

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

**РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДВУХВЕТВЕВЫХ КОЛОНН
ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ**

(Примеры расчета)

Методические указания
к курсовому и дипломному проектированию
для студентов специальности 270102
«Промышленное и гражданское строительство»

КАЗАНЬ
2013

УДК 624.012.35

ББК 38.53

П14

П14 Методические указания к курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности 270102 «Расчет железобетонных двухветвевых колонн прямоугольного сечения (примеры расчета)»/ Сост. Палагин Н.Г. Казань: КГАСУ, 2013. – 49 с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета

В методических указаниях представлены примеры компоновки крайней и средней двухветвевых колонн прямоугольного сечения, применяющихся при строительстве одноэтажных промышленных зданий с мостовыми и подвесными кранами. Приведено составление таблиц сочетаний усилий и правила выбора из них наиболее опасных в расчетных сечениях колонн. Рассматривается расчет надкрановой и подкрановой частей крайней колонны в плоскости и из плоскости поперечной рамы, расчет средней и подкрановой распорок. Приводится расчет в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа. Рассматриваются особенности расчета средней колонны.

Методические указания предназначены для курсового и дипломного проектирования студентов специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство» всех форм обучения.

Рецензент: доцент кафедры «Металлические конструкции и испытание сооружений» КГАСУ, канд.техн.наук Хусаинов Д.М.

УДК 624.012.35

ББК 38.53

©Казанский государственный
архитектурно-строительный
университет, 2013
© Палагин Н.Г., 2013

СОДЕРЖАНИЕ

1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ, НЕОБХОДИМЫХ ДЛЯ РАСЧЕТА КРАЙНЕЙ И СРЕДНЕЙ КОЛОНН ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ С МОСТОВЫМИ КРАНАМИ.....	4
1.1. Исходные данные для расчета.....	4
1.2. Определение марки колонн и их компоновка.....	4
1.3. Выбор материалов.....	5
1.4. Определение усилий в расчетных сечениях колонн и составление таблиц сочетаний усилий в крайней колонне.....	5
1.5. Определение расчетной длины колонн.....	15
2. РАСЧЕТ КРАЙНЕЙ КОЛОННЫ.....	16
2.1. Расчет в стадии эксплуатации.....	16
2.1.1. Расчет надкрановой части.....	16
2.1.1.1. Расчет в плоскости поперечной рамы.....	16
2.1.1.2. Расчет из плоскости поперечной рамы.....	20
2.1.1.3. Конструирование.....	20
2.1.2. Расчет подкрановой части.....	22
2.1.2.1. Расчет ветвей.....	22
2.1.2.1.1. Расчет в плоскости поперечной рамы.....	22
2.1.2.1.2. Расчет из плоскости поперечной рамы.....	29
2.1.2.1.3. Конструирование.....	31
2.1.2.2. Расчет средней распорки.....	33
2.1.2.3. Расчет подкрановой распорки.....	35
2.1.2.3.1. Определение количества нижней продольной арматуры.....	35
2.1.2.3.2. Определение количества поперечной арматуры.....	36
2.1.2.3.3. Определение количества верхней продольной арматуры.....	38
2.2. Расчет в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа.....	39
2.2.1. Расчет по I-й группе предельных состояний.....	39
2.2.1.1. Определение изгибающих моментов в стадиях изготовления и транспортирования.....	39
2.2.1.2. Определение изгибающих моментов в стадии монтажа.....	42
2.2.1.3. Проверка прочности нормальных сечений.....	44
2.2.2. Расчет по II-й группе предельных состояний.....	45
3. РАСЧЕТ СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ.....	48
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	49

1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ, НЕБХОДИМЫХ ДЛЯ РАСЧЕТА КРАЙНЕЙ И СРЕДНЕЙ КОЛОНН ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ С МОСТОВЫМИ КРАНАМИ

1.1. Исходные данные для расчета

Район строительства – г.Казань . Количество пролетов – 2. Величина пролета – 24 м. Шаг колонн $a = 12$ м. Грузоподъемность и режим работы крана - $Q = 32/5H$. Высота до низа стропильной конструкции $H_n = 16,8$ м.

1.2. Определение марки колонн и их компоновка

Согласно табл.1 приложения 1 [1] марка крайней колонны - К4, средней – К6.

Компоновка крайней и средней колонн выше отметки – 0,15 принимается одинаковой и производится согласно п.1 [1].

Высота надкрановой части колонн (формула (1.6) [1])

$$H_в^к = 2,75 + (1,2 + 0,15) + 0,1 = 4,2 \text{ м}$$

Высота подкрановой части колонн (1.7) [1]

$$H_н^к = 16,8 - 4,2 + 0,15 = 12,75 \text{ м}$$

Ориентировочное число средних проемов в подкрановой части (1.8) [1]

$$n^0 = \frac{12,75 - 1,8 - 0,15 - 1,5}{1,8 + 0,4} = 4,2$$

Фактическое число средних проемов принимаем: $n = 4$ шт.

Ориентировочная высота средних проемов (1.9) [1]

$$h_{ср.пр.}^0 = \frac{12,75 - 1,8 - 0,15 - 1,5}{4} - 0,4 = 1,925 \text{ м}$$

Фактическую высоту средних проемов назначаем $h_{ср.пр.} = 1,92 \text{ м}$

Фактическая высота нижнего проема от уровня чистого пола до первой средней распорки составляет (1.10) [1]

$$h_{пр.}^н = 12,75 - 0,15 - 1,5 - 4 \cdot (1,92 + 0,4) = 1,82 \text{ м}$$

Принятая компоновка колонн представлена на рис.1.1. Определение размеров крайней колонны ниже отметки - 0,15 приведено в п.2.1.2.1.3. Компоновка средней колонны ниже отметки - 0,15 производится аналогично крайней.

1.3. Выбор материалов

Выбор материалов колонн (класса бетона и арматуры) производится в соответствии с [1, 2].

Колонны изготавливаются из тяжелого бетона класса В25, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении ($R_b = 14,5$ МПа, $R_{b,ser} = 18,5$ МПа, $R_{bt} = 1,05$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,55$ МПа, $E_b = 30 \cdot 10^3$ МПа). Отпускной класс бетона (п.3.1 [1]) $0,7 \cdot B25 = B17,5$, которому соответствуют следующие прочностные и деформативные характеристики, определенные методом интерполяции между классами В15 и В20: $R_b^0 = 10$ МПа, $R_{b,ser}^0 = 13$ МПа, $R_{bt,ser}^0 = 1,225$ МПа, $E_b^0 = 25,5 \cdot 10^3$ МПа.

Продольная арматура принимается из стали класса А400 ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа), поперечная арматура из стали класса А240 ($R_s = 215$ МПа, $R_{sw} = 170$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа).

1.4. Определение усилий в расчетных сечениях колонн и составление таблиц сочетаний усилий в крайней колонне

Определение усилий в расчетных сечениях колонн 1-1...6-6 (рис.1.2) можно выполнять как вручную, так и с применением существующих («ЛИ-РА» и др.) или самостоятельно разработанных [3] программных комплексов, реализуемых на ЭВМ. Для примера в табл.1.1 приведены усилия в крайней колонне по оси А. В обозначениях нагрузок приняты следующие сокращения:

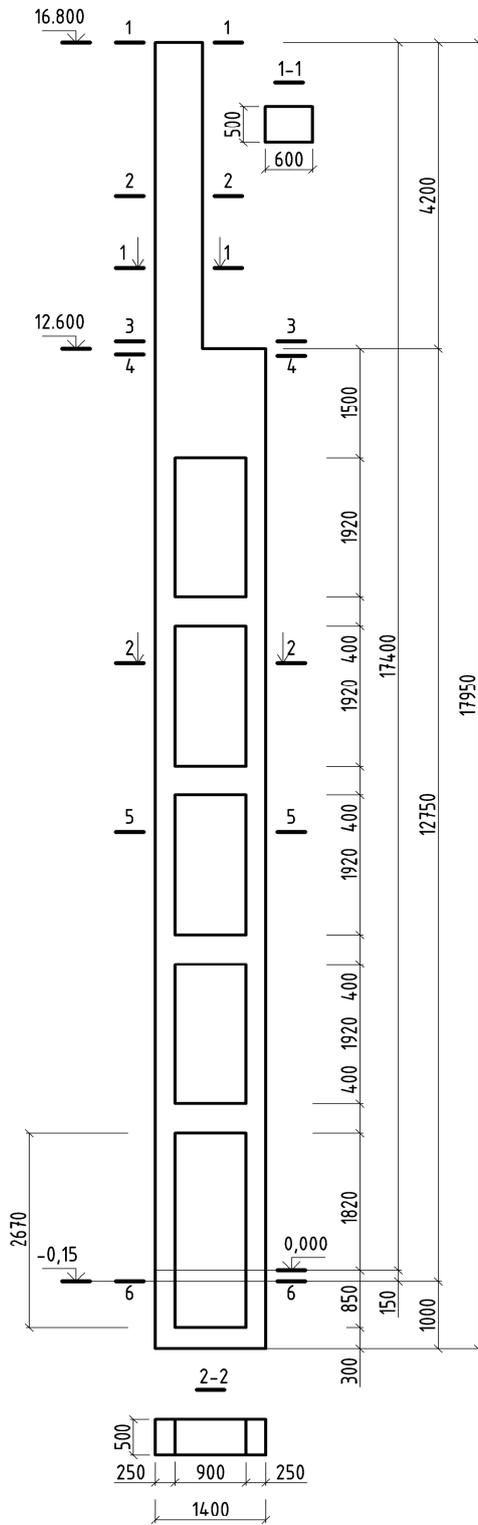
АБ – нагрузка в пролете между осями А и Б;

БВ – то же, между осями Б и В;

К. или Кран. – нагрузки от мостовых кранов;

$D_{max} - D_{min}$ – кратковременное действие максимального давления крановой нагрузки слева, а минимального - справа;

а)



б)

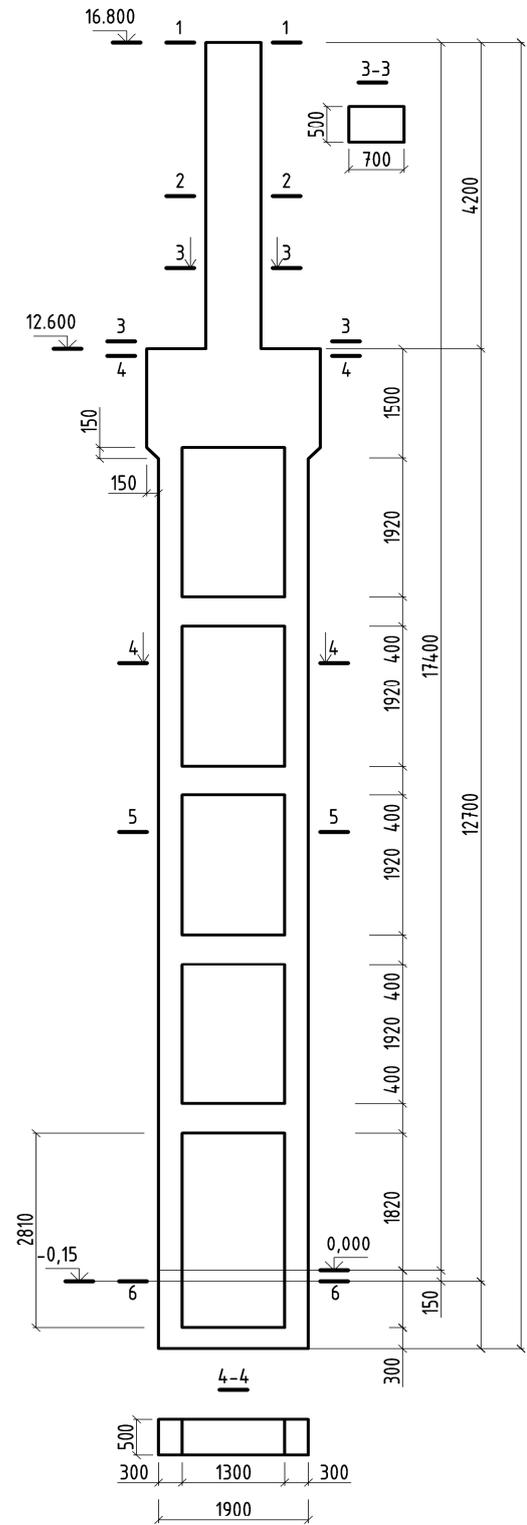


Рис.1.1. Компонка крайней (а) и средней (б) колонн

D_{\min} - D_{\max} – то же, для максимального давления справа, а минимального – слева;

T на А - действие тормозного усилия на колонну по оси А (> - слева, < - справа);

T на Б – то же, на колонну по оси Б;

L - от длительного действия соответствующих нагрузок.

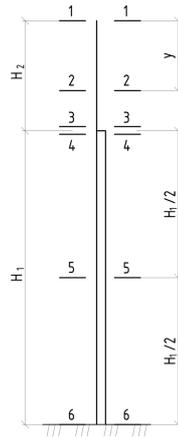


Рис.1.2 Схема расположения расчетных сечений по высоте колонны

Основные сочетания расчетных усилий составляются, согласно [4], для сечений 2-2 ... 6-6 в виде четырех неблагоприятных комбинаций усилий N и M. При этом приняты следующие коэффициенты сочетаний нагрузок (усилий):

- для временных длительных нагрузок: $\psi_l = 0,85$ – для крановой длительной от 2-х кранов; $\psi_l = 0,7$ – для крановой длительной от 4-х кранов; $\psi_l = 0,95$ – для снеговой длительной;

- для кратковременных нагрузок: $\psi_t = \psi_l$ – для крановой кратковременной; $\psi_t = 0,9$ – для ветровой; $\psi_t = 0,7$ – для снеговой кратковременной.

