

## СРАВНЕНИЕ ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ РАМНОЙ И РАМНО-СВЯЗЕВОЙ КОНСТРУКТИВНЫХ СХЕМ

Исследования, описанные в предыдущей главе, показали, что рамно-связевая конструктивная схема является перспективной для высотного строительства в различных районах страны, в том числе сейсмических, а здания, запроектированные по этой схеме, таят в себе еще неиспользованные резервы прочности. Однако в вопросе об экономической эффективности строительства зданий рамной и рамно-связевой конструктивных схем нет единого мнения, и в литературе подчас высказываются прямо противоположные точки зрения. Поэтому этот вопрос нуждается в дополнительном анализе и обсуждении.

### § 35. ВНУТРЕННИЕ УСИЛИЯ В КОНСТРУКЦИЯХ 10-ЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ РАМНОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ

**Исходные данные для расчета здания рамной конструктивной схемы**  
Здание имеет длину  $L = 60$  м, шаг рам — 6 м, ширина здания — 12 м, пролет рам — 6 м. Высота здания  $H = 31,5$  м.

На рис. 1.40 показан план и поперечный разрез здания. Сечения колонн и ригелей по высоте здания различны. До шестого этажа включительно колонны имеют сечения  $0,4 \times 0,55$  м, а ригели —  $0,55 \times 0,4$  м. Этажи 7—10 имеют колонны сечением  $0,4 \times 0,4$ , а ригели —  $0,45 \times 0,4$  м.

Перекрытие сборное, состоит из сборных железобетонных плит ПК8-58-16 с размерами  $580 \times 199 \times 22$  см и укладывается вдоль

здания. Вместе с перекрытием укладываются железобетонные связи, которые крепятся к колоннам при помощи арматурных выпусков.

Исходные геометрические и жесткостные характеристики колонн и ригелей приведены в табл. I.28.

Таблица I.28

Наименование элемента	Сечение		$I, м^4$	$E, кг/м^2$	$EI, кгм^2$
	$h, м$	$b, м$			
К-1	0,4	0,55	$5,54 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^9$	$19,25 \cdot 10^6$
К-2	0,4	0,4	$2,133 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^9$	$7,35 \cdot 10^6$
Р-1	0,55	0,4	$3,92 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^9$	$13,65 \cdot 10^6$
Р-2	0,45	0,4	$2,10 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^9$	$7,35 \cdot 10^6$

Внутренние усилия в поперечных рамах от постоянной нагрузки и статического воздействия расчетного скоростного напора ветра определяются с помощью электронной вычислительной машины

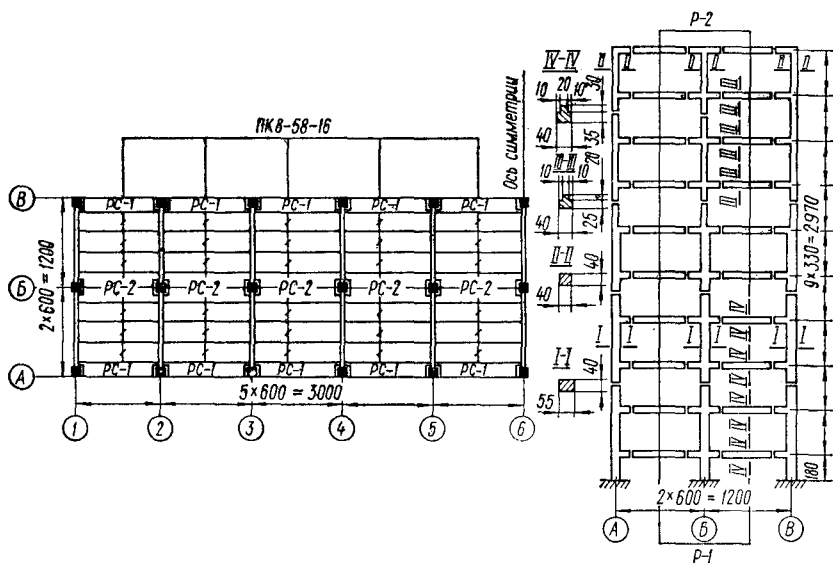


Рис. I.40. План и поперечный разрез здания. Размеры даны в см.

БЭСМ-2М по известной программе СИДР-3. Расчет выполнен по методу распределения узловых моментов (метод Кросса).

Величины изгибающих моментов и нормальных сил от постоянной и ветровой нагрузок представлены в табл. I.29 — I.31, нумерация узлов рамы — на рис. I.41.

Частоты собственных поступательных колебаний здания опреде-

ляем из уравнения

$$\begin{vmatrix} M_1\delta_{11} - \lambda_{i1} & M_2\delta_{12} & \dots & M_n\delta_{1n} \\ M_1\delta_{21} & M_2\delta_{22} - \lambda_{i1} & \dots & M_n\delta_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ M_1\delta_{n1} & M_2\delta_{n2} & \dots & M_n\delta_{nn} + \lambda_{i1} \end{vmatrix} = 0, \quad (35.1)$$

где  $M_k$  — величины сосредоточенных масс в уровне  $k$ -го перекрытия;  $\delta_{ij}$  — единичные перемещения рамы;  $\lambda_{i1} = \frac{1}{\omega_{i1}^2}$ ;  $\omega_{i1}$  — частоты поступательных колебаний.

Нагрузки, сосредоточенные в уровнях перекрытий (на одну раму), равны:

$$Q_1 = Q_2 = \dots Q_{10} = Q = 60,11 \text{ т.}$$

$$M_1 = M_2 = \dots M_{10} = M = \frac{Q}{g} =$$

$$= 6,126 \text{ т/м} \cdot \text{сек}^2.$$

Матрица единичных перемещений  $\|D_{i1}\|$  получена путем обращения матрицы единичных реакций в линейных связях, наложенных на раму в уровнях перекрытий. Обращение матрицы, как и вычисление единичных реакций по способу Красса, выполнено на ЭВМ БЭСМ-2М.

Рис. 1.41 Нумерация узлов рамы.

