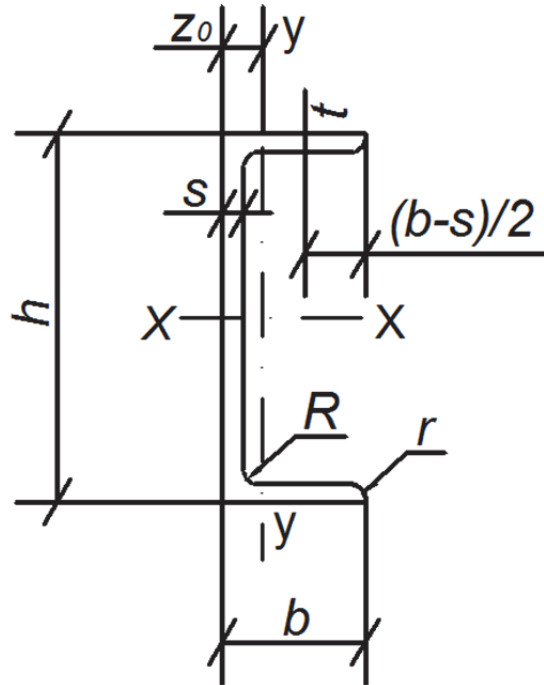
ПРИЛОЖЕНИЕ 9

МИНИМАЛЬНЫЕ КАТЕТЫ $k_{ш}$ УГЛОВЫХ СВАРНЫХ ШВОВ

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести свариваемой стали R_T^H , МПа	Минимальные катеты швов $k_{ш}$ при толщине более толстого из свариваемых элементов, мм						
			4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40	41-80
Тавровое с двусторонними угловыми швами, нахлесточное и угловое	Ручная	Менее 430	4	5	6	7	8	9	10
		От 430 до 580	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая	Менее 430	3	4	5	6	7	8	9
		От 430 до 580	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная	До 380	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая		4	5	6	7	8	9	10

ПРИЛОЖЕНИЕ 10

ШВЕЛЛЕРЫ СТАЛЬНЫЕ ГОРЯЧЕКАТАННЫЕ
ПО ГОСТ 8240-89 (СОКРАЩЕННЫЙ СОРТАМЕНТ)



Но- мер швел- лера	Размеры ,мм					Пло- щадь сечения, см ²	Масса 1 м, кг	Справочная величина для осей								
	h	b	s	t	R			r	x – x			y – y				
									I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Швеллеры с уклоном внутренних граней полок																
8	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31
10	100	46	4,5	7,6	7	3	10,9	8,59	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44
12	120	52	4,8	7,8	7,5	3	13,3	10,4	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54
14	140	58	4,9	8,1	8	3	15,6	12,3	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11	1,7	1,67
16	160	64	5	8,4	8,5	3,5	18,1	14,2	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8
18	180	70	5,1	8,7	9	3,5	20,7	16,3	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94
20	200	76	5,2	9	9,5	4	23,4	18,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07
22	220	82	5,4	9,5	10	4	26,7	21	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21
24	240	90	5,6	1,	10,5	4	30,6	24	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42
27	270	95	6	10,5	11	4,5	35,2	27,7	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30	300	100	6,5	11	12	5	40,5	31,8	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
40	400	115	8	13,5	15	6	61,5	48,3	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Швеллеры с параллельными гранями полок																
8-П	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,3	13,9	5,31	1,24	1,38
10-П	100	46	4,5	7,6	7	4	10,9	8,59	175	34,9	3,99	20,5	22,6	7,37	1,44	1,53
12-П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,3	10,4	305	50,8	4,79	29,7	34,9	9,84	1,62	1,66
14-П	140	58	4,9	8,1	8	4,5	15,6	12,3	493	70,4	5,61	40,9	51,5	12,9	1,81	1,82
16-П	160	64	5	8,4	8,5	5	18,1	14,2	750	93,8	6,44	54,3	72,8	16,4	2	1,97
18-П	180	70	5,1	8,7	9	5	20,7	16,3	1090	121	7,26	70	100	20,6	2,2	2,14
20-П	200	76	5,2	9	9,5	5,5	23,4	18,4	1530	153	8,08	88	134	25,2	2,39	2,3
22-П	220	82	5,4	9,5	10	6	26,7	21	2120	193	8,9	111	178	31	2,58	2,47
24-П	240	90	5,6	10	10,5	6	30,6	24	2910	243	9,75	139	248	39,5	2,85	2,72
Примечание. Швеллеры прокатывают из стали указанных марок:																
Номера профилей: 8-40, 12-40, 14-40,																
8П-24П, 12П-24П, 14П-24П,																
Марки стали: С245, С255, С345-3 и С345-4																

Учебное издание

Дзюба Виктор Александрович
Стасевич Тамара Александровна

РАСЧЕТ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Учебное пособие

Научный редактор – доктор технических наук,
профессор О. Е. Сысоев

Редакторы Т. Н. Карпова, Е. В. Назаренко

Подписано в печать 13.01.2015.

Формат 60 × 84 1/16. Бумага 60 г/м². Ризограф EZ570e.
Усл. печ. л. 5,58. Уч.-изд. л. 5,34. Тираж 50 экз. Заказ 26693.

Редакционно-издательский отдел
Федерального государственного бюджетного образовательного учреждения
высшего профессионального образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный технический университет»
681013, Комсомольск-на-Амуре, пр. Ленина, 27.

Полиграфическая лаборатория
Федерального государственного бюджетного образовательного учреждения
высшего профессионального образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный технический университет»
681013, Комсомольск-на-Амуре, пр. Ленина, 27.