Результаты расчета приведены в таблице 1.2 (сечения 2-2 и 3-3), таблице 1.3 (сечения 4-4 и 5-5) и таблице 1.4 (сечение 6-6). Следует отметить, что в сечении 5-5 при сочетаниях усилий $N M_{\max}$, $N M_{\min}$, $N_{\max} M_{\max}$ (M_{\min}), а также в сечении 6-6 при сочетаниях усилий $N Q M_{\max}$ и $N Q M_{\min}$ в расчет принималась вертикальная крановая нагрузка от 4-х кранов, вследствие чего был применен коэффициент сочетаний для крановой нагрузки $\psi_l = 0,7$ [4].

Таблица 1.1

Усилия в расчетных сечениях крайней колонны по оси А

№№ п/п	Нагрузка	1-1		2-2		3-3		4-4		5-5		6-6		
		N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	Q
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Постоянная	199,22	19,22	224,01	1,50	248,46	0,09	317,85	6,54	317,85	0,42	383,84	-5,70	-1,48
2	Снеговая АБ	103,73	10,77	107,73	7,24	107,73	6,10	107,73	0,72	107,73	-4,23	107,73	-9,17	-1,20
3	Снеговая АБ, L	75,41	7,54	75,41	5,07	75,41	4,27	75,41	0,51	75,41	-2,96	75,41	-6,42	-0,84
4	Снеговая БВ	0,00	0,00	0,00	1,18	0,00	1,56	0,00	1,56	0,00	3,20	0,00	4,85	0,40
5	Снеговая БВ, L	0,00	0,00	0,00	0,83	0,00	1,09	0,00	1,09	0,00	2,24	0,00	3,40	0,28
6	К.АБ $D_{\max} - D_{\min}$	0,00	0,00	0,00	-79,07	0,00	-100,54	478,87	206,53	478,87	96,16	478,87	-14,41	-26,80
7	К.АБ $D_{\max} - D_{\min}, L$	0,00	0,00	0,00	-23,32	0,00	-30,83	141,21	60,96	141,21	28,35	141,21	-4,25	-7,90
8	К.АБ $D_{\min} - D_{\max}$	0,00	0,00	0,00	-50,36	0,00	-66,58	120,80	11,94	120,80	-58,47	120,80	-128,89	-17,07
9	К.АБ $D_{\min} - D_{\max}, L$	0,00	0,00	0,00	-14,85	0,00	-19,63	35,62	3,52	35,62	-17,24	35,62	-38,01	-5,03
10	К.БВ $D_{\max} - D_{\min}$	0,00	0,00	0,00	25,20	0,00	33,31	0,00	33,31	0,00	68,55	0,00	103,78	8,54
11	К.БВ $D_{\max} - D_{\min}, L$	0,00	0,00	0,00	7,43	0,00	9,82	0,00	9,92	0,00	20,21	0,00	30,60	2,52
12	К.БВ $D_{\min} - D_{\max}$	0,00	0,00	0,00	-20,67	0,00	-27,73	0,00	-27,33	0,00	-56,23	0,00	-85,13	-7,01
13	К.БВ $D_{\min} - D_{\max}, L$	0,00	0,00	0,00	-6,09	0,00	-8,06	0,00	-8,06	0,00	-16,58	0,00	-25,10	-2,07
14	Кран.Т на А >	0,00	0,00	0,00	-26,95	0,00	-16,31	0,00	-16,31	0,00	29,88	0,00	76,08	11,20
15	Кран.Т на А>, L	0,00	0,00	0,00	-7,95	0,00	-4,81	0,00	-4,81	0,00	8,81	0,00	22,43	3,30
16	Кран.Т на А<	0,00	0,00	0,00	26,95	0,00	16,31	0,00	16,31	0,00	-29,88	0,00	-76,08	-11,20
17	Кран.Т на А<, L	0,00	0,00	0,00	7,95	0,00	4,81	0,00	4,81	0,00	-8,81	0,00	-22,43	-3,30
18	Кран.Т на Б >	0,00	0,00	0,00	10,74	0,00	14,20	0,00	14,20	0,00	29,21	0,00	44,23	3,64
19	Кран.Т на Б>, L	0,00	0,00	0,00	3,17	0,00	4,19	0,00	4,19	0,00	8,61	0,00	13,04	1,07
20	Кран.Т на Б <	0,00	0,00	0,00	-10,74	0,00	-14,20	0,00	-14,20	0,00	-29,21	0,00	-44,23	-3,64
21	Кран.Т на Б<, L	0,00	0,00	0,00	-3,17	0,00	-4,19	0,00	-4,19	0,00	-8,61	0,00	-13,04	-1,07
22	Ветровая слева	0,00	0,00	0,00	0,11	0,00	2,89	0,00	2,89	0,00	30,37	0,00	82,96	15,80

Окончание табл. 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
23	Ветровая справа	0,00	0,00	0,00	-6,69	0,00	-10,22	0,00	-10,22	0,00	-33,24	0,00	-68,82	-10,15

Примечание. Размерность изгибающих моментов – кН·м, продольных и поперечных сил – кН.

Таблица 1.2

Определение основных сочетаний расчетных усилий в сечениях 2-2 и 3-3 крайней колонны по оси А

Сечение	Загрузки и усилия		Расчетные сочетания усилий (моменты – в кН·м, силы – в кН)			
			N M _{max}	N M _{min}	N _{max} M _{max} (M _{min})	N _{min} M _{max} (M _{min})
2-2	Загрузки		1+(2+4)+(10+18)+22	1+(6+14)+23	1+(2+4)+(10+18)+22	1+(6+14)+23
	У	N	224,01+75,41·0,95+(107,73-75,41)·0,7+(0+0)+0=318,27	224,01+(0+0)+0=224,01	318,27	224,01
		M	1,50+(5,07+0,83)·0,95+[(7,24-5,07)+(1,18-0,83)]·0,7+(25,20+10,74)·0,85+0,11·0,19=39,52	1,50+(-79,07-26,95)·0,85-6,69·0,9= -94,64	39,52	-94,64
	И	N _l	224,01+75,41·0,95=295,65	224,01	295,65	224,01
	Л	M _l	1,50+(5,07+0,83)·0,95+(7,43+3,17)·0,85=16,12	1,50+(-23,32-7,95)·0,85=-25,08	16,12	-25,08
	И	N _r	(107,73-75,41)·0,7=22,62	0	22,62	0
	Я	M _r	[(7,24-5,07)+(1,18-0,83)]·0,7+[(25,20-7,43)+(10,74-3,17)]·0,85+0,11·0,9=23,40	[(-79,07+23,32)+(-26,95+7,95)]·0,85-6,69·0,9=-69,56	23,40	-69,56
3-3	Загрузки		1+(2+4)+(10+18)+22	1+(6+14)+23	1+(2+4)+(10+18)+22	1+(6+14)+23
	У	N	248,46+75,41·0,95+(107,73-75,41)·0,7+(0+0)+0=342,73	248,46+(0+0)+0=248,46	342,73	248,46
		M	0,09+(4,27+1,09)·0,95+[(6,10-4,27)+(1,56-1,09)]·0,7+(33,31+14,20)·0,85+2,89·0,9=49,78	0,09+(-104,54-16,31)·0,85-10,22·0,9= -111,83	49,78	-111,83
	И	N _l	248,46+75,41·0,95=320,10	248,46	320,10	248,46
	Л	M _l	0,09+(4,27+1,09)·0,95+(9,82+4,19)·0,85=17,09	0,09+(-30,83-4,81)·0,85=-30,20	17,09	-30,20
	И	N _r	(107,73-75,41)·0,7=22,62	0	22,62	0
	Я	M _r	[(6,10-4,27)+(1,56-1,09)]·0,7+[(33,31-9,82)+(14,20-4,19)]·0,85+2,89·0,9=32,62	[(-104,54+30,83)+(-16,31+4,81)]·0,85-10,22·0,9=-81,63	32,62	-81,63

Таблица 1.3

Определение основных сочетаний расчетных усилий в сечениях 4-4 и 5-5 крайней колонны по оси А

Сечение	Загрузки и усилия		Расчетные сочетания усилий (моменты – в кН·м, силы – в кН)			
			N M _{max}	N M _{min}	N _{max} M _{max} (M _{min})	N _{min} M _{max} (M _{min})
4-4	Загрузки		1+(2+4)+(6+16)+22	1+12+23	1+(2+4)+(6+16)+22	1+4+(10+18)+22
	У	N	317,85+75,41·0,95+(107,73-75,41)·0,7+(478,87+0)·0,85+0=819,15	317,85+0+0=317,85	819,5	317,85+0+(0+0)+0=317,85
	С	M	6,54+(0,51+1,09)·0,95+[(0,72-0,51)+(1,56-1,09)]·0,7+(206,73+16,31)·0,85+2,89·0,9=200,72	6,54-27,33·0,85-10,22·0,9= -25,89	200,72	6,54+1,09·0,95+(1,56-1,09)·0,7+(33,31+14,18)·0,85+2,89·0,9=50,87
	И	N _l	317,85+75,41·0,95+(141,21+0)·0,85=509,52	317,85	509,52	317,85
	Л	M _l	6,54+(0,51+1,09)·0,95+(60,96+4,81)·0,85=63,96	6,54-8,06·0,85= -0,31	63,96	6,54+1,09·0,95+(9,82+4,19)·0,85=19,48
	И	N _r	(107,73-75,41)·0,7+(478,87-141,21)·0,85=309,64	0	309,64	0
	Я	M _r	[(0,72-0,51)+(1,56-1,09)]·0,7+[(206,73-60,96)+(16,31-4,81)]·0,85+2,89·0,9=136,76	(-27,33+8,06)·0,85-10,22·0,9= -25,58	136,76	(1,56-1,09)·0,7+[(33,31-9,82)+(14,18-4,19)]·0,85+2,89·0,9=31,39

Окончание таблицы 1.3

Загрузки		1+4+(6+10)+14+22	1+2+(8+12)+20+23	1+(2+4)+(6+10)+14+22	1+4+(10+18)+22	
5-5	У	N	$317,85+0+(478,87+0)\cdot 0,7+0+0=653,06$	$317,85+75,41\cdot 0,95+(107,73-75,41)\cdot 0,7+0+0=496,67$	$317,85+75,41\cdot 0,95+(107,73-75,41)\cdot 0,7+(478,87+0)\cdot 0,7+0+0=747,32$	$317,85+0+0+(0+0)+0=317,85$
	С	М	$0,42+2,24\cdot 0,95+(3,20-2,24)\cdot 0,7+(96,16+68,55)\cdot 0,7+29,88\cdot 0,85+30,37\cdot 0,9=171,25$	$0,42-2,96\cdot 0,95-(4,23-2,96)\cdot 0,7+(-58,47-56,23)\cdot 0,7-29,21\cdot 0,85-33,24\cdot 0,9=-138,32$	$0,42+(-2,96+2,24)\cdot 0,95+ [(-4,23+2,96)+(3,20-2,24)]\cdot 0,7+(96,16+68,55)\cdot 0,7+29,88\cdot 0,85+30,37\cdot 0,9=167,55$	$0,42+2,24\cdot 0,95+(3,20-2,24)\cdot 0,7+(68,55+29,21)\cdot 0,85+30,37\cdot 0,9=113,65$
	И	N_t	$317,85+(141,21+0)\cdot 0,7+0+0=416,70$	$317,85+75,41\cdot 0,95+(35,62+0)\cdot 0,7=414,42$	$317,85+75,41\cdot 0,95+(141,21+0)\cdot 0,7=488,34$	317,85
	Л	M_t	$0,42+2,24\cdot 0,95+(28,35+20,21)\cdot 0,7+8,81\cdot 0,85=44,03$	$0,42-2,96\cdot 0,95+(-17,24-16,58)\cdot 0,7-8,61\cdot 0,85=-33,38$	$0,42+(-2,96+2,24)\cdot 0,95+(28,35+20,21)\cdot 0,7+8,81\cdot 0,85=41,22$	$0,42+2,24\cdot 0,95+(20,21+8,61)\cdot 0,85=27,05$
	И	N_t	$(478,87-141,21)\cdot 0,7=236,36$	$(107,73-75,41)\cdot 0,7+(120,80-35,62)\cdot 0,7=82,25$	$(107,73-75,41)\cdot 0,7+(478,81-141,21)\cdot 0,7=258,99$	0
	Я	M_t	$(3,20-2,24)\cdot 0,7+[(96,16-28,35)+(68,55-20,21)]\cdot 0,7+(29,88-8,81)\cdot 0,85+30,37\cdot 0,9=127,22$	$- (4,23-2,96)\cdot 0,7+ [(-58,47+17,24)+(-56,23+16,58)]\cdot 0,7+(-29,21+8,61)\cdot 0,85-33,24\cdot 0,9=-104,93$	$[(-4,23+2,96)+(3,20-2,24)]\cdot 0,7+[(96,16-28,35)+(68,55-20,21)]\cdot 0,7+(29,88-8,81)\cdot 0,85+30,37\cdot 0,9=126,33$	$(3,20-2,24)\cdot 0,7+[(68,55-20,21)+(29,21-8,61)]\cdot 0,85+30,37\cdot 0,9=86,60$

Таблица 1.4

Определение основных сочетаний расчетных усилий в сечении 6-6 крайней колонны по оси А