	31	32	33
28		29	30
25		26	27
22		23	24
19		20	21
16		17	18
13		14	15
10		11	12
7		8	9
4		5	6
1	1	2	3

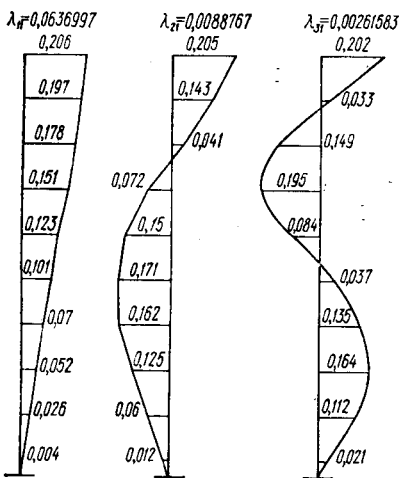
Вычисление частот и форм собственных колебаний производилось итерационным методом. Три первые формы собственных колебаний поперечных рам (и соответствующие им  $\lambda_{i1}$ ) показаны на рис. 1.42. Внутренние усилия от сейсмических воздействий для плоской расчетной схемы здания (при поступательных перемещениях перекрытий в плане). Определим сейсмические нагрузки, соответствующие  $i$ -форме колебаний поперечных рам

$$S_{i1}(x_k) = K_c \beta_{i1} \eta_k(x_k) Q_k,$$

где  $K_c$  — расчетный коэффициент сейсмичности (определяется по нормам);  $\beta_{i2}$  — коэффициент динамичности

$$\beta_{i1} = \frac{1}{T_{i1}} = \frac{\omega_{i1}}{2\pi};$$

Рис. 1.42. Формы собственных колебаний поперечной рамы.



Наименование элементов	Этаж	Номер сечения	постоянная		ветровая статическая		ветровая динамическая	
			M, мм	N, т	M, мм	N, т	M, мм	N, т
			1	2	3	(4)	(5)	(6)
Колонны наружные	I	1—4	+3,87	149,92	14,76	31,5	5,9	16
		4—1	-7,73		2,52		1,2	
	II	4—7	+6,64	134,31	13,14	27,9	5,5	14,9
		7—4	-6,95		7,74		3,0	
	III	7—10	+7,18	118,76	8,46	22,65	4,0	12,2
		10—7	-3,10		8,64		3,8	
	IV	10—13	+7,09	103,2	7,02	17,4	3,5	9,8
		13—10	-7,16		8,46		3,8	
	V	13—16	+6,98	87,65	5,94	12,75	3,2	7,6
		16—13	-6,75		7,74		3,7	
	VI	16—19	+7,58	72,05	4,78	8,82	2,8	5,5
		19—16	-8,64		5,76		3,0	
	VII	19—22	+4,86	56,66	5,22	5,22	3,0	3,5
		22—19	-6,92		4,5		2,5	
	VIII	22—25	+7,00	41,66	2,7	2,88	1,8	2,2
		25—22	-6,82		3,96		2,4	
	IX	25—25	+6,40	26,61	1,2	1,26	1,1	1,1
		28—28	-6,17		2,7		1,9	
	X	28—31	+7,32	4,49	0,06	0,36	0,3	0,3
		31—28	-8,71		1,08		1,1	

Наименование элементов	Этаж	Номер сечения	Сочетание				
			(4) + 0,3 × × (6) + + (10)	(5) + 0,3 × × (7) + + (11)	(4) + 0,3 × × (6) + + (10) + + (12) + + (13)	(5) + 0,3 × × (7) + + (11)	(4) + (6)
			M, мм	N, т	M, мм	N, т	M, мм
1	2	3	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)
Колонны наружные	I	1—4	12,9	153,72	15,57	153,7	18,57
		4—1	0,41		9,83		10,25
	II	4—7	14,88	134,84	17,18	134,84	19,78
		7—4	11,64		13,3		8,70
	III	7—10	12,79	115,88	13,69	115,88	15,54
		10—7	12,61		14,38		15,75
	IV	10—13	11,91	91,9	12,71	91,9	14,11
		13—10	12,65		13,81		15,62
	V	13—16	11,18	78,82	12,15	78,82	12,92
		16—13	11,91		12,8		14,49
	VI	16—19	11,08	12,62	12,43	12,62	12,27
		19—16	12,62		13,4		14,40

## Нагрузка

сейсмическая 7 баллов		сейсмическая 8 баллов						сейсмическая 8 баллов с учетом кручения	
Форма колебаний								M, мм	N, т
I		II	III	I		II	III		
M, мм	N, т	M, мм	M, мм	M, мм	N, т	M, мм	M, мм		
(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)
4,11		1,67	1,00	8,22		3,34	2,00	8,6	
0,84		0,3	0,12	1,68	22,10	0,60	0,24	1,77	23,3
3,86	10,11	1,5	0,80	7,72		3,00	1,60	8,1	
2,11		0,96	0,70	4,22	20,22	1,92	1,40	4,45	21,2
2,79	8,53	0,81	0,09	5,58		1,62	0,18	5,85	
2,63		1,12	0,65	5,26	17,06	2,24	1,32	5,5	18,0
2,48	6,88	0,33	0,47	4,96		0,66	0,94	5,2	
2,67		0,96	0,21	5,34	13,76	1,90	0,42	5,6	14,5
2,22	5,30	0,18	0,79	4,44		0,36	1,58	1,66	
2,58		0,57	0,35	5,16	10,6	1,14	0,70	5,42	11,2
1,94	3,83	0,63	0,72	3,88		1,26	1,44	4,10	
2,06		0,15	0,65	4,12	7,66	0,30	1,30	4,33	8,0
2,20	2,47	1,04	0,46	4,4		2,08	0,92	4,62	
1,73		0,42	0,65	3,46	4,96	0,84	1,3	3,64	5,20
1,28	1,51	1,00	0,34	2,56		2,00	0,68	2,70	
1,68		0,86	0,20	3,36	3,02	1,62	0,40	3,50	3,20
0,74	0,73	0,76	0,73	1,48		1,52	1,46	1,57	
1,32		0,99	0,47	2,64	1,46	1,98	0,94	2,78	1,53
0,23	0,24	0,30	0,46	0,46		0,60	0,92	0,47	
0,74		0,68	0,63	1,48	0,46	1,36	1,26	1,67	0,47

Продолжение табл. 1.29

## усилий

(5) + (7)	$(4) + 0,3 \times$ $\times (6) + (14) +$ $+ (16) + (17)$	$(5) + 0,3 \times$ $\times (7) + (15)$	(26) + (18)	(27) + (19)	(24) + (8)	(25) + (9)
N, т	M, мм	N, т	M, мм	N, т	M, мм	N, т
(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)	(31)
181,42	22,35 11,09	182,52	12,86	205,82	24,5 11,5	197
162,11	23,34 17,07	163,83	31,44 21,52	185,03	25,3 11,7	175,1
141,37	17,38 18,78	143,37	23,22 24,28	161,37	19,5 19,6	153,6
120,6	15,99 17,64	122,76	21,19 23,24	137,26	17,6 19,4	130,4
100,44	15,34 16,33	102,5	20,0 21,75	113,7	16,1 18,2	108,0
80,9	15,72 16,28	82,65	19,82 20,61	90,65	15,1 17,4	86,4

Наименование элементов	Этаж	Номер сечения	Сочетание				
			$(4) + 0,3 \times \times (6) + + (10)$	$(5) + 0,3 \times \times (7) + + (11)$	$(4) + 0,3 \times \times (6) + + (10) + + (12) + + (13)$	$(5) + 0,3 \times \times (7) + + (11)$	(4) + (6)
			<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>
1	2	3	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)
Колонны наружные	VII	19—22	8,80	60,87	10,03	60,87	10,08
		22—19	9,25		10,3		
	VIII	22—25	9,18	44,13	10,88	44,13	10,78
		25—22	9,82		9,05		
	XI	25—28	7,56	27,76	9,85	27,76	8,87
		28—25	8,39		8,83		
	X	28—31	7,57	4,84	11,12	4,86	9,79
		31—28	9,81				

Наименование элементов	Этаж	Номер сечения	Нагрузка					
			постоянная	ветровая — статическая	ветровая — динамическая	сейсмическая 7 баллов		
						Форма ко		
						I	II	III
<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>							
1	2	3	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Колонны внутренние	I	2—5	322,24	16,92	6,8	4,74	1,92	1,15
		5—2		1,98	0,6	0,43	0,21	0,18
	II	5—8	289,38	15,18	7,6	5,35	2,09	1,12
		8—5		14,22	5,8	4,05	1,69	1,06
	III	8—11	256,39	16,2	7,3	15,13	1,63	0,40
		11—8		16,2	7,0	4,92	4,85	0,85
	IV	11—14	223,44	12,56	6,7	4,7	0,87	0,51
		14—11		15,16	7,0	4,9	1,39	0,05
	V	14—17	190,46	11,88	6,2	4,30	0,05	1,13
		17—14		13,14	5,5	4,53	0,69	0,76
	VI	17—20	157,57	10,44	5,7	4,05	0,81	1,28
		20—17		12,06	6,4	4,47	0,23	1,31
	VII	20—23	124,27	8,1	4,8	3,35	1,39	0,71
		23—20		7,56	4,2	2,98	0,92	0,86
	VIII	23—26	91,64	5,58	3,6	2,54	1,68	0,32
		26—23		4,86	4,0	2,82	1,56	0,08
	IX	26—29	59,10	3,06	2,3	1,64	1,42	1,04
		29—26		4,32	3,0	2,07	1,58	0,83
	X	29—32	26,69	1,08	1,2	0,81	0,81	0,89
		32—29		1,98	1,8	1,28	1,18	1,08

усилия						
(5) + (7)	$\frac{(4) + 0,3 \times (6) + (14) + (16) + (17)}{+}$	$\frac{(5) + 0,3 \times (7) + (15)}{\times}$	(26) + (18)	(27) + (19)	(24) + (8)	(25) + (9)
<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>
(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)	(31)
61,9	14,00 13,12	63,34	18,62 17,76	68,54	13,2 13,0	85,4
44,54	13,14 13,52	45,64	15,84 17,02	48,84	11,5 13,2	46,4
27,87	11,28 12,63	28,49	12,85 15,41	30,02	8,8 10,8	29,0
4,85	9,32	5,07 13,17	9,79 14,74	5,54	7,7 10,9	5,2

Таблица 1.30

сейсмическая 8 баллов				Сочетание усилий				
лебаний			сейсмическая 8 баллов с учетом кручения	0,3 · (5) + (7)	0,3 · (5) + (7) + (8) + (9)	0,3 · (5) + (10) + (11) + (12)	(13) + (16)	(5) + (6)
I	II	III						
<i>M, тм</i>								
(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
9,48	3,84	2,30	10,0	10,38	13,47	21,2	31,2	23,7
0,86	0,42	0,36	9,0	1,09	1,48	2,30	11,30	2,6
10,7	4,18	2,24	11,35	11,41	14,62	22,2	33,6	25,8
8,1	3,38	2,12	8,50	8,79	11,54	18,34	26,84	20,0
10,26	3,26	0,80	10,8	10,53	12,56	19,72	32,5	23,5
9,84	3,70	1,40	10,3	10,32	13,02	20,64	30,9	23,2
9,40	1,74	1,02	9,9	9,32	10,70	16,78	26,68	21,8
9,40	2,78	0,1	10,3	9,95	11,39	17,24	27,54	20,9
8,6	0,1	2,26	9,0	8,26	9,44	14,92	23,92	18,2
9,1	1,38	1,52	9,5	8,91	11,36	16,38	25,82	19,6
9,1	1,62	2,56	8,50	7,53	9,62	16,76	25,26	17,8
8,94	1,46	2,62	9,40	8,49	10,03	16,04	25,44	16,8
6,7	2,78	1,42	7,0	6,05	8,15	13,6	20,6	12,9
5,96	1,84	1,72	6,25	5,50	7,28	12,04	18,29	11,8
5,08	3,35	0,64	5,4	4,40	6,40	10,94	16,34	9,2
5,64	3,12	0,16	5,9	4,44	6,0	10,54	16,44	8,9
3,28	2,84	2,08	3,6	2,66	5,12	8,22	11,72	5,4
4,14	3,16	1,66	4,4	3,51	5,92	10,4	14,8	7,3
1,62	1,62	1,78	1,7	1,17	2,83	5,38	7,08	2,3
2,56	2,36	8,74	2,2	1,94	4,20	2,2	10,94	3,8