Сечение	Загрузки и усилия		Расчетные сочетания усилий (моменты – в кН·м, силы – в кН)						
			N Q M _{max}	N Q M _{min}	N _{max} M _{max} (M _{min}) Q	N _{min} (M _{min}) M _{max} Q	Q _{max} N M	Q _{min} N M	
6-6	Загрузки		1+4+(10+14)+22	1+2+(6+12)+16+23	1+2+(6+16)+23	1+4+(10+14)+22	1+4+(10+14)+22	1+2+(6+12)+16+23	
	У	N	383,84+0+(0+0)+0=383,84	383,84+75,41·0,95+(107,73-75,41)·0,7+(478,87+0)·0,7+0+0=810,51	383,84+75,41·0,95+(107,73-75,41)·0,7+(478,87+0)·0,85+0=885,14	383,84	383,84	810,51	
	С	M	-5,70+3,40·0,95+(4,85-3,40)·0,7+103,78·0,7+76,08·0,85+82,96·0,9=210,52	-5,70-6,42·0,95+(-9,17+6,42)·0,7+(-14,41-85,13)·0,7-76,08·0,85-68,82·0,9=-210,01	-5,70-6,42·0,95+(-9,17+6,42)·0,7+(-14,41-76,08)·0,85-68,82·0,9=-152,58	210,52	210,52	-210,01	
	И	Л	Q	-1,48+0,28·0,95+(0,40-0,28)·0,7+8,54·0,7+11,2·0,85+15,8·0,9=28,59	-1,48-0,84·0,95+(-1,2+0,84)·0,7+(-26,8-7,01)·0,7-11,20·0,85-10,15·0,9=-44,85	-1,48-0,84·0,95+(-1,20+0,84)·0,7+(-26,8-11,2)·0,85-10,15·0,9=-43,97	28,59	28,59	-44,85
	И	N _l	383,84	383,84+75,41·0,95+141,21·0,7=554,33	383,84+75,41·0,95+(141,21+0)·0,85=575,51	383,84	383,84	554,33	
	Я	M _l	-5,70+3,40·0,95+30,61·0,7+22,43·0,85=38,02	-5,70-6,42·0,95+(-4,25-25,10)·0,7-22,43·0,85=-51,41	-5,70-6,42·0,95+(-4,25-22,43)·0,85=-34,48	38,02	38,02	-51,41	

Окончание таблицы 1.4

	Q_t	$-1,48+0,28 \cdot 0,95+2,52 \cdot 1 \cdot 0,7+3,3 \cdot 1 \cdot 0,85=3,36$	$-1,48-0,84 \cdot 0,95+(-7,90-2,07) \cdot 0,7-3,30 \cdot 0,85=-12,06$	$-1,48-0,84 \cdot 0,95+(-7,90-3,30) \cdot 0,85=-11,80$	3,36	3,36	-12,06
	N_t	0	$(103,73-75,41) \cdot 0,7+(478,87-141,21) \cdot 0,7=256,19$	$(107,73-75,41) \cdot 0,7+(478,87-141,21) \cdot 0,85=309,64$	0	0	256,19
	M_t	$(4,85-3,40) \cdot 0,7+(103,78-30,60) \cdot 0,7+(76,08-22,43) \cdot 0,85+82,96 \cdot 0,9=172,51$	$(-9,17+6,42) \cdot 0,7+ [(-14,41+4,25)+(-85,13+25,10)] \cdot 0,75+(-76,08+22,43) \cdot 0,85-68,82 \cdot 0,9=-158,60$	$(-9,17+6,42) \cdot 0,7+ [(-14,41+4,25)+(-76,08+22,43)] \cdot 0,85-68,82 \cdot 0,9=-118,10$	172,51	172,51	-158,60
	Q_t	$(0,40-0,28) \cdot 0,7+(8,54-2,52) \cdot 0,7+(11,2-3,3) \cdot 0,85+15,8 \cdot 0,9=25,23$	$(-1,2+0,84) \cdot 0,7+ [(-26,8+7,90)+(-7,01+2,07)] \cdot 0,7+(-11,2+3,30) \cdot 0,85-10,15 \cdot 0,9=-32,79$	$(-1,20+0,84) \cdot 0,7+ [(-26,80+7,90)+(-11,20+3,30)] \cdot 0,85-10,15 \cdot 0,9=-32,17$	25,23	25,23	-32,79

Для расчета колонны из таблиц 1.2, 1.3 и 1.4 необходимо выбрать самые невыгодные (опасные) сочетания усилий.

Для расчета надкрановой части их определяют в сечениях 2-2 и 3-3 (табл. 1.2). К опасным следует отнести сочетания с максимальными положительными и отрицательными изгибающими моментами, а также сочетание с максимальным значением продольной силы.

Для расчета подкрановой части опасные сочетания усилий определяют в сечениях 4-4, 5-5, 6-6 (таблицы 1.3 и 1.4). К ним следует отнести те, при которых действуют максимальные положительные и отрицательные изгибающие моменты, а также максимальная поперечная сила. Принимая во внимание формулу (2.23) [1], следует иметь в виду, что при небольшой продольной силе и значительном изгибающем моменте одна из ветвей может испытывать растяжение. Поэтому такое сочетание также может оказаться невыгодным.

Анализ таблиц 1.2 ... 1.4 показывает, что самыми невыгодными в надкрановой части являются сочетания $N M_{\max}$ и $N M_{\min}$ в сечении 3-3, в подкрановой части – сочетания $N Q M_{\max}$ и $N Q M_{\min}$ в сечении 6-6. Для наглядности указанные сочетания заключены в рамку.

В средней колонне определение усилий в ее расчетных сечениях, составление таблиц сочетаний усилий и выбор из них опасных выполняется по аналогии с крайней колонной.

1.5. Определение расчетной длины колонн

Продольная рама имеет продольные связи в надкрановой и подкрановой частях колонн.

Расчетная длина колонн определяется по приложению 5[1].

Расчетная длина надкрановой части составляет:

а) в плоскости поперечной рамы

- при учете крановой нагрузки $l_{01}^e = 2H_g^k = 2 \cdot 4,2 = 8,4$ м

- без учета крановой нагрузки $l_{01}^e = 2,5H_g^k = 2,5 \cdot 4,2 = 10,5$ м

б) из плоскости поперечной рамы $l_{02}^e = 1,5H_g^k = 1,5 \cdot 4,2 = 6,3$ м

Расчетная длина подкрановой части:

а) в плоскости поперечной рамы

- при учете крановой нагрузки $l_{01}^e = 1,5 H_n^k = 1,5 \cdot 12,75 = 19,125 \text{ м}$

- без учета крановой нагрузки $l_{01}^n = 1,2(H_n^k + H_e^k) = 1,2 \cdot (12,75 + 4,2) = 20,34 \text{ м}$

б) из плоскости поперечной рамы $l_{02}^n = 0,8 H_n^k = 0,8 \cdot 12,75 = 10,2 \text{ м}$.

2. РАСЧЕТ КРАЙНЕЙ КОЛОННЫ

2.1. Расчет в стадии эксплуатации

2.1.1. Расчет надкрановой части

2.1.1.1. Расчет в плоскости поперечной рамы

Расчет производится в соответствии с п.2.2.1 [1].

Величина случайного эксцентриситета (2.5) [1]

$$e_a \geq \begin{cases} 420 / 600 = 0,7 \text{ см}, \\ 60 / 30 = 2 \text{ см}, \\ 1 \text{ см}. \end{cases}$$

Принимаем $e_a = 2 \text{ см}$.

Расчет выполняется на действие опасных сочетаний усилий, которые выделены рамкой в табл.1.2.

СОЧЕТАНИЕ 1: $M = 49,78 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N = 342,73 \text{ кН}$; $M_l = 17,09 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

$$N_l = 320,10 \text{ кН}; \gamma_{bl} = 1,0; l_{01}^e = 8,4 \text{ м}$$

Определяем коэффициент η (алгоритм А1 [1]):

$$i_1^e = 0,289 \cdot 0,6 = 0,173;$$

$$8,4 / 0,173 = 48,6 > 14;$$

$$e_{0l} = 49,78 / 342,73 = 0,145 \text{ м} = 14,5 \text{ см};$$

$$M_1 = 49,78 + 342,73 (0,6/2 - 0,05) = 135,46 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1l} = 17,09 + 320,10 (0,6/2 - 0,05) = 97,12 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\varphi_l = 1 + 97,12 / 135,46 = 1,72;$$

$$1,72 < 2;$$

$$\delta_e = 14,5 / 60 = 0,242;$$

$$0,242 > 0,15;$$

$$\mu_{\alpha} = \frac{6,28 + 6,28}{50 \cdot 60} \frac{2 \cdot 10^5}{3 \cdot 10^4} = 0,028;$$

$$D = 3 \cdot 10^4 \cdot 50 \cdot 60^3 \left[\frac{0,125}{1,72(0,3 + 0,242)} + 0,175 \cdot 0,028 \left(\frac{55 - 5}{60} \right)^2 \right] =$$

$$= 5446874839 \text{ МПа} \cdot \text{см}^4 = 54468,74 \text{ кН} \cdot \text{м}^2,$$

где площадь продольной арматуры $A_s = A'_s$, в соответствии с п.2.2.1.1 [1], в первом приближении принята минимально допустимой из 2Ø20 с $A_s = 6,28 \text{ см}^2 > A_{s,\min} = 0,002 \cdot 50 \cdot 55 = 5,5 \text{ см}^2$; $A_{s,\min}$ определена по приложению 6 [1] при $35 < l_{01}^e / i_1^e = 48,6 < 83$;

$$N_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 \cdot 54468,74}{8,4^2} = 7619 \text{ кН};$$

$$342,73 \text{ кН} < 7619 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{342,73}{7619}} = 1,047$$

Учитывая, что надкрановая часть испытывает действие изгибающих моментов разных знаков, значительно отличающихся по величине, определение арматуры производится как для случая несимметричного армирования согласно п.2.2.1.1 [1].

Проверяем условие (2.1) [1] ($e_0 = 14,5 \text{ см} > e_a = 2 \text{ см}$)

$$14,5 \cdot 1,047 = 15,18 \text{ см} > 60/6 = 10 \text{ см}$$

Следовательно, продольная сила приложена за пределами ядра сечения, и одна часть сечения будет сжата, а другая растянута.

Требуемая площадь сжатой арматуры определяется по формуле (2.3) [1]

$$A'_s = \frac{342,73 \cdot 10^3 \cdot 40,18 - 0,39 \cdot 14,5(100) \cdot 50 \cdot 55^2}{355(100) \cdot (55 - 5)} = -40,43 \text{ см}^2 < 0,$$

где эксцентриситет e вычисляется по формуле (2.6) [1]

$$e = 14,5 \cdot 1,047 + 60/2 - 5 = 40,18 \text{ см}$$

Сжатую арматуру принимаем по конструктивным требованиям из 2 \emptyset 20 А400. Т.к. принятая площадь сечения сжатой арматуры значительно превышает ее значение, вычисленное по формуле (2.3) [1], то имеем случай 3, при котором для определения площади растянутой арматуры используем формулы (2.11) и (2.12) [1]

$$\alpha_m = \frac{342,73 \cdot 10^3 \cdot 40,18 - 355(100) \cdot 6,28(55 - 5)}{14,5(100) \cdot 50 \cdot 55^2} = 0,012$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,012} = 0,012$$

$$A_s = \frac{0,012 \cdot 14,5(100) \cdot 50 \cdot 55 - 342,73 \cdot 10^3 + 355(100) \cdot 6,28}{355(100)} = -2,03 \text{ см}^2 < 0$$

Принимаем растянутую арматуру A_s по конструктивным требованиям из 2 \emptyset 20 А400 с $A_s = 6,28 \text{ см}^2 > A_{s,\min} = 5,5 \text{ см}^2$.

Проверяем условие (2.16) [1], предварительно по формуле (2.15) [1] определив площадь арматуры, принятую при вычислении N_{cr} : $\Sigma A_s = 6,28 + 6,28 = 12,56 \text{ см}^2$

$$\left| \frac{6,28 + 6,28 - 12,56}{6,28 + 6,28} \right| = 0 < 0,3$$

Т.к. условие (2.16) [1] выполняется, то, следовательно, уточнения величины ΣA_s делать не надо.

СОЧЕТАНИЕ 2: $M = -111,83 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N = 248,46 \text{ кН}$; $M_l = -30,20 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
 $N_l = 248,46 \text{ кН}$; $\gamma_{bl} = 1,0$; $l_{01}^a = 8,4 \text{ м}$

Определяем коэффициент η (алгоритм А1 [1])

$$i_1^e = 0,289 \cdot 0,6 = 0,173 \text{ м};$$

$$8,4/0,173 = 48,6 > 14;$$

$$e_0 = 111,83/248,46 = 0,450 \text{ м} = 45 \text{ см};$$

$$M_1 = |-111,83| + 248,46 (0,6/2 - 0,05) = 173,95 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1l} = |-30,20| + 248,46 (0,6/2 - 0,05) = 92,32 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{92,32}{173,95} = 1,53;$$

$$1,53 < 2;$$

$$\delta_e = 45/60 = 0,75;$$

$$0,75 > 0,15$$

Задаем $A_s = A'_s$ из 2Ø20 А400 с $A_s = 6,28 \text{ см}^2 > A_{s,\min} = 5,5 \text{ см}^2$;

$\mu_\alpha = 0,028$ (см. расчет на 1-ое сочетание усилий)

$$D = 3 \cdot 10^4 \cdot 50 \cdot 60^3 \left[\frac{0,0125}{1,53 \cdot (0,3 + 0,75)} + 0,175 \cdot 0,028 \left(\frac{55-5}{60} \right)^2 \right] =$$

$$= 3623508404 \text{ МПа} \cdot \text{см}^4 = 36235,08 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 36235,08}{8,4^2} = 5068 \text{ кН};$$

$$248,46 \text{ кН} < 5068 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{248,46}{5068}} = 1,052$$

Проверяем условие (2.1) [1] ($e_o = 45 \text{ см} > e_a = 2 \text{ см}$)

$$45 \cdot 1,052 = 47,34 > 60/6 = 10 \text{ см}$$

Следовательно, продольная сила приложена за пределами ядра сечения, и одна часть сечения будет сжата, а другая растянута.