Наименование элементов	Этаж	Номер сечения	Нагрузка					
			постоянная	ветровая — статическая	ветровая — динамическая	сейсмическая 7 баллов		
						Форма ко		
						I	II	III
<i>M, тм</i>								
1	2	3	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Ригели	I	4—5	14,37	10,14	4,30	1,02	1,20	0,68
		5—4	16,84	10,08	5,2	2,89	1,15	0,65
	II	7—8	14,13	16,17	7,0	4,90	1,77	0,79
		8—7	16,96	15,15	6,6	4,59	1,66	0,73
	III	10—11	14,19	15,9	7,3	5,11	1,45	0,18
		11—10	16,93	15,0	6,9	4,81	1,36	0,17
	IV	13—14	14,14	14,4	7,0	4,89	0,77	0,58
		14—13	16,96	13,5	6,6	4,60	0,72	0,54
	V	16—17	14,33	12,42	6,4	4,52	0,06	1,07
		17—16	16,87	11,7	6,2	4,29	0,06	1,02
	VI	19—20	13,50	11,1	6,1	4,26	0,89	1,11
		20—19	17,28	10,2	5,6	3,91	0,81	1,01
	VII	22—23	13,02	7,2	4,3	3,01	1,42	0,31
		23—22	16,98	6,6	4,0	2,76	1,30	0,27
	VIII	25—26	13,22	5,22	3,5	4,42	1,63	0,53
		26—25	16,88	4,28	3,2	2,23	1,49	0,48
	IX	28—29	13,49	2,83	2,2	1,55	1,29	0,93
		29—28	16,75	2,7	2,1	1,44	1,19	0,86
	X	31—32	8,71	1,2	1,1	0,74	0,68	0,63
		32—31	14,27	0,9	0,9	0,64	0,59	0,54

$\eta_i(x_k)$  — коэффициент, учитывающий форму колебаний,

$$\eta_i(x_k) = \frac{X_i(x_k) \sum_{k=1}^n Q_k X_i(x_k)}{\sum_{k=1}^n Q_k X_i^2(x_k)};$$

$Q_k$  — нагрузки на одну раму, сосредоточенные в уровнях перекрытий (собственный вес конструкций, полезная нагрузка и т. д.);  $X_i(x_k)$  — ординаты форм собственных колебаний поперечных рам.

Значения изгибающих моментов и нормальных сил поперечной рамы даны в табл. I.29—I.31.

Внутренние усилия от сейсмических воздействий для пространственной расчетной схемы здания (с учетом поворота перекрытий в плане). При крутильных колебаниях наиболее нагруженными являются крайние рамы каркаса. Величины сейсмических нагрузок на них будут

$$S_{i2}(x_{k,0}) = \frac{C^{(i)} s_{i2}(x_k, 0)}{m \omega_{i2}^2},$$



сейсмическая 8 баллов лебаний			сейсмическая 8 баллов с учетом кру- чения	Сочетание усилий					
				(4) + 0,3X (5) + (7)	(4) + 0,3X + (5) + (6) + (9)	(4) + (5)	(4) + 0,3X + (5) + (10) + (11) + (12)	(13) + (17)	(6) + (16)
I	II	III		M, тм					
(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)
6,0	2,40	1,36	6,4	20,77	22,65	24,51	27,51	33,9	28,8
5,78	2,30	1,30	6,1	23,09	24,89	26,92	29,58	35,7	31,1
9,8	3,54	1,58	10,3	24,62	27,18	30,90	34,64	44,9	37,9
9,18	3,32	1,46	9,6	26,60	28,99	32,11	35,97	45,6	38,7
10,22	2,9	0,36	10,8	24,59	26,04	30,06	32,96	43,8	37,14
9,62	2,72	0,34	10,1	26,12	28,08	31,85	34,6	44,7	38,8
9,75	1,51	1,16	10,3	23,81	25,16	28,55	31,4	41,7	35,6
9,2	1,42	1,08	9,5	26,06	27,32	30,46	33,16	42,8	37,1
9,0	0,12	2,14	9,5	22,99	24,12	26,74	29,73	39,2	33,2
8,58	0,12	2,0	9,0	25,06	26,14	28,58	29,1	38,1	34,8
8,52	1,78	2,22	8,95	21,42	23,32	24,48	29,68	38,6	30,6
7,82	1,62	2,0	8,2	24,55	26,37	27,36	32,09	40,3	33,0
6,0	2,8	0,62	6,3	18,41	20,14	20,16	24,82	31,1	24,5
5,52	2,6	0,54	5,8	21,92	23,49	23,52	27,82	33,5	27,5
4,84	3,26	1,06	5,10	17,38	19,54	18,45	24,12	29,2	22,0
4,46	2,98	0,96	4,70	20,73	22,42	15,74	25,3	30,0	19,0
3,1	2,58	1,86	3,5	16,00	18	16,37	22,0	25,5	18,6
2,8	2,38	1,72	3,0	19,09	21,14	19,48	24,60	27,5	21,6
1,48	1,36	1,26	1,5	9,83	11,14	9,85	13,19	14,69	11,0
1,28	1,18	1,08	1,3	15,04	16,17	15,26	18,14	19,44	16,2

где  $C^{(i)}$  — жёсткости толкающих опор поперечных рам;  $s_{i2}(x_k, 0)$  — интенсивность сейсмических нагрузок при крутильных колебаниях (на торцах здания);  $m$  — величина масс, сконцентрированных в уровнях перекрытий (на погонный метр длины здания);  $m = 1,02 m \cdot \text{сек}^2/\text{м}^2$ ;  $\omega_{i2}$  — частоты собственных крутильных колебаний.

Жёсткость толкающих опор поперечных рам

$$C^{(1)} = m\omega_{11}^2 = \frac{M}{\lambda_{11}} = \frac{6,126 \cdot 10^3}{0,0637} = 0,096 \cdot 10^6 \text{ кг/м.}$$

Первая частота собственных крутильных колебаний

$$\omega_{12}^2 = \frac{\sum_{p=1}^{t_2-1} C^{(1)} y_p^2}{I_p \frac{M(t_2-1)}{F}} = \frac{0,096 \cdot 10^6 \cdot 3960}{224,64 \cdot 10^3 \frac{6,126 \cdot 10^3 (11-1)}{720}} = 20 \text{ сек}^{-2};$$

$$\omega_{12} = 4,47 \text{ сек}^{-1},$$

где  $y_p$  — расстояния от центра масс до поперечных рам;  $t_2$  — число рам ( $t_2 = 11$ );

$$\sum_{p=1}^{t_2-1} y_p^2 = (30^2 + 24^2 + 18^2 + 12^2 + 6^2) \cdot 2 = 3960 \text{ м}^2;$$

$I_p$  — полярный момент инерции перекрытия здания (в плане);

$$I_p = I_z + I_y = \frac{12 \cdot 60^3}{12} + \frac{60 \cdot 12^3}{12} = 224,64 \cdot 10^3 \text{ м}^4;$$

$F$  — площадь перекрытия.