Требуемая площадь сжатой арматуры определяется по формуле (2.3) [1]

$$A'_s = \frac{248,46 \cdot 10^3 \cdot 72,34 - 0,39 \cdot 14,5(100) \cdot 50 \cdot 55^2}{355(100) \cdot (55 - 5)} = -38,06 \text{ см}^2 < 0,$$

где эксцентриситет e вычисляется по формуле (2.6) [1]

$$e = 45 \cdot 1,052 + 60/2 - 5 = 72,34 \text{ см}$$

Сжатую арматуру принимаем по конструктивным требованиям из 2Ø20 А400. Для определения площади растянутой арматуры используем формулы (2.11) и (2.12) [1]

$$\alpha_m = \frac{248,46 \cdot 10^3 \cdot 72,34 - 355(100) \cdot 6,28(55 - 5)}{14,5(100) \cdot 50 \cdot 55^2} = 0,031$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,031} = 0,031$$

$$A_s = \frac{0,031 \cdot 14,5(100) \cdot 50 \cdot 55 - 248,46 \cdot 10^3 + 355(100) \cdot 6,28}{355(100)} = 2,76 \text{ см}^2,$$

Т.к. $A_s = 2,76 \text{ см}^2$ меньше $A_{s,\min} = 5,5 \text{ см}^2$, то принимаем растянутую арматуру A_s по конструктивным требованиям из 2Ø20 А400 с $A_s = 6,28 \text{ см}^2 > A_{s,\min} = 5,5 \text{ см}^2$.

Проверка условия (2.16) [1] имеет тот же вид, что и в сочетании 1.

Т.о., в результате расчета надкрановой части колонны в плоскости поперечной рамы принимается симметричное армирование сечения $A_s = A'_s$ из 2Ø20 А400.

2.1.1.2. Расчет из плоскости поперечной рамы

Расчет выполняется согласно п.2.2.2[1].

Проверяем условие (2.18)[1]

$$8,4/0,173 = 48,55 > 6,3/(0,289 \cdot 5) = 43,60$$

Следовательно, указанный расчет можно не выполнять.

2.1.1.3. Конструирование

Конструирование надкрановой части производится двумя плоскими каркасами КР1 (рис.2.1).

Поперечное армирование выполняется сварными стержнями из стали класса А240 диаметром, определяемым по условию (1.2) [2]

$$\begin{cases} d_w \geq 0,25 \cdot 20 = 5 \text{ мм}; \\ d_w \geq 3 \text{ мм} \end{cases}$$

Учитывая, что насыщение сечения сжатой арматурой $A'_s = 6,28 \text{ см}^2 < 0,015bh_0 = 0,015 \cdot 50 \cdot 55 = 41,25 \text{ см}^2$ (п.1.2.1) [2]), шаг установки поперечной арматуры вычисляется по формуле (1.3) [2]

$$\begin{cases} S \leq 15 \cdot 20 = 300 \text{ мм}; \\ S \leq 500 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем поперечные стержни $\varnothing 6A240$ с шагом $S = 300$ мм.

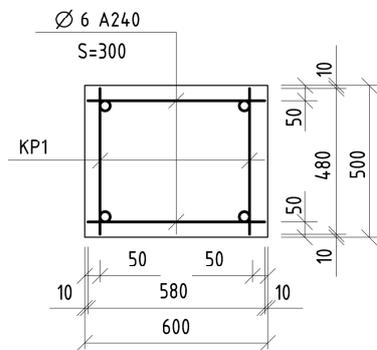
Длина каркасов (1.5) [2] $l = 4200 - 40 + 570 = 4730$ мм, где длина анкеровки продольных стержней $l_{an} = 570$ мм принята равной наибольшему из значений, вычисленных по формуле (1.6) [2], и кратной 10 мм

$$\begin{cases} l_{an} \geq 0,4 \cdot 0,75 \frac{355 \cdot 3,142}{\pi \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 2} = 56,36 \text{ см} = 564 \text{ мм}; \\ l_{an} \geq 15 \cdot 20 = 300 \text{ мм}; \\ l_{an} \geq 200 \text{ мм} \end{cases}$$

Расстояние от верха каркаса до поперечных стержней составляет 360 мм, что соответствует условию (1.7) [2]

$$190 \text{ мм} < 360 \text{ мм} < 180 + 300 = 480 \text{ мм}$$

а)



б)

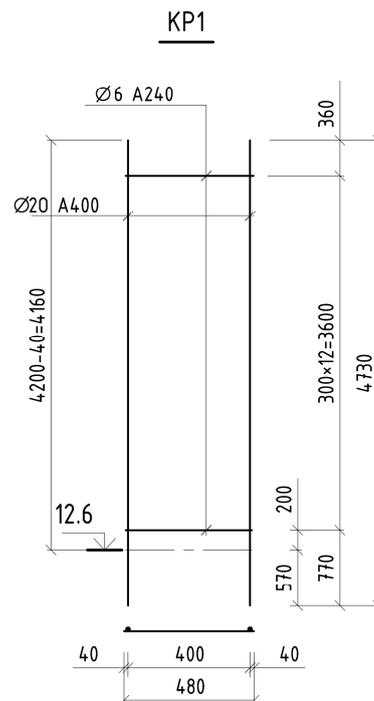


Рис.2.1. Конструирование надкрановой части крайней колонны
а – поперечное сечение; б – плоский каркас

Расстояние от начала заделки каркаса в подкрановую часть, равное 200 мм, удовлетворяет формуле (1.8) [2]

$$200 \text{ мм} < 300 - 50 = 250 \text{ мм}$$

Диаметр и шаг установки соединительных стержней, изготавливаемых из арматуры класса А240 и служащих для соединения между собой каркасов КР1, определяются по аналогии с поперечными стержнями (п.1.26 [2]) и принимаются \varnothing А240 с шагом $S = 300$ мм (рис.2.1).

2.1.2. Расчет подкрановой части

2.1.2.1. Расчет ветвей

2.1.2.1.1. Расчет в плоскости поперечной рамы

Расчет осуществляется согласно п.2.3.1.1. [1].

Средний шаг распорок (2.27) [1]

$$S = 12,75/5 = 2,55 \text{ м}$$

Случайный эксцентриситет (2.26) [1]

$$\begin{cases} e_a = 255 / 600 = 0,43 \text{ см}, \\ e_a = 25 / 30 = 0,83 \text{ см}, \\ e_a = 1 \text{ см} \end{cases}$$

Принимаем $e_a = 1$ см.

Расчет выполняется на действие опасных сочетаний усилий, которые выделены рамкой в табл.1.4.

СОЧЕТАНИЕ 1: $M=210,52$ кН·м; $N=383,84$ кН; $Q=28,59$ кН;

$M_l=38,02$ кН·м; $N_l=383,84$ кН; $Q_l= 3,36$ кН;

$\gamma_{b1} = 0,9$; $l_{01}^n = 19,125$ м.

Определяем коэффициент η (алгоритм А5[1]):

$$c = 140 - 25 = 115 \text{ см};$$

$$\psi = 19,125/12,75 = 1,5;$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{115^2}{4 \left(1 + \frac{3 \cdot 115^2}{1,5^2 \cdot 5^2 \cdot 25^2} \right)}} = 39,4 \text{ см};$$

$$1912,5/39,4 = 48,5 > 14;$$

$$e_0 = 210,52/383,84 = 0,548 \text{ м} = 54,8 \text{ см};$$

$$M_1 = 210,52 + 0,5 \cdot 383,84(1,4 - 0,25) = 431,23 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1l} = 38,02 + 0,5 \cdot 383,84(1,4 - 0,25) = 258,73 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\varphi_l = 1 + 258,73/431,23 = 1,60;$$

$$1,6 < 2;$$

$$\delta_e = 54,8 / 140 = 0,391;$$

$$0,391 > 0,15;$$

$$\alpha = \frac{2 \cdot 10^5}{3 \cdot 10^4} = 6,67;$$

$$N_{cr} = 12,8 \cdot 3 \cdot 10^4 \cdot 50 \cdot 25 \left(\frac{39,4}{1912,5} \right)^2 \left[\frac{1}{1,6} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,391} + 0,1 \right) + 0,01 \cdot 6,67 \right] =$$

$$54845,21 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 5484,5 \text{ кН},$$

где $\mu_1 = 0,01$ – предварительно заданный коэффициент армирования

$$383,84 \text{ кН} < 5484,5 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{383,84}{5484,5}} = 1,075$$

Усилия в ветвях колонны (2.23) [1]

$$N_b = \frac{383,84}{2} \pm \frac{210,52 \cdot 1,075}{1,15} = 191,92 \pm 196,79 \text{ кН},$$

откуда

$$N_{b1} = 191,92 + 196,79 = 388,71 \text{ кН}; \quad N_{b2} = 191,92 - 196,79 = -4,87 \text{ кН};$$

Следовательно, внутренняя ветвь будет сжатой, а наружная – растянутой.

Производим расчет внутренней ветви на усилии $N_{b1} = 388,71 \text{ кН}$.
Изгибающий момент от местного изгиба ветвей (2.32) [1]

$$M_{br} = 28,59 \cdot 2,55 / 2 = 36,45 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Эксцентриситет усилия N_{b1} относительно центра тяжести сечения (2.30) [1]

$$e_0 = 36,45 / 388,71 = 0,094 \text{ м} = 9,4 \text{ см}$$

Эксцентриситет усилия N_{b1} относительно арматуры A_s (2.28) [1] ($e_0 = 9,4 \text{ см} > 1 \text{ см}$)

$$e = 9,4 + 0,5(20 - 5) = 16,9 \text{ см}$$

Выполняем подбор арматуры $A_s = A'_s$ (алгоритм А2 [1] с учетом указаний п.2.3.1.1.[1])

$$\alpha_n = \frac{388,71 \cdot 10^3}{14,5(100) \cdot 50 \cdot 20} = 0,268;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{36,45 \cdot 10^5 + 388,71 \cdot 10^3 (20 - 5) / 2}{14,5(100) \cdot 50 \cdot 20^2} = 0,226;$$

$$\delta = 5/20 = 0,25;$$

$$\xi_1 = \frac{0,268 + 0,531}{2} = 0,400;$$

$$0,400 < 1;$$

$$\alpha_s = \frac{0,226 - 0,400(1 - 0,400 / 2)}{1 - 0,25} = -0,125;$$

$$\xi = \frac{0,268 \cdot (1 - 0,531) - 2 \cdot 0,125 \cdot 0,531}{1 - 0,531 - 2 \cdot 0,125} = -0,032;$$

$$0,268 < 0,531;$$

$$A_s = A'_s = \frac{14,5(100) \cdot 50 \cdot 20}{355(100)} \cdot \frac{0,226 - 0,268 \cdot (1 - 0,268 / 2)}{1 - 0,25} = -0,29 \text{ см}^2$$

Принимаем арматуру $A_s = A'_s$ по конструктивным требованиям из 2Ø16А400 с $A_s = 4,02 \text{ см}^2 > A_{s,\min} = 0,002 \cdot 50 \cdot 2 \text{ см}^2$, где $A_{s,\min}$ определено по приложению 6 [1] при $35 < l_{01}^H / i_{red} < 83$.

Проверяем условие 2.34 [1]

$$\left| \frac{0,008 - 0,01}{0,008} \right| = 0,25 > 0,03,$$

где $\mu = \frac{4,02 + 4,02}{50 \cdot 20} = 0,008.$

Следовательно, необходимо уточнить величину μ_1 .

После уточнения, при котором принималось $\mu_1 = 0,008$ с соответствующим уточнением величин N_{cr} , η было получено $N_{b1} = 389,44$ кН, $N_{b2} = -5,6$ кН, $A_s = A'_s = -0,37$ см² < 0. Было принято $A_s = A'_s$ из 2Ø16А400 с $A_s = 4,02$ см². При этом условие (2.34) [1], имеющее вид

$$\left| \frac{0,008 - 0,008}{0,008} \right| = 0 < 0,03,$$

выполняется, и, следовательно, уточнения μ_1 больше не требуется. Т.о, внутренняя ветвь на рассмотренное сочетание усилий армируется $A_s = A'_s$ из 2Ø16А400.

Согласно п.2.3.1.2 [1], выполняем расчет наружной растянутой ветви по образованию трещин, нормальных к продольной оси. Проверяем условие (2.36) [1]

$$5,6 \text{ кН} < 1,55(100) \cdot [50 \cdot 25 + 2 \cdot 6,67(4,02 + 4,02)] \cdot 10^{-3} = 210,37 \text{ кН}$$

Следовательно, трещины не образуются. По формуле (2.33) [1] определяем площадь арматуры наружной растянутой ветви:

$$A_s = A'_s = \frac{0,5 \cdot 5,6 \cdot 10^3}{355(100)} = 0,08 \text{ см}^2$$

По конструктивным требованиям принимаем $A_s = A'_s$ из 2Ø16А400 с $A_s = 4,02$ см².

СОЧЕТАНИЕ 2: $M = -210,01$ кН·м; $N = 810,51$ кН; $Q = -44,85$ кН;

$M_l = -51,41$ кН·м; $N_l = 554,33$ кН; $Q_l = -12,06$ кН;

$\gamma_{bl} = 1,0$; $l_{01}'' = 19,125$ м.

Определяем коэффициент η (алгоритм А5 [1]). $c = 115$ см, $\psi = 1,5$, $i_{red} = 39,4$ см – смотри расчет на сочетание 1.

$$1912,5 / 39,4 = 48,5 > 14;$$

$$e_0 = 210,01 / 810,51 = 0,259 \text{ м} = 25,9 \text{ см};$$

$$M_1 = |-210,01| + 0,5 \cdot 810,51(1,4 - 0,25) = 676,05 \text{ кН·м};$$

$$M_{1l} = |-51,41| + 0,5 \cdot 554,33(1,4 - 0,25) = 370,15 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\varphi_1 = 1 + \frac{370,15}{676,05} = 1,55;$$

$$1,55 < 2;$$

$$\delta_e = 25,9/140 = 0,185;$$

$$0,185 > 0,15;$$

$$\alpha = 6,67 \text{ (см. расчет на сочетание 1)}$$

$$N_{cr} = 12,8 \cdot 3 \cdot 10^4 \cdot 50 \cdot 25 \left(\frac{39,4}{1912,5} \right)^2 \left[\frac{1}{1,55} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,185} + 0,1 \right) + 0,008 \cdot 6,67 \right] =$$

$$77741,47 \text{ МПа}\cdot\text{см}^2 = 7774,1 \text{ кН},$$

где $\mu_1 = 0,008$ – предварительно заданный коэффициент армирования.

$$810,51 \text{ кН} < 7774,1 \text{ кН}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{810,51}{7774,1}} = 1,116$$

Усилия в ветвях колонны (2.23) [1]

$$N_b = \frac{810,51}{2} \pm \frac{210,01 \cdot 1,116}{1,15} = 405,26 \pm 203,8,$$

откуда

$$N_{b1} = 405,26 + 203,8 = 609,06 \text{ кН}; \quad N_{b2} = 405,26 - 203,80 = 201,46 \text{ кН}$$

Следовательно, обе ветви будут сжатыми. Причем, в наружной ветви действует усилие N_{b1} , а во внутренней - N_{b2} .

Производим расчет наружной ветви на усилие $N_{b1} = 609,06 \text{ кН}$. Изгибающий момент от местного изгиба ветвей (2.31) [1]

$$M_{br} = \frac{44,85 \cdot 2,55}{2} = 57,18 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Эксцентриситет усилия N_{b1} относительно центра тяжести сечения (2.30)[1]

$$e_0 = 57,18/609,06 = 0,094 \text{ м} = 9,4 \text{ см}$$

Эксцентриситет усилия N_{b1} относительно арматуры A_s (2.28) [1] ($e_0 = 9,4 \text{ см} > e_a = 1 \text{ см}$)

$$e = 9,4 + 0,5 \cdot (20 - 5) = 16,9 \text{ см}$$

Выполняем подбор арматуры $A_s = A'_s$ (алгоритм А2 [1] с учетом указания п.2.3.1.1. [1]):

$$\alpha_n = \frac{609,06 \cdot 10^3}{14,5(100) \cdot 50 \cdot 20} = 0,420;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{57,18 \cdot 10^5 + 609,06 \cdot 10^3 \cdot (20 - 5) / 2}{14,5(100) \cdot 50 \cdot 20^2} = 0,355;$$

$$\delta = 5 / 20 = 0,25;$$

$$\xi_1 = \frac{0,420 + 0,531}{2} = 0,476;$$

$$0,476 < 1;$$

$$\alpha_s = \frac{0,355 - 0,476(1 - 0,476 / 2)}{1 - 0,25} = -0,010;$$

$$\xi = \frac{0,420 \cdot (1 - 0,531) - 2 \cdot 0,010 \cdot 0,531}{1 - 0,531 - 2 \cdot 0,010} = 0,415;$$

$$0,420 < 0,531;$$

$$A_s = A'_s = \frac{14,5(100) \cdot 50 \cdot 20}{355(100)} \cdot \frac{0,355 - 0,420 \cdot (1 - 0,420 / 2)}{1 - 0,25} = 1,26 \text{ см}^2$$

Принимаем арматуру $A_s = A'_s$ по конструктивным требованиям из 2Ø16А400 с $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Условие (2.34) [1] имеет вид

$$\left| \frac{0,008 - 0,008}{0,008} \right| = 0 < 0,03,$$

поэтому уточнения μ_1 не требуется.

Выполним расчет внутренней ветви на усилия $N_{b2} = 201,46$ кН и $M_{br} = 57,18$ кН·м. По формуле (2.30) [1]

$$e_0 = 57,18 / 201,46 = 0,284 \text{ м} = 28,4 \text{ см}$$

По формуле (2.28) [1]

$$e = 28,4 + 0,5(20 - 5) = 35,9 \text{ см}$$

По алгоритму A_2 [1]

$$\alpha_n = \frac{201,46 \cdot 10^3}{14,5(100) \cdot 50 \cdot 20} = 0,139;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{57,18 \cdot 10^5 + 201,46 \cdot 10^3 \cdot (20 - 5) / 2}{14,5(100) \cdot 50 \cdot 20^2} = 0,249;$$

$$\delta = 5/20 = 0,25;$$

$$\xi_1 = \frac{0,139 + 0,531}{2} = 0,335;$$

$$0,335 < 1;$$

$$\alpha_s = \frac{0,249 - 0,335(1 - 0,335 / 2)}{1 - 0,25} = -0,40;$$

$$\xi = \frac{0,139 \cdot (1 - 0,531) - 2 \cdot 0,040 \cdot 0,531}{1 - 0,531 - 2 \cdot 0,040} = 0,058;$$

$$0,139 < 0,531;$$

$$A_s = A'_s = \frac{14,5(100) \cdot 50 \cdot 20}{355(100)} \cdot \frac{0,249 - 0,139 \cdot (1 - 0,139 / 2)}{1 - 0,25} = 6,52 \text{ см}^2$$

Проверяем условие (2.34) [1]

$$\left| \frac{0,013 - 0,008}{0,013} \right| = 0,385 > 0,03,$$

где

$$\mu = \frac{6,52 + 6,52}{50 \cdot 20} = 0,013$$

Следовательно, необходимо уточнить величину μ_1 .

После уточнения, при котором принималось $\mu_1 = 0,013$ с соответствующим уточнением величин N_{cr} , η было получено $N_{b2} = 204,38$ кН, $A_s = A'_s = 6,48$ см². Было принято армирование внутренней ветви $A_s = A'_s$ из 2Ø16А400 с $A_s = 7,60$ см².

В соответствии с выполненными расчетами производим конструирование обеих ветвей. Армирование внутренней ветви принимаем из 2Ø22А400 (в результате расчета на 2-е сочетание усилий), армирование наружной ветви - из 2Ø16А400 (по результатам расчета на 1-е и 2-е сочетания усилий).

2.1.2.1.2. Расчет из плоскости поперечной рамы

Расчет производится согласно п.2.3.1.3 [1].

Проверяем условие (2.42) [1]

$$1912,5/39,4 = 48,5 < 1020/14,5 = 70,3,$$

где $i_2^H = 0,289 \cdot 50 = 14,5$ см

Следовательно, необходимо выполнить указанный расчет. Он производится на действие максимальной сжимающей силы $N_{max} = 885,14$ кН, возникающей при сочетании N_{max} M_{max} (M_{min}) Q в сечении 6-6 (табл.1.4).

Расчет осуществляется в соответствии с алгоритмами А3 и А4 [1] с учетом указаний п.2.3.1.3 [1].

По алгоритму А3[1]:

$$1020/14,5 = 70,3 > 14$$

Случайный эксцентриситет (2.22) [1]

$$e_a \geq \begin{cases} 1275 / 600 = 2,13 \text{ см}, \\ 50 / 30 = 1,67 \text{ см}, \\ 1 \text{ см} \end{cases}$$

Принимаем $e_a = 2,13$ см

$$e = 2,13 + 0,5(50 - 2,5) = 22,13 \text{ см};$$

$$M_1 = 885,14 \cdot 0,2213 = 195,88 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{1l} = 575,51 \cdot 0,2213 = 127,36 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\varphi_l = 1 + 127,36/195,88 = 1,650;$$

$$1,650 < 2;$$

$$\delta_e = 2,13/50 = 0,043;$$

$$0,043 < 0,15;$$

$$\delta_e = 0,15;$$

$$\mu\alpha = \frac{(4,02 + 7,6) \cdot 2}{50 \cdot 2 \cdot 25} \cdot \frac{2 \cdot 10^5}{3 \cdot 10^4} = 0,062;$$

$$D = 3 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 25 \cdot 50^3 \left[\frac{0,0125}{1,65(0,3 + 0,15)} + 0,175 \cdot 0,062 \left(\frac{50 - 2 \cdot 5}{50} \right)^2 \right] =$$

$$= 4458565657 \text{ МПа} \cdot \text{см}^4 = 44585,66 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 44585,66}{10,20^3} = 4230 \text{ кН};$$

$$885,14 \text{ кН} < 4230 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{885,14}{4230}} = 1,265$$

По алгоритму А4 [1]:

$$\alpha_n = \frac{885,14 \cdot 10^3}{14,5(100) \cdot 2 \cdot 25 \cdot (50 - 5)} = 0,271;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{885,14 \cdot 10^3 \cdot [2,13 + (50 - 2 \cdot 5) / 2]}{14,5(100) \cdot 2 \cdot 25 \cdot (50 - 5)^2} = 0,133;$$

$$\delta = 5 / (50 - 5) = 0,111;$$

$$\xi_1 = \frac{0,271 + 0,531}{2} = 0,401;$$

$$0,401 < 1;$$

$$\alpha_s = \frac{0,133 - 0,401 \cdot (1 - 0,401 / 2)}{1 - 0,111} = -0,211;$$

$$\xi = \frac{0,271 \cdot (1 - 0,531) - 2 \cdot 0,211 \cdot 0,531}{1 - 0,531 - 2 \cdot 0,211} = -2,063;$$

$$0,271 < 0,531;$$

$$A_s = A'_s = \frac{14,5(100) \cdot 2 \cdot 25 \cdot (50 - 5)}{355(100)} \frac{0,133 - 0,271 \cdot (1 - 0,271 / 2)}{1 - 0,111} = -10,47 \text{ см}^2 < 0$$

Следовательно, для обеспечения прочности из плоскости поперечной рамы арматура не требуется, и увеличивать ее количество, принятое по результатам расчета в плоскости рамы, не следует.

2.1.2.1.3. Конструирование

При расчете может возникнуть случай, когда количество требуемой арматуры в ветвях $A_s = A'_s$ в стадиях изготовления и транспортирования или в стадии монтажа может оказаться больше, чем в стадии эксплуатации.

В рассматриваемом примере получился именно такой случай, поэтому окончательное количество арматуры определено из условия обеспечения прочности колонны в стадии монтажа и принято в наружной ветви $A_s = A'_s$ из 2ø22A400; во внутренней ветви $A_s = A'_s$ из 2ø25A400.

Конструирование производится плоскими каркасами КР2 (наружная ветвь) и КР3 (внутренняя ветвь) (рис.2.2).

Диаметр поперечной арматуры (1.2) [2]:

- в наружной ветви

$$\begin{cases} d_w \geq 0,25 \cdot 22 = 5,5 \text{ мм}, \\ d_w \geq 3 \text{ мм} \end{cases}$$

- во внутренней ветви

$$\begin{cases} d_w \geq 0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ мм}, \\ d_w \geq 3 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем поперечную арматуру для наружной ветви ø6A240, для внутренней ветви – ø8A240.

Шаг установки поперечной арматуры составляет (1.3) [2]:

- в наружной ветви

$$\begin{cases} S \leq 15 \cdot 22 = 330 \text{ мм}, \\ S \leq 500 \text{ мм} \end{cases}$$

- во внутренней ветви

$$\begin{cases} S \leq 15 \cdot 25 = 375 \text{ мм}, \\ S \leq 500 \text{ мм} \end{cases}$$

Окончательно принимаем шаг с округлением до 50 мм в меньшую сторону: в наружной ветви $S = 300$ мм, во внутренней ветви $S = 350$ мм.

Длина каркасов вычисляется по формуле (1.9) [2]

$$l = 17950 - 4200 - 30 = 13720 \text{ мм},$$

где общая длина колонны $L_k = 17950$ мм определяется по формуле (1.1) [1] в зависимости от глубины заделки колонны в фундамент (1.2)...(1.5) [1]

$$h_3 \geq 0,5 + 0,33 \cdot 1,4 = 0,962 \text{ м}$$

$$l_{0,an} = \frac{355(100) \cdot 4,91}{2,5 \cdot 1 \cdot 1,05(100) \cdot \pi \cdot 2,5} = 84,5 \text{ см}$$

$$l_{an} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot 845 = 254 \text{ мм}, \\ 15 \cdot 25 = 375 \text{ мм}, \\ 200 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем $h_3 = 1,0$ м; $L_k = 16,8 + 0,15 + 1,0 = 17,95$ м.

Учитывая, что максимальная длина стержневой арматуры диаметром $d_s \geq 12$ мм, поставляемой промышленностью, составляет 13 м, продольная арматура каркасов Кр2 и Кр3 состоит из отдельных стержней длиной $l \leq 13000$ мм, соединенных, согласно п.1.2.11 [2], контактной стыковой сваркой в различных по длине сечениях.