Интенсивность сейсмической нагрузки определяется по формуле

$$s_{12}(x_k, 0) = K_c \beta_{12} \eta_{11}(x_k) \tau_2(0) q_k,$$

где  $q_k = \frac{Q_k(t_2 - 1)}{L}$  — распределенная погонная нагрузка, приведенная к уровням перекрытий.

Период собственных колебаний

$$T_{12} = \frac{2\pi}{\omega_{12}} = \frac{6,28}{4,47} = 1,4 \text{ сек.}$$

Коэффициент динамичности  $\beta_{12} = 0,8$ . Коэффициент формы по высоте:

$$\eta_{11}(x_k) = \frac{X_1(x_k) \sum_{k=1}^{10} X_1(x_k)}{\sum_{k=1}^{10} X_1^2(x_k)}.$$

Коэффициент  $\tau_2(y)$ , учитывающий форму колебаний перекрытия, будет

$$\tau_2(y) = \left(1 - \frac{2y}{L}\right) \mu_1,$$

где  $\mu_1$  — коэффициент, определяемый по графику рис. II.6 (см. раздел II) в зависимости от отношения длины здания к скорости распространения сейсмических волн в грунте.

Значения изгибающих моментов и нормальных сил в крайних рамах (по торцам) приведены в табл. I.29—I.31.

Внутренние усилия от динамического воздействия пульсаций скоростного напора ветра определены по методике, изложенной в предыдущей главе.

Частота собственных колебаний при  $i = 1$

$$\omega_{11}^2 = \frac{1}{\lambda_{11}} = \frac{1}{0,0637} = 15,7 \text{ сек}^{-2}; \quad \omega = 3,96 \text{ сек}^{-1}.$$

$$T_{11} = \frac{2\pi}{\omega_{11}} = \frac{6,28}{3,96} = 1,56 \text{ сек.}$$

Динамический коэффициент  $\xi_{11} = 2,5$ . Перемещение верха здания от динамических воздействий ветра равно 1,82 см. Значения внутренних усилий в поперечных рамах от динамического воздействия ветра представлены в табл. I.29—I.31.

Расчетные усилия. При определении расчетных усилий учитывались различные сочетания временных и постоянных нагрузок. Из комбинации в табл. I.29—I.31 имеем следующее:

для районов с 7-балльной сейсмикой внутренние усилия в поперечной раме для второго сочетания нагрузок (постоянная + 100% ветровой) приблизительно на 10—15% превышают внутренние усилия первого (постоянная + 30% ветровой + 100% сейсмической); при 8-балльных землетрясениях более невыгодным является первое сочетание, в котором внутренние усилия больше внутренних усилий второго тоже на 10—15%

### § 36. ВНУТРЕННИЕ УСИЛИЯ В КОНСТРУКЦИЯХ 10-ЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ РАМНО-СВЯЗЕВОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ

Исходные данные для расчета здания рамно-связевой конструктивной схемы (табл. I.32). На рис. I.35 показан план и поперечный разрез здания. Поперечные сечения колонн на 1—6 этажах —  $0,4 \times 0,4$ ; на 7—10 —  $0,3 \times 0,3$  м.

Перекрытие сборное, состоит из железобетонных многопустотных плит ПК8-58-16 с размерами  $580 \times 199 \times 22$  см.

Таблица I.32

Наименование элемента	$h$ , м	$b$ , м	$I$ , м <sup>4</sup>	$E$ , кг/м <sup>2</sup>	$EI$ , кг·м <sup>2</sup>
К-1	0,4	0,4	$2,133 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^9$	$7,4666 \cdot 10^6$
К-2	0,3	0,3	$0,675 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^9$	$2,36 \cdot 10^6$
Р-1	0,45	0,4	$2,101 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^9$	$7,35 \cdot 10^6$

В торцах здания и посередине (см. рис. I.35) имеются диафрагмы жёсткости, состоящие из сборных железобетонных плит размерами  $560 \times 285 \times 12$ ;  $560 \times 160 \times 12$  и  $560 \times 135 \times 12$  см.

Внутренние усилия поперечных рам от постоянной нагрузки определены с помощью ЭВМ БЭСМ-2М по программе СИДР-3. Величины изгибающих моментов и нормальных усилий приведены в табл. I.33—I.35.

Внутренние усилия от статического воздействия расчетного скоростного напора ветра определены для двух вариантов: без учета и с учетом поддерживающего влияния вертикальных диафрагм. При сравнении вариантов установлено, что при учете пространственной работы здания нагрузки, действующие на поперечную раму, уменьшились в 2,5—4 раза. На столько же уменьшились внутренние усилия. Величины последних в наиболее нагруженной поперечной раме с учетом работы диафрагм жёсткости приведены в табл. I.33—I.35.

Внутренние усилия от сейсмических нагрузок определены также для двух вариантов: без учета и с учетом вертикальных диафрагм жёсткости. В последнем случае учтены деформации перекрытий в своей плоскости как при формировании, так и при распределении сейсмических нагрузок.

Наименование элементов	Этаж	Номер сечения	Нагрузка							
			постоянная		ветровая статическая		ветровая динамическая		сейсмическая 7 баллов	
			<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>
1	2	3	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Колонны наружные	I	1—4	+3,72	145,75	4,90	12,20	0,96	3,0	0,67	2,1
		4—1	-7,43		0,30		0,09		0,06	
	II	4—7	+6,36	130,29	4,70	10,80	0,97	2,7	0,67	1,9
		7—4	-6,64		3,27		0,64		0,44	
	III	7—10	+6,85	114,90	3,25	8,95	0,74	2,9	0,51	1,6
		10—7	-6,78		3,48		0,73		0,51	
	IV	10—13	+6,78	99,5	2,79	6,67	0,67	1,8	0,47	1,3
		13—10	-6,84		3,22		0,72		0,50	
	V	13—16	+6,65	84,11	2,94	4,9	0,61	1,4	0,42	1,0
		16—13	-6,4		2,88		0,69		0,49	
	VI	16—19	+7,35	68,65	1,88	3,36	0,52	1,0	0,36	0,7
		19—16	-8,53		2,26		0,57		0,40	
	VII	19—22	+3,93	53,53	1,84	2,07	0,52	0,66	0,36	0,4
		22—19	-4,61		1,98		0,54		0,38	
	VIII	22—25	+5,21	39,33	1,20	1,10	0,37	0,4	0,25	0,1
		25—22	-5,13		1,45		0,47		0,30	
	IX	25—28	+4,99	25,05	0,71	0,44	0,25	0,2	0,17	0,1
		28—25	-4,95		0,94		0,31		0,22	
	X	28—31	+5,31	10,71	0,16	0,11	0,11	0,2	0,07	0,05
		31—28	-5,71		0,35		0,17		0,12	