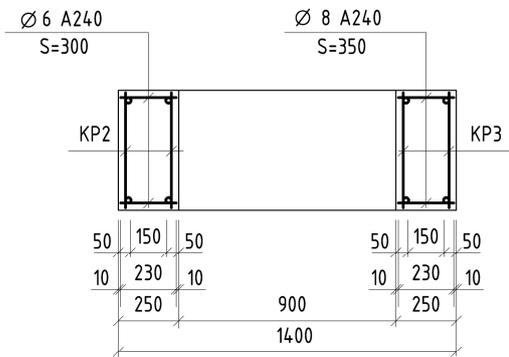
Расстояние b от верха плоского каркаса до поперечных стержней вычисляется по формулам (1.10) и (1.11) [2]:

- для наружной ветви (КР2) $n = (1500 - 100)/300 = 4,7$. Принимаем $n = 5$, $b = 300 \cdot 5 + 80 = 1580$ мм;

- для внутренней ветви (КР3) $n = (1500 - 100)/350 = 4$, $b = 350 \cdot 4 + 80 = 1480$ мм.

Диаметр и шаг установки соединительных стержней определяется по

а)



б)

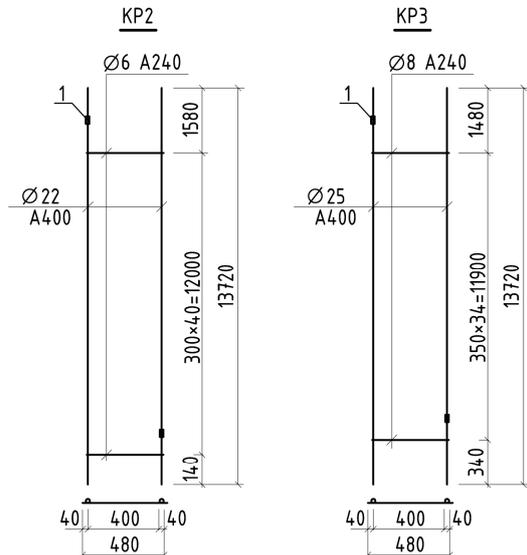


Рис.2.2. Конструирование ветвей крайней колонны
 а – поперечное сечение; б – плоские каркасы
 1 – контактная стыковая сварка

аналогии с поперечными (п.1.2.6 [2]) и принимается $\varnothing 6A240$ с шагом 300 мм (наружная ветвь) и $\varnothing 8A240$ с шагом 350 мм (внутренняя ветвь).

Высота нижнего проема колонны (1.11) [1], (рис 1.1, а)

$$h_{н.пр.} = 1,82 + 0,15 + 1,0 - 0,3 = 2,67 \text{ м}$$

2.1.2.2. Расчет средней распорки

Расчет производится согласно п.2.3.2 [1].

Максимальный изгибающий момент в распорке M_{sp} будет иметь место при сочетании N Q M_{max} в сечении 6-6 (табл.1.4). Учитывая, что наружная ветвь при этом будет растянутой (п.2.1.2.1.1.), момент M_{sp} определяется по формуле (2.45) [1]

$$M_{sp} = 28,59 \cdot 2,55 = 72,90 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Требуемая площадь растянутой арматуры (2.43) [1]

$$A_s = \frac{72,90 \cdot 10^5}{355(100) \cdot (36 - 4)} = 6,42 \text{ см}^2$$

Принимаем A_s по конструктивным требованиям согласно п.1.2.9 [2] из 4Ø16 А400 с $A_s = 8,04 \text{ см}^2$. Сжатую арматуру A'_s устанавливаем также по конструктивным требованиям из 4Ø16 А400 (рис.2.3).

Поперечная сила в распорке (2.46) [1]

$$Q_{sp} = \frac{2 \cdot 72,9}{1,15} = 126,78 \text{ кН}$$

Подбор поперечной арматуры производится по алгоритму А6 [1]:

$$h_0 = 40 - 4 = 36 \text{ см};$$

$$126,78 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0,3 \cdot 14,5(100) \cdot 50 \cdot 36 = 783 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$S_w = 150 \text{ мм};$$

$$150 \text{ мм} < \frac{1,05(100) \cdot 50 \cdot 36^2 \cdot 10}{126,78 \cdot 10^3} = 537 \text{ мм}$$

На первом этапе поперечную арматуру принимаем по конструктивным требованиям из 4Ø6А240 с $A_{sw} = 1,13 \text{ см}^2$ (п.1.2.9 [2]).

$$q_{sw} = \frac{170(100) \cdot 1,13}{15} = 1280,67 \text{ Н / см};$$

$$1280,67 \text{ Н/см} < 0,25 \cdot 1,05(100) \cdot 50 = 1312,5 \text{ Н/см};$$

$$M_b = 6 \cdot 36^2 \cdot 1280,67 = 9958490 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$c = 115 - 25 = 90 \text{ см};$$

$$90 \text{ см} < \sqrt{\frac{9958490}{0,75 \cdot 1280,67}} = 101,8 \text{ см};$$

$$90 \text{ см} < 3 \cdot 36 = 108 \text{ см};$$

$$Q_b = 9958490/90 = 110650 \text{ Н};$$

$$110650 \text{ Н} > 0,5 \cdot 1,05(100) \cdot 50 \cdot 36 = 94500 \text{ Н};$$

$$110650 \text{ Н} < 2,5 \cdot 1,05(100) \cdot 50 \cdot 36 = 472500 \text{ Н};$$

$$c_0 = 90 \text{ см};$$

$$90 \text{ см} > 2 \cdot 36 = 72 \text{ см};$$

$$c_0 = 72 \text{ см};$$

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot 1280,67 \cdot 72 = 69156 \text{ Н}$$

$$126,78 \text{ кН} < 110650 \cdot 10^{-3} + 69156 \cdot 10^{-3} = 179,81 \text{ кН}.$$

Конструирование средней распорки представлено на рис. 2.3.

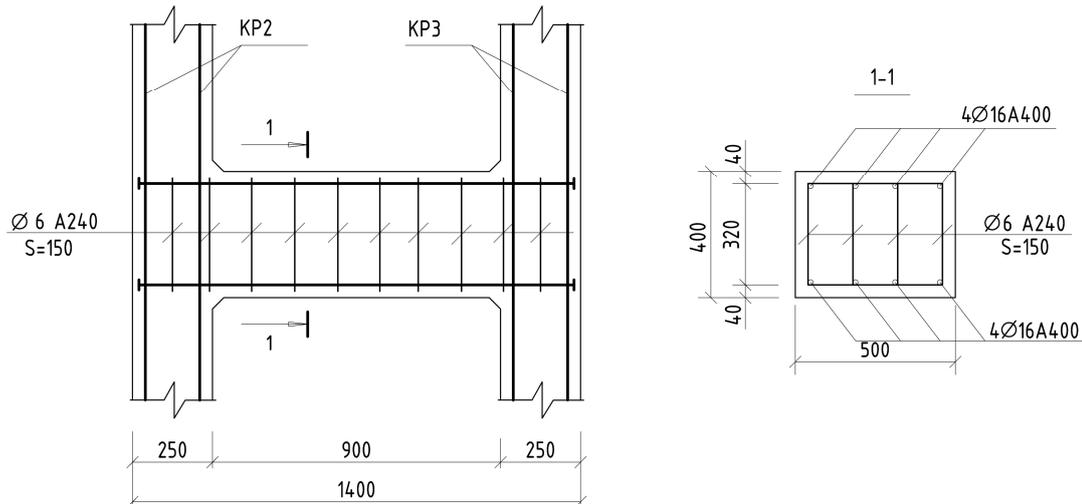


Рис.2.3. Конструирование средней распорки крайней колонны

2.1.2.3. Расчет подкрановой распорки

Расчет, в соответствии с п.2.3.3.[1], производится в сечении 4-4 (рис.1.1, а) на сочетание усилий N_{max} M_{max} (M_{min}): $N = 819,5$ кН; $M = 200,72$ кН·м; $N_l = 509,52$ кН; $M_l = 63,96$ кН·м; $\gamma_{b1} = 1,0$; $l_{01}^H = 19,125$ м.

2.1.2.3.1. Определение количества нижней продольной арматуры

Расчет выполняем по формуле (2.47) [1].

Задаемся $\mu_1 = \mu_{min} = 0,001$. Тогда

$$A_s = \frac{819,5 \cdot 10^3}{355(100)} \cdot \frac{0,5(140 - 2 \cdot 25)}{150 - 144\sqrt{6,67 \cdot 0,001}} = 7,51 \text{ см}^2$$

Коэффициент армирования (2.48)[1]

$$\mu = \frac{7,51}{50 \cdot 144} = 0,001$$

Проверяем условие (2.34) [1]

$$\left| \frac{0,001 - 0,001}{0,001} \right| = 0 < 0,03$$

Следовательно, уточнять величину μ_1 не надо. Принимаем 4Ø16 А400 с $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ (рис.2.4).

2.1.2.3.2. Определение количества поперечной арматуры

Расчет производится согласно п.2.3.3.2 [1].

Поперечное усилие в распорке вычисляется по формуле (2.23) [1]. Предварительно определяем коэффициент η (алгоритм А5 [1]):

$i_{red} = 39,4 \text{ см}$; $l_{01}^n / i_{red} = 48,5 > 14$ (см. расчет на 1-е сочетание усилий в п.2.1.2.1.1);

$$e_0 = 200,72 / 819,5 = 0,245 \text{ м} = 24,5 \text{ см};$$

$$M_1 = 200,72 + 0,5 \cdot 819,5(1,4 - 0,25) = 671,93 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{1l} = 63,96 + 0,5 \cdot 509,52(1,4 - 0,25) = 356,93 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\varphi_l = 356,93 / 671,93 = 1,531;$$

$$1,531 < 2;$$

$$\delta_e = 24,5 / 140 = 0,175;$$

$$0,175 > 0,15;$$

$$\alpha = 2 \cdot 10^5 / 3 \cdot 10^4 = 6,67;$$

$$N_{cr} = 12,8 \cdot 3 \cdot 10^4 \cdot 50 \cdot 25 \left(\frac{39,4}{1912,5} \right)^2 \left[\frac{1}{1,531} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,175} + 0,1 \right) + 0,0152 \cdot 6,67 \right] = 87185 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 8718,5 \text{ кН};$$

где $\mu_1 = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} = \frac{7,6 + 7,6}{50 \cdot 20} = 0,0152$ - коэффициент армирования внутренней

ветви, являющейся, вследствие направления изгибающего момента, наиболее нагруженной по сравнению с наружной ветвью.

$$819,5 \text{ кН} < 8718,5 \text{ кН}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{819,5}{8718,5}} = 1,104$$

Поперечное усилие в распорке (2.23) [1]

$$Q = \frac{819,5}{2} \pm \frac{200,72 \cdot 1,104}{1,15} = 409,75 \pm 192,69 \text{ кН}$$

Расчет производится на действие максимальной поперечной силы, действующей в месте соединения распорки с внутренней ветвью и равной

$$Q = 409,75 + 192,69 = 602,44 \text{ кН}$$

Определяем относительную высоту сжатой зоны ветви (алгоритм А2 [1]):

$$\alpha_n = \frac{602,44 \cdot 10^3}{14,5(100) \cdot 50 \cdot 20} = 0,415;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{200,72 \cdot 10^5 + 819,5 \cdot 10^3 \cdot (20 - 5) / 2}{14,5(100) \cdot 50 \cdot 20^2} = 0,904;$$

$$\delta = 5/20 = 0,25;$$

$$\xi_1 = \frac{0,415 + 0,531}{2} = 0,473;$$

$$0,473 < 1;$$

$$\alpha_s = \frac{0,904 - 0,473 \cdot (1 - 0,473 / 2)}{1 - 0,25} = 0,724;$$

$$\xi = \frac{0,415 \cdot (1 - 0,531) + 2 \cdot 0,724 \cdot 0,531}{1 - 0,531 + 2 \cdot 0,724} = 0,503$$

Высота сжатой зоны ветви (2.53) [1]

$$x_b = 0,503 \cdot 20 = 10,06 \text{ см}$$

Высота сжатой полосы бетона распорки (2.56) [1]

$$x = 144 \sqrt{6,67 \cdot 0,00112} = 12,45 \text{ см,}$$

где, согласно (2.48) [1], $\mu_1 = 8,04 / (50 \cdot 144) = 0,00112$.

Угол наклона сжатой полосы бетона распорки к горизонтали

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{150 - 12,45}{0,5 \cdot (140 - 2 \cdot 25)} = 3,057;$$

$$\theta = 71^{\circ} 53'; \quad \sin \theta = 0,950$$

Ширина расчетной наклонной полосы понизу (2.52) [1]

$$l_p = 10,06 / 0,950 = 10,59 \text{ см}$$

Поперечное усилие, воспринимаемое сжатым бетоном приопорной зоны (2.49) [1]

$$Q_b = 0,9 \cdot 14,5(100) \cdot 50 \cdot 10,59 \cdot 0,950 \cdot 10^{-3} = 656,45 \text{ кН}$$

Подбор поперечной арматуры производится по алгоритму А7 [1]

$$602,47 \text{ кН} < 656,45 \text{ кН}$$

Следовательно, поперечная арматура устанавливается по конструктивным требованиям согласно п.1.2.8 [2], а именно, принимается $d_w^g = 8 \text{ мм}$ из стали класса А400 с шагом $S_w^g = 150 \text{ мм}$, $d_w^c = 8 \text{ мм}$ из стали класса А400 с шагом $S_w^c = 100 \text{ мм}$ (рис.2.4).

2.1.2.3.3. Определение количества верхней продольной арматуры

Расчет выполняется согласно п. 2.3.3.3. [1]

Расчетное сопротивление бетона срезу (2.62) [1] $R_{sh} = 2 \cdot 1,05 = 2,1 \text{ МПа}$.

Требуемая площадь верхней продольной арматуры (2.61) [1]

$$A_s' = \frac{602,47 \cdot 10^3 - 2,1(100) \cdot 150 \cdot 50 - 355(100) \cdot 30,18 - 355(100) \cdot 8,04}{355(100)} =$$

$$= -65,6 \text{ см}^2 < 0,$$

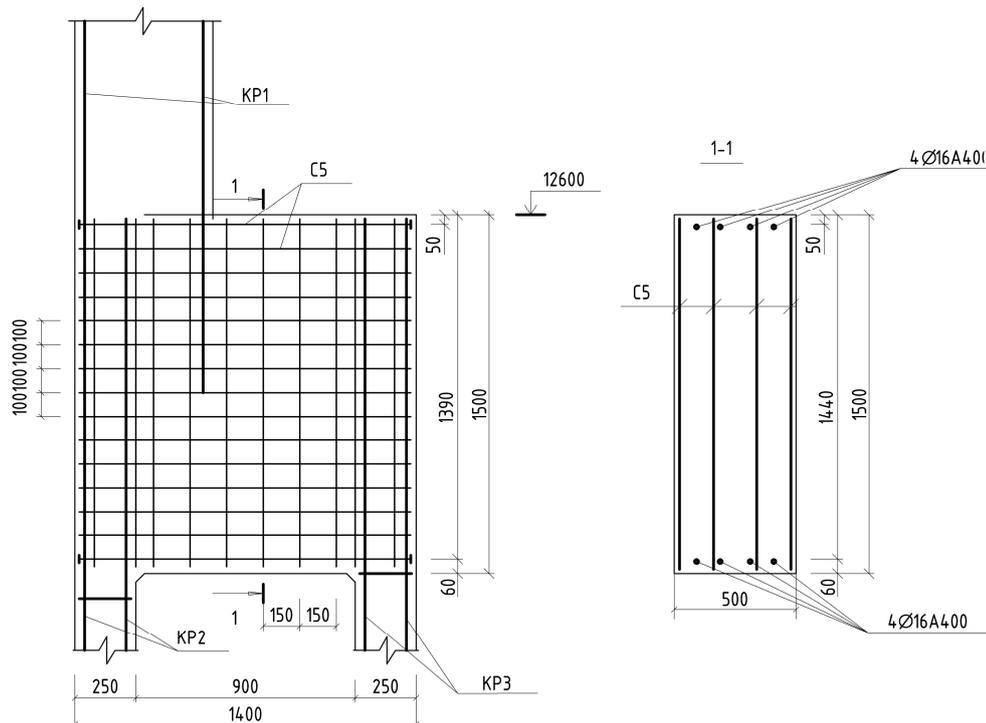


Рис.2.4. Конструирование подкрановой распорки крайней колонны

где $\sum A_s^w = 30,18 \text{ см}^2$ - суммарная площадь поперечного сечения горизонтальных стержней $\varnothing 8$ А400 4-х сеток С5 при 15-ти стержнях в одной сетке [2].

Принимаем по конструктивным требованиям п.1.2.9.[2] $4\varnothing 16$ А400 (рис.2.4).

2.2. Расчет в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа

2.2.1. Расчет по I-й группе предельных состояний

2.2.1.1. Определение изгибающих моментов в стадиях изготовления и транспортирования

Расчет выполняется согласно п.3.2.1. [1].

Расчетная погонная нагрузка от собственной массы надкрановой части (3.2) [1]

$$q_H = 0,6 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 1,6 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 12,95 \text{ кН/м}$$

Расчетная погонная нагрузка от собственной массы ветвей подкрановой части (3.4) [1]

$$q_B = (2 \cdot 0,25 + 0,015) \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 1,6 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 11,11 \text{ кН/м}$$

Расчетная нагрузка от собственной массы средней распорки (3.5) [1]

$$P_{\text{ср.р.}} = (0,4 + 0,015) \cdot (1,4 - 2 \cdot 0,25) \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 1,6 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 8,06 \text{ кН}$$

Расчетная нагрузка от собственной массы нижней распорки (3.6) [1]

$$P_{\text{н.р.}} = (0,3 + 0,5 \cdot 0,015) \cdot (1,4 - 2 \cdot 0,25) \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 1,6 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 5,97 \text{ кН}$$

Расчетная нагрузка от собственной массы подкрановой распорки (3.9) [1]

$$P_{\text{п.р.}} = [1,4 \cdot 1,5 + 0,5 \cdot (1,4 - 2 \cdot 0,25) \cdot 0,015] \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 1,6 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 45,47 \text{ кН}$$

Расстояния $l_1 \dots l_5$ (рис.3.2 [1]):

$$l_1 = 0,5 \cdot 1,5 + 0,5 = 1,25 \text{ м};$$

$$l_2 = 1,92 + 0,5 \cdot (1,5 + 0,4) = 2,87 \text{ м};$$

$$l_3 = 1,92 + 0,4 = 2,32 \text{ м}$$

$$l_4 = 2,67 + 0,5 \cdot (0,3 + 0,4) = 3,02 \text{ м};$$

$$l_5 = 3,95 - 3,02 = 0,93 \text{ м}.$$

Поперечная сила на опоре В (3.8) [1]

$$Q_B = \frac{11,11 \cdot (17,95 - 4,2) \cdot [0,5 \cdot (17,95 - 4,2) + 0,5] + 45,47 \cdot 1,25 + 245,024 + 5,97 \cdot (17,95 - 4,2 + 0,35) - 0,5 \cdot 12,95 \cdot [0,25 + (4,2 - 0,5)^2]}{17,95 - 4,2 - 3,6} = 140,14 \text{ кН},$$

где

$$\sum_{j=1}^4 P_{\text{ср.р.}} \cdot l_j = 8,06 [(1,25 + 2,87) + (1,25 + 2,87 + 2,32) + (1,25 + 2,87 + 2,32 \cdot 2) + (1,25 + 2,87 + 2,32 \cdot 3)] = 245,024 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Положение и расчетная схема колонны представлены на рис.2.5, а, б соответственно.

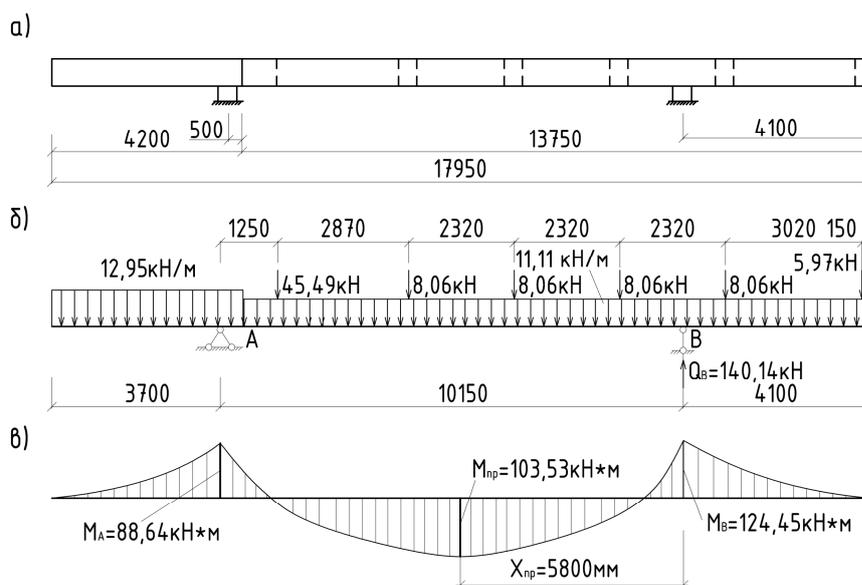


Рис. 2.5. К расчету крайней колонны в стадиях изготовления и транспортирования
а – положение колонны; б – расчетная схема; в – эпюра изгибающих моментов

Расстояние от опоры В до сечения с максимальным пролетным моментом $M_{пр}$ определяем по формуле (3.11) [1], предварительно приняв $k = 3$ ($n=2$)

$$x_{пр.} = (140,14 - 4,1 \cdot 11,1 - 8,06 \cdot 3 - 5,97) / 11,11 = 5,80 \text{ м}$$

Расстояние между 4-й снизу средней распоркой и опорой В составляет $l = 2,32 \cdot 3 - 0,93 = 6,03$ м. То же, между 3-й распоркой и опорой В $l = 2,32 \cdot 2 - 0,93 = 3,71$ м. Т.к. $6,03 \text{ м} > 5,80 \text{ м} > 3,71 \text{ м}$, то уточнять значения k , n и $x_{пр.}$ не следует.

Величина опорного момента M_A (3.1) [1]

$$M_A = 0,5 \cdot 12,95 \cdot (4,2 - 0,5)^2 = 88,64 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Опорный момент M_B (3.3) [1]

$$M_B = 8,405 \cdot 11,11 + 8,06 \cdot 0,93 + 3,95 \cdot 5,97 = 124,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Максимальный пролетный момент (3.7) [1]

$$M_{np.} = 140,14 \cdot 5,80 - 0,5 \cdot 11,11 \cdot (5,80 + 4,1)^2 - 52,39 - 8,06 \cdot (5,80 + 0,93) - 5,97 \cdot (5,80 + 3,95) = 103,53 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где

$$\sum_{i=1}^2 P_{cp.p.} (X_{np.} - l_i) = 8,06 [(5,80 - 2,32 \cdot 2 + 0,93) + (5,80 - 2,32 + 0,93)] = 52,39 \text{ кН}$$

Эпюра изгибающих моментов представлена на рис. 2.5, в.

2.2.1.2. Определение изгибающих моментов в стадии монтажа

Расчет выполняется в соответствии с п.3.2.2. [1].

Расчетные нагрузки от собственной массы колонны определяются по аналогии с п.2.2.1.1. при коэффициенте динамичности $k_d = 1,25$ (п.3.1 [1])

$$q_n = 0,6 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 10,12 \text{ кН} / \text{м};$$

$$q_6 = (2 \cdot 0,25 + 0,015) \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 8,68 \text{ кН} / \text{м};$$

$$P_{cp.p.} = (0,4 + 0,015) \cdot (1,4 - 2 \cdot 0,25) \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 6,30 \text{ кН};$$

$$P_{n.p.} = (0,3 + 0,5 \cdot 0,015) \cdot (1,4 - 2 \cdot 0,25) \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 4,67 \text{ кН};$$

$$P_{n.p.} = [1,4 \cdot 1,5 + 0,5 \cdot (1,4 - 2 \cdot 0,25) \cdot 0,015] \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 35,52 \text{ кН}$$

Расстояния $l_2 \dots l_4$ (рис.3.3 [1]) равны величинам, приведенным в п.2.2.1.1.

Поперечная сила на опоре В (3.14) [1]

$$Q_B = \frac{0,5 \cdot 8,68 \cdot (17,95 - 4,2)^2 + 0,5 \cdot 35,52 \cdot 1,5 + 178,92 + 4,67 \cdot (17,95 - 4,2 - 0,15) - 0,5 \cdot 10,12 \cdot 4,2^2}{17,95 - 4,2} = 72,75 \text{ кН},$$

$$\text{где } \sum_{j=1}^4 P_{cp.p.} l_j = 6,30 [(2,87 + 0,75) + (2,32 + 2,87 + 0,75) + (2,32 \cdot 2 + 2,87 + 0,75) + (2,32 \cdot 3 + 2,87 + 0,75)] = 178,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Положение и расчетная схема колонны представлены на рис.2.6, а, б соответственно.

Расстояние от опоры В до сечения с максимальным пролетным моментом $M_{np.}$ определяем по формуле (3.15)[1], предварительно приняв $k = 1$:

$$x_{np.} = (72,75 - 6,3 \cdot 1 - 4,67) / 8,68 = 7,12 \text{ м}$$

Расстояние от опоры В до 2-й средней распорки $l=0,15 + 3,02 + 2,32 = 5,49$ м $< x_{пр}=7,12$ м. Следовательно, необходимо уточнить значения k и $x_{пр}$. Принимаем $k=2$. Тогда

$$x_{пр}=(72,75-6,3\cdot 2-4,67)/8,68=6,39 \text{ м}$$

Расстояние от опоры В до 3-й средней распорки $l=0,15+3,02+2,32\cdot 2=7,81$ м. Т.к. $7,81 \text{ м} > 6,39 \text{ м} > 5,49 \text{ м}$, то дальнейшего уточнения величин k и $x_{пр}$ производить не следует.

Значение опорного момента M_A (3.12) [1]

$$M_A = 0,5 \cdot 10,12 \cdot 4,2^2 = 89,26 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Максимальный пролетный момент (3.13) [1]

$$M_{пр} = 72,75 \cdot 6,39 - 0,5 \cdot 8,68 \cdot 6,39^2 - 25,96 - 4,67 \cdot (6,39 - 0,15) = 232,56 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$\text{где } \sum_{i=1}^2 P_{ср.р.} (x_{пр} - l_i) = 6,3[(6,39 - 2,32 - 3,02 - 0,15) + (6,39 - 3,02 - 0,15)] = 25,96 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Эпюра изгибающих моментов приведена на рис. 2.6, в.