Наименование элементов	Этаж	Номер сечения	Нагрузка				
			постоянная	ветровая статическая	ветровая динамическая	сейсмическая 7 баллов	сейсмическая 8 баллов
			<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>M, тм</i>	<i>M, тм</i>	<i>M, тм</i>
1	2	3	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Колонны внутренние	I	2—5	330,57	5,82	1,2	0,79	1,58
		5—2		1,52	0,3	0,19	0,38
	II	5—8	297,42	6,70	1,4	0,96	1,92
		8—5		5,78	1,2	0,8	1,6
	III	8—11	264,11	6,15	1,4	0,94	1,88
		11—8		6,20	1,3	0,92	1,84
	IV	11—14	230,84	5,31	1,3	0,87	1,74
		14—11		5,68	1,3	0,90	1,8
	V	14—17	197,54	4,58	1,1	0,79	1,58
		17—14		4,92	1,2	0,83	1,66
	VI	17—20	164,36	3,96	1,05	0,73	1,46
		20—17		4,50	1,2	0,80	1,6
	VII	20—23	130,54	2,76	0,8	0,55	1,1
		23—20		2,99	0,8	0,57	1,14
	VIII	23—26	96,31	2,16	0,7	0,45	0,9
		26—23		2,28	0,7	0,45	0,9

сейсмическая 8 баллов		Сочетание усилий								
		$(4) + 0,3 \times$ $(6) +$ $\times +$ $(10)$	$(5) + 0,3 \times$ $(7) +$ $\times +$ $(11)$	$(4) + (6)$	$(5) + (7)$	$(4) + 0,3 \times$ $(6) +$ $\times +$ $(12)$	$(5) + 0,3 \times$ $(7) +$ $\times +$ $(13)$	$(4) + (6) +$ $(8)$	$(5) + (7) +$ $(9)$	
		<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	
(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	
1,34		5,86		8,62		6,53		9,6		161,4
0,12	4,2	7,58	149,47	7,73	157,95	7,63	151,51	7,8		
1,34		8,44		11,06		9,11		12,0		143,84
0,88	3,8	8,08	133,53	9,91	141,09	8,52	135,43	10,6		
1,02		8,34		10,10		8,85		10,8		126,5
1,02	3,2	8,33	119,81	10,26	123,85	8,84	120,78	11,0		
0,94		8,08		9,55		8,55		10,2		108,7
1,0	2,6	8,31	102,83	10,06	106,17	8,81	104,1	10,8		
0,84		7,77		8,99		8,19		9,6		90,4
0,98	2,0	7,76	86,58	9,29	89,01	8,25	87,58	9,9		
0,72		8,28		9,23		8,64		9,8		73,2
0,80	1,4	9,58	70,37	10,79	72,02	9,98	71,07	11,4		
0,72		4,84		5,67		5,20		6,2		56,3
0,76	0,8	5,59	54,55	6,53	55,6	5,97	54,95	7,1		
0,50		5,82		6,41		6,07		6,8		40,8
0,60	0,2	5,86	39,76	6,58	40,40	6,16	39,86	7,1		
0,34		5,37		5,70		5,54		6,0		25,7
0,44	0,1	5,43	25,18	5,89	25,49	5,65	25,18	6,0		
0,14		5,43		5,47		5,50		5,6		10,9
0,24	0,05	5,94	10,77	6,06	10,75	6,06	10,77	6,2		

Таблица 1.34

Сочетание усилий						
$0 + 0,3 \times$ $(5) +$ $(7)$	$(4) + 0,3 \times 0 + 0$	$0 + (5)$	$(4) + 0$	$0 + 0,3 \times$ $(5) + (8)$	$(4) + 0,3 +$ $+ 0$	$0 + (5) +$ $(6)$
<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>
(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
2,53		5,82		3,32		7,0
0,64	330,57	1,52	330,57	0,83	330,57	1,8
2,97		6,7		3,93		8,3
2,53	297,42	5,78	297,42	3,33	297,42	7,0
2,79		6,15		3,73		7,6
2,78	264,11	6,20	264,11	3,70	264,11	7,5
2,46		5,31		3,33		6,6
2,61	230,24	5,68	230,24	3,51	230,24	7,0
2,17		4,58		2,96		5,7
2,30	197,54	4,92	197,54	3,13	197,54	6,1
1,92		3,96		2,65		6,1
2,15	164,36	4,50	164,36	2,95	164,36	6,7
0,37		2,96		1,92		3,6
1,47	130,54	2,99	130,54	2,04	130,54	3,8
1,10		2,16		1,55		2,9
1,14	96,37	2,28	96,31	1,59	96,31	3,0

Наименование элементов	Этаж	Номер сечения	Нагрузка				
			постоянная	ветровая статическая	ветровая динамическая	сейсмическая 7 баллов	сейсмическая 8 баллов
			<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>M, тм</i>	<i>M, тм</i>	<i>M, тм</i>
1	2	3	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Колонны внутренние	IX	26—29	62,22	1,29	0,45	0,3	0,6
		29—26		1,45	0,35	0,33	0,66
	X	29—32	28,2	0,47	0,2	0,16	0,32
		32—29		0,55	0,2	0,17	0,34

Наименование элементов	Этаж	Номер сечения	Нагрузка				
			постоянная		ветровая статическая	ветровая динамическая	сейсмическая 7 баллов
			<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>M, тм</i>	<i>M, тм</i>
1	2	3	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Ригели	I	4—5	-13,79	2,26	4,40	0,9	0,61
		5—4	-17,14		4,12	0,8	0,57
	II	7—8	-23,49	-0,19	6,50	1,4	0,95
		8—7	-17,29		5,95	1,3	0,94
	III	10—11	-13,56	0,01	6,23	1,4	0,97
		11—10	-17,25		5,75	1,3	0,89
	IV	13—14	-13,49	0,17	5,56	1,3	0,92
		14—13	-17,29		5,13	1,2	0,83
	V	16—17	-13,76	-0,65	4,76	1,2	0,82
		17—16	-17,15		4,44	1,1	0,78
	VI	19—20	-12,46	2,22	4,1	1,1	0,75
		20—19	-17,80		3,64	1,0	0,67
	VII	22—23	-9,82	-0,54	3,17	0,9	0,63
		23—22	-18,58		2,58	0,7	0,53
	VIII	25—26	-10,12	0,12	2,16	0,7	0,47
		26—25	-18,43		1,77	0,6	0,39
	IX	28—29	-10,26	-0,32	1,11	0,4	0,30
		29—28	-18,36		0,92	0,3	0,26
	X	31—32	-5,71	3,34	0,34	0,17	0,12
		32—31	-15,78		0,27	0,13	0,01

Величины внутренних усилий в наиболее нагруженной поперечной раме от сейсмических воздействий с учетом работы диафрагм жёсткости приведены в табл. I.33—I.35.