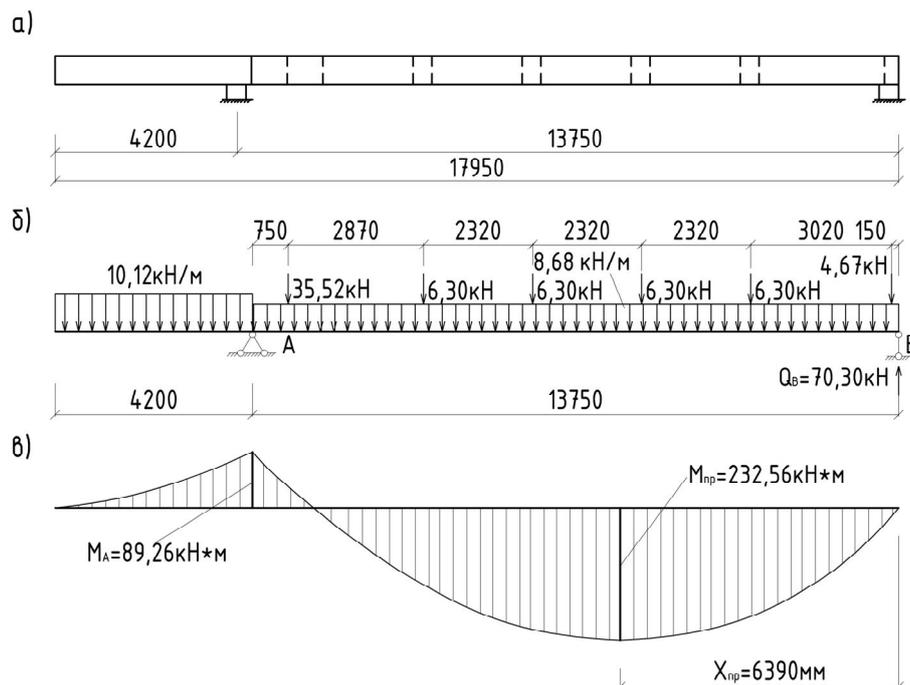


Рис. 2.6. К расчету крайней колонны в стадии монтажа
а – положение колонны; б – расчетная схема; в – эпюра изгибающих моментов

2.2.1.3. Проверка прочности нормальных сечений

Расчет производится согласно п.3.2.3. [1].

Максимальный момент, действующий в надкрановой части, составляет $M_A = 89,26$ кН·м (рис.2.6, в). Расчетное сечение представлено на рис. 2.7, а.

$$A_s = A'_s = 6,28 \text{ см}^2 \text{ (} 2\varnothing 20 \text{ A400)}.$$

Несущая способность сечения определяется по алгоритму А8 [1].

$$\xi = \frac{355 \cdot 6,28 - 355 \cdot 6,28}{10 \cdot 60 \cdot (50 - 5)} = 0;$$

$$0 < 0,531;$$

$$0 < \frac{5}{50 - 5} = 0,11;$$

$$M_{\text{сеч.}} = 355 \cdot (100) \cdot 6,28 \cdot (50 - 2 \cdot 5) \cdot 10^{-5} = 89,18 \text{ кН·м}$$

Проверяем условие (3.16) [1]

$$89,26 \text{ кН·м} > 89,18 \text{ кН·м}$$

Т.о., внешний момент больше несущей способности сечения. Но т.к. разность между ними составляет

$$\Delta = \frac{89,26 - 89,18}{89,18} \cdot 100 = 0,09\%,$$

что менее 1%, то корректировку количества рабочей арматуры не производим.

Проверка прочности нормальных сечений подкрановой части колонны выполняется на действие максимального момента, равного $M = 232,56$ кН·м (рис. 2.6, в). Расчетное сечение представлено на рис. 2.7, б.

$$A_s = A'_s = 17,42 \text{ см}^2 \text{ из (} 2\varnothing 22 + 2\varnothing 25 \text{) A400}.$$

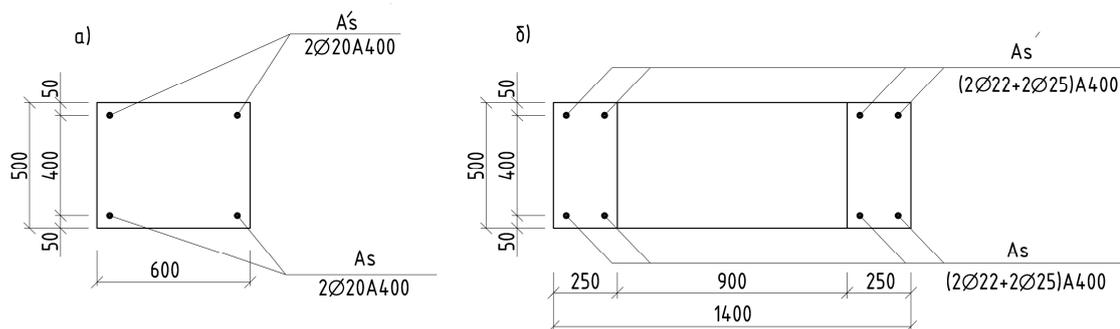


Рис.2.7 Расчетное сечение надкрановой (а) и подкрановой (б) частей крайней колонны при расчете из плоскости поперечной рамы в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа

Несущая способность сечения (алгоритм А8 [1]):

$$\xi = \frac{355 \cdot 17,42 - 355 \cdot 17,42}{10 \cdot 50 \cdot (50 - 5)} = 0;$$

$$0 < 0,531;$$

$$0 < \frac{5}{50 - 5} = 0,11;$$

$$M_{\text{сеч.}} = 355 \cdot (100) \cdot 17,42 \cdot (50 - 2 \cdot 5) \cdot 10^{-5} = 247,36 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$232,56 \text{ кН}\cdot\text{м} < 247,36 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Следовательно, несущая способность сечения обеспечена.

2.2.2. Расчет по II-й группе предельных состояний

Расчет выполняется в соответствии с п.3.3 [1].

По алгоритму А9 [1] определяем момент трещинообразования $M_{\text{сгс}}$ для надкрановой части колонны ($A_s = A'_s = 6,28 \text{ см}^2$)

$$\alpha^0 = 2 \cdot 10^5 / (25,5 \cdot 10^3) = 7,84;$$

$$A_{\text{ред}} = 50 \cdot 60 + 7,84 \cdot (6,28 + 6,28) = 3098,47 \text{ см}^2$$

$$S_{\text{ред}} = 0,5 \cdot 60 \cdot 50^2 + 7,84 [6,28 \cdot 5 + 6,28 \cdot (50 - 5)] = 77461,76 \text{ см}^2;$$

$$y = 77461,76 / 3098,47 = 25,00 \text{ см};$$

$$I_{\text{ред}} = 60 \cdot 50^3 / 12 + 60 \cdot 50 \cdot (0,5 \cdot 50 - 25)^2 + 7,84 [6,28(25 - 5)^2 + 6,28(50 - 5 - 25)^2] = 664388 \text{ см}^4;$$

$$W_{pl} = 1,3 \cdot 664388 = 34548,18 \text{ см}^3;$$

$$M_{\text{сгс}} = 1,225(100) \cdot 34548,18 \cdot 10^{-5} = 42,32 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Нормативный момент от собственного веса колонны (3.18) [1]

$$M_{\text{н}} = 89,26 / 1,1 = 81,15 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Проверяем условие (3.17) [1]:

$$81,15 \text{ кН}\cdot\text{м} > 42,32 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Следовательно, нормальные трещины образуются. Поэтому необходимо проверить условие (3.19) [1].

Площадь растянутой зоны бетона (3.21) [1]

$$A_{bt} = 0,9 \cdot \frac{77461,76}{3098,47} \cdot 60 = 1350 \text{ см}^2$$

Базовое расстояние между трещинами (3.20) [1]

$$l_s = 0,5 \cdot \frac{1350}{6,28} \cdot 20 = 2150 \text{ мм}$$

Принимаем $l_s = 20d_s = 20 \cdot 20 = 400$ мм, что не превышает 400 мм и не меньше величин $10d_s = 10 \cdot 20 = 200$ мм и 100 мм.

Для нахождения напряжений в растянутой арматуре предварительно вычисляем коэффициенты по формулам (3.24)...(3.26) [1]:

$$\mu_s \alpha_{s1} = \frac{6,28}{60 \cdot (50 - 5)} \cdot \frac{300}{13} = 0,054;$$

$$\gamma = \frac{6,28}{60 \cdot (50 - 5)} \cdot \frac{300}{13} = 0,054;$$

$$\delta = \frac{2 \cdot 5}{50 - 5} = 0,222$$

По рис.3.5 [1] определяем коэффициент $\zeta = 0,91$.

Плечо внутренней пары сил (3.23) [1]

$$Z_s = 0,91 \cdot (50 - 5) = 40,95 \text{ см}$$

Напряжение в растянутой арматуре (3.22) [1]

$$\sigma_s = \frac{81,15 \cdot 10^5}{40,95 \cdot 6,28} = 31555 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} = 315,55 \text{ МПа}$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин с учетом указаний п.3.3. [1]

$$a_{crc} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{315,55}{2 \cdot 10^5} \cdot 400 = 0,32 \text{ мм}$$

Проверяем условие (3.19) [1]

$$0,32 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}$$

Т.о., ширина раскрытия нормальных трещин в надкрановой части меньше предельно допустимой.

Производим аналогичный расчет для подкрановой части колонн. Вычисляем момент образования трещин M_{crc} (алгоритм А9 [1]):

$$\alpha^0 = 7,84 \text{ (см. выше);}$$
$$A_{red} = 50 \cdot 2 \cdot 25 + 7,84 \cdot (17,42 + 17,42) = 2773,15 \text{ см}^2;$$

$$S_{\text{red}} = 0,5 \cdot 2 \cdot 25 \cdot 50^2 + 7,84 \cdot [17,42 \cdot 5 + 17,42 \cdot (50-5)] = 69328,64 \text{ см}^3$$

$$y = \frac{69328,64}{2773,15} = 25,00 \text{ см};$$

$$I_{\text{red}} = 2 \cdot 25 \cdot 50^3 / 12 + 50 \cdot 2 \cdot 25 \cdot (0,5 \cdot 50 - 25)^2 + 7,84 \cdot [17,42 \cdot (25-5)^2 + 17,42 \cdot (50-5-25)^2] = 630091,57 \text{ см}^4$$

$$W_{pl} = 1,3 \cdot 630091,57 / 25 = 32764,76 \text{ см}^3;$$

$$M_{\text{сгс}} = 1,225(100) \cdot 32764,76 \cdot 10^{-5} = 40,14 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Нормативный момент от собственного веса колонны (3.18) [1]

$$M^H = 232,56 / 1,1 = 211,42 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Проверяем условие (3.17) [1]:

$$211,42 \text{ кН} \cdot \text{м} > 40,14 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Следовательно, нормальные трещины образуются. Поэтому необходимо проверить условие (3.19) [1].

Площадь растянутой зоны бетона (3.21) [1]

$$A_{bt} = 0,9 \cdot \frac{69328,64}{2773,15} \cdot 2 \cdot 25 = 1125 \text{ см}^2$$

Базовое расстояние между трещинами (3.20) [1]

$$l_s = 0,5 \cdot \frac{1125}{17,42} \cdot 23,60 = 762 \text{ мм},$$

где d_s определен по формуле (2.40) [1]

$$d_s = \frac{2 \cdot 22^2 + 2 \cdot 25^2}{2 \cdot 22 + 2 \cdot 25} = 23,60 \text{ мм}$$

Принимаем $l_s = 400$ мм, что меньше $40 \cdot 23,60 = 944$ мм и больше $10 \cdot 23,60 = 236$ мм и 100 мм.

Коэффициенты (3.24)...(3.26) [1]

$$\mu_s \alpha_s = \frac{17,42}{2 \cdot 25 \cdot (50 - 5)} \cdot \frac{300}{13} = 0,179;$$

$$\gamma = \frac{17,42}{2 \cdot 25 \cdot (50 - 5)} \cdot \frac{300}{13} = 0,179;$$

$$\delta = 0,222 \text{ (см. выше)}$$

По рис.3.5 [1] находим коэффициент $\zeta = 0,88$.

Плечо внутренней пары сил (3.23) [1]

$$z_s = 0,88 \cdot (50 - 5) = 39,6 \text{ см}$$

Напряжение в растянутой арматуре (3.22) [1]

$$\sigma_s = \frac{211,42 \cdot 10^5}{39,6 \cdot 17,42} = 30648 \frac{H}{cm^2} = 306,48 \text{ МПа}$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин с учетом указаний п.3.3 [1]

$$a_{cr} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{306,48}{2 \cdot 10^5} \cdot 400 = 0,31 \text{ мм}$$

Проверяем условие (3.39) [1]

$$0,31 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}$$

Следовательно, ширина раскрытия нормальных трещин в подкрановой части меньше предельно допустимой.

3. РАСЧЕТ СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ

Расчет средней колонны производится по аналогии с крайней с учетом следующих особенностей:

1. Армирование надкрановой части принимается симметричным с определением количества продольной арматуры $A_s = A'_s$ по алгоритму А2 [1] (п.2.2.1.2. [1]);
2. Армирование обеих ветвей подкрановой части выполняется одинаковым (п.2.3.1.2. [1]).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Расчет железобетонных двухветвевых колонн прямоугольного сечения (Методика расчета): Методические указания к курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности 270102/ Казан. госуд. арх.-строит. ун-т; Сост. Н.Г.Палагин. Казань: КГАСУ, 2013.
2. Конструирование железобетонных двухветвевых колонн прямоугольного сечения: Методические указания к курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности 270102/ Казан. госуд. арх.-строит. ун-т; Сост. Н.Г.Палагин. Казань: КГАСУ, 2013. - 29 с.
3. Проектирование железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами. Сбор нагрузок. Статический расчет: Методические указания к курсовому проекту по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 270102/ Казан. госуд. арх.-строит. ун-т; Сост. А.Н.Седов под ред. Б.С.Соколова. Казань: КГАСУ, 2007. - 20 с.
4. СП 20.13330.2011.Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М, 2011.