Сравнение эпюр от сейсмических воздействий с учетом и без учета работы диафрагм показало, что в первом случае нагрузки и внутренние усилия уменьшились приблизительно в 5,5 раза.

Внутренние усилия от динамического воздействия пульсаций скоростного напора ветра определены по методике, изложенной в предыдущей главе (см. табл. I.33—I.35).

Сочетание усилий						
$0+0,3+(5)+$ $+(7)$	$(4)+0,3\times 0+0$	$0+(5)$	$(4)+0$	$0+0,3\times$ $\times(5)+(8)$	$(4)+0,3+$ $+0$	$0+(5)+$ $+(6)$
<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>
(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
0,69	62,22	1,29	62,22	0,99	62,22	1,7
0,77		1,45		1,1		1,8
0,30	28,2	0,47	28,30	0,46	28,30	0,7
0,33		0,55		0,5		0,8

Таблица 1.35

Сочетание усилий							
сейсмиче- ская 8 баллов	$(4)+0,3\times$ $\times(6)+(8)$	$(5)+0,3\times$ $\times 0+0$	$(4)+(6)$	$(5)+0$	$(4)+0,3\times$ $\times(6)+(9)$	$(5)+0,3\times$ $\times 0+0$	$(4)+(6)+$ $+(7)$
<i>M, тм</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>	<i>N, т</i>	<i>M, тм</i>
(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
1,22	15,72		18,19		16,33		19,1
1,14	18,94	2,26	23,26	2,26	19,51	2,26	24,1
1,90	16,39		19,94		17,34		21,4
1,88	20,02	-0,19	23,24	-0,19	20,96	-0,19	24,5
1,94	16,4		19,79		17,37		21,2
1,78	19,87	0,01	23,0	0,01	20,75	0,01	24,3
1,82	15,08		19,35		16,00		20,4
1,65	19,66	0,17	24,42	0,17	20,49	0,17	23,6
1,64	16,01		18,52		16,83		19,7
1,56	19,26	-0,65	21,59	-0,65	20,04	-0,65	22,7
1,50	14,44		16,56		15,19		17,8
1,34	18,96	2,22	21,44	2,22	19,73	2,22	22,4
1,26	11,4		12,99		12,03		13,9
1,06	19,89	-0,54	21,16	-0,54	20,42	0,54	21,9
0,94	11,24		12,28		11,71		13,0
0,78	19,35	0,12	20,02	0,12	19,74	0,12	20,6
0,60	10,89		11,37		11,19		11,8
0,52	18,9	-0,32	19,28	-0,32	19,16	0,32	19,6
0,24	5,93		6,05		6,05		6,1
0,02	15,87	3,34	16,05	3,34	15,88	3,34	16,0

Расчетные усилия. Для определения расчетных усилий рассмотрены две комбинации нагрузок: 1) постоянная, ветровая (30%) и сейсмическая (100%); 2) постоянная и ветровая (100%) нагрузки.

Сравнение (см. табл. 1.33—1.35) показало, что для второй комбинации нагрузок внутренние усилия на 26—30% больше, чем для первой (при 8-балльной сейсмике). Эти усилия и приняты в качестве расчетных

Сравнение выполнено по расходу материалов и по стоимости возведения железобетонного каркаса. В табл. I.36—I.39 представлены сечения, расчетные внутренние усилия и армирование элементов каркаса зданий. В табл. I.40, I.41 дан расход арматуры и бетона для конструктивных элементов здания.

Расход арматуры и бетона в зданиях с рамным каркасом соответственно на 20 т и 42 м<sup>3</sup> больше, чем в зданиях с рамно-связевым каркасом (в обоих случаях применяется бетон марки 400). В соответ-

Таблица I.36\*

Колонна	Этаж	Сечение	Размеры сечения, м		Внутренние усилия		Армирование	
			b	h	M, тм	N, т	D, мм	F <sub>a</sub> , см <sup>2</sup>
<i>При семи баллах</i>								
Наружная	I	1—4	0,4	0,55	21,2	204,7	4Ø16	8,04
	II	4—7	0,4	0,55	27,9	183,7	4Ø16	8,04
	VII	19—22	0,4	0,4	14,7	67,1	4Ø14	6,16
Внутренняя	I	2—5	0,4	0,55	26,9	322,2	4Ø22	15,2
	II	5—8	0,4	0,55	29,5	289,4		
	VII	20—23	0,4	0,4	15,1	124,3	4Ø14	6,16
<i>При восьми баллах</i>								
Наружная	I	1—4	0,4	0,55	30,95	205,8	4Ø16	8,04
	II	4—7	0,4	0,55	31,44	185,0		
	VII	19—22	0,4	0,4	18,62	68,5	4Ø14	6,16
Внутренняя	I	2—5	0,4	0,55	31,2	322,2	4Ø25	19,6
	II	5—8	0,4	0,55	33,6	289,4		
	VII	22—23	0,4	0,4	20,6	124,3	4Ø16	8,04

\*Рамный каркас (бетон марки 400).

Таблица I.37

Колонна	Этаж	Сечение	Размеры сечения, м		Внутренние усилия		Армирование	
			b	h	M, тм	N, т	D, мм	F <sub>a</sub> , см <sup>2</sup>
<i>При семи баллах</i>								
Наружная	I	1—4	0,4	0,55	21,2	205	6Ø24	27,14
	II	4—7	0,4	0,55	27,9	183	6Ø24	27,14
	VII	19—22	0,4	0,40	14,7	67	6Ø24	27,14
Внутренняя	I	2—5	0,4	0,55	26,9	322	9Ø28	55,4
	II	5—8	0,4	0,55	29,5	289	8Ø27	45,8
	VII	20—23	0,4	0,40	15,1	124	6Ø25	29,5



Колонна	Этаж	сече- ние	Размеры сечения, м		Внутренние усилия		Армирование	
			b	h	M, тм	M, т	D, мм	F <sub>a</sub> , см <sup>2</sup>
<i>При восьми баллах</i>								
Наружная	I	1—4	0,4	0,55	31,0	205	6Ø27	34,4
	II	4—7	0,4	0,55	31,5	185	6Ø25	29,5
	VII	19—22	0,4	0,40	18,6	69	6Ø27	39,9
Внутренняя	I	2—5	0,4	0,55	31,2	322	9Ø28	55,4
	II	5—8	0,4	0,55	33,6	289	9Ø28	55,4
	VII	20—23	0,4	0,40	20,6	124	9Ø20	28,3

\* Рамный каркас (бетон марки 200).

Таблица I.38\*

Колонна	Этаж	Сече- ние	Размеры сече- ния, м		Внутренние уси- лия		Армирование	
			b	h	M, тм	N, т	D, мм	F <sub>a</sub> , см <sup>2</sup>
Наружная	I	1—4	0,4	0,4	8,62	158	4Ø14	6,16
	II	4—7	0,4	0,4	11,1	141	4Ø14	6,16
	VII	22—19	0,3	0,3	6,53	55	4Ø12	4,52
	VIII	25—22	0,3	0,3	6,58	40	4Ø12	4,52
Внутренняя	I	2—5	0,4	0,4	5,82	330	4Ø14	6,16
	II	5—8	0,4	0,4	6,70	297	4Ø20	12,50
	VII	23—20	0,3	0,3	3,0	130	4Ø20	12,56

\* Рамно-связевой каркас (бетон марки 200).

Таблица I.39\*

Каркас	Этаж	Ригель	Размеры сечения, м		M, тм	Армирование		
			b	h		D, мм	F <sub>a</sub> , см <sup>2</sup>	
<i>При семи баллах</i>								
Рамный	III	11—10	0,2	0,55	42,0	6Ø24	27,14	
	VII	23—22	0,2	0,45	29,3	4Ø27	23,0	
<i>При восьми баллах</i>								
Рамно-связевой	II	8—7	0,2	0,55	45,6	6Ø25	29,45	
	VII	23—22	0,2	0,45	33,6	6Ø24	27,14	
Рамно-связевой	I	5—4	0,2	0,45	23,3	7Ø18	17,81	
	VII	23—22	0,2	0,45	21,2			

\* Бетон марки 400.

Таблица 1.40

Расход материала	Здание из бетона марки 200 с каркасом			Здание из бетона марки 400 с каркасом		
	рамным		рамно-связевым	рамным		рамно-связевым
	При землетрясении в баллах			При землетрясении в баллах		
	7	8	7—8	7	8	7—8
Бетона на одну раму, м <sup>3</sup>	33,9	33,9	28,8	33,9	33,9	28,8
Арматуры на одну раму, т	4,9	5,5	2,2	3,1	3,15	1,93
Цементы на одну раму, т	9	9	7,35	14,8	14,8	12,6
Арматуры на 1 м <sup>3</sup> бетона рамы, кг	144	161	70,2	91	93	61,5
Арматуры на все рамы, т	53,9	60,5	27,5	34,1	34,7	24,1
Бетона на все рамы, м <sup>3</sup>	342,9	372,9	392,7	372,9	372,9	392,7
Цементы марки 400 на все рамы, т	99	99	104	162,6	162,6	159,2
Расход арматуры на диафрагмы здания, т	—	—	2,88	—	—	—
Бетона на диафрагмы, м <sup>3</sup>	—	—	76,5	—	—	—

Наименование элементов	Здание с рамным каркасом				
	Марка бетона	Арматура, т	Бетон, м <sup>3</sup>	Расход арматуры, кг/м <sup>3</sup>	Стоимость единицы, руб.
Колонны	400	21,4	259	82,5	42,0
Ригеля	400	18,4	110,7	166	48,3
Связи	200	24,3	353,0	69	43,81
Перекрытия	200	35,7	591,0	60,5	42,0
Диафрагмы	—	—	—	—	—
Всего	—	99,8	1313,7	—	—

ствии с увеличением расхода материалов увеличивается и стоимость каркаса первого типа.

В рамно-связевом каркасе горизонтальные усилия на поперечные рамы резко снижаются за счет поддерживающего влияния вертикальных диафрагм. В силу этого допустимо снизить марку бетона, приняв её равной 200. В этом случае расход цемента на каркасное здание снизится на 58,6 т.

\*\*\*

Сравнение экономической эффективности строительства каркасных зданий различных конструктивных схем показало, что для зданий высотой десять и более этажей рамно-связевой вариант является

более экономичным. Без вертикальных диафрагм поперечные сечения рам значительно возрастают, увеличивается деформативность здания и ухудшается его устойчивость в поперечном направлении.

Пространственная работа каркасных зданий, имеющих плоские диафрагмы жёсткости по торцам, без промежуточных диафрагм или с одной-двумя промежуточными, эффективно проявляется до высоты 13—15 этажей. Эффект значительного снижения пространственной работы следует рассматривать как признак неэкономичности данной конструктивной схемы при дальнейшем росте этажности. Увеличением числа плоских диафрагм можно добиться достаточной жёсткости, прочности и устойчивости каркаса, но здание в целом будет экономически невыгодным. В зданиях с консолями-открылками пространственная работа будет проявляться при любой этажности, но их экономическая эффективность будет ограничиваться также примерно 13—15 этажами. Пространственная работа средней части здания по мере роста его этажности затухает. Здания высотой 15—20 этажей более выгодно проектировать по пространственно-связевой схеме, в которой диафрагмы жёсткости состоят из нескольких железобетонных стенок, образующих единую складчатую систему, и в которой снова эффективно проявляется пространственная работа. Для зданий высотой более 20 этажей её эффективность может быть

Таблица 1.41

Общая стоимость, руб.	Здание с рамно-связевым каркасом					
	Марка бетона	Арматура, т	Бетон, м <sup>3</sup>	Расход арматуры, кг/м <sup>2</sup>	Стоимость единицы, руб.	Общая стоимость, руб.
10 878	400	6,48	141,6	46,0	40,79	5769
5347	400	13,7	173,8	79,0	39,0	6778
15 465	300	18,3	216,6	84,0	46,56	10 085
24 822	200	35,7	591,0	60,5	42,0	24 822
—	200	5,6	148,7	38,0	35,7	5309
56 512	—	79,78	1271,7	—	—	52 762

достигнута за счет компоновки вертикальных диафрагм в виде пространственного ядра жёсткости: использование эффекта формы сооружения, работы консолей-открылков и закручивания центральной группы диафрагм.