

**МИНИСТЕРСТВА ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН**

**ТАШКЕНТСКИЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ
ИНСТИТУТ**

**Кафедра: «СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И
СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ»**

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

По дисциплине

«СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ»

по теме

**«РАСЧЕТ ДВУХЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ НА
СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ»**

ТАШКЕНТ – 2006

Настоящее методическое указание по курсу «Сейсмостойкость сооружений» предназначено для студентов магистратуры и бакалавриатуры строительного направления. В методическом указании подробно изложен практический расчет двухэтажного каркасного здания на сейсмические воздействия. Студент, выбрав свой вариант по шифру, может пользоваться данной методичкой в качестве образца при выполнении своей расчетно-графической работы.

Составители:

к.т.н. доц. Хабилов Б.А.
к.т.н. доц. Якубов Ш.М.
асс. Рахмонов Б.К.

Рецензенты:

к.т.н. доц. Сагдиев Х.А.
к.т.н. доц. Назарова М.К.

Ответственный редактор:

к.т.н. доц. Рахимбаев А.Г.

Таблица 1

Исходные данные для расчета

Первая цифра шифра	Класс бетона	Расчетная балльность	Сечение ригеля, см				ℓ , м	Вторая цифра шифра	H_1 , м	Сосредоточенные нагрузки		Сечение крайних колонн		Третья цифра шифра	H_2 , м	Сечение средних колонн		Категория грунта	Шаг колонн L , м
			b_1	b_2	h_1	h_2				Q_1 , кН	Q_2 , кН	h , см	b , см			h' , см	b' , см		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	B20	7	50	25	35	32	6,0	1	4,0	$20 \cdot 10^5$	$10 \cdot 10^5$	40	40	1	3,8	50	40	III	6,0
2	B25	8	70	45	40	32	8,0	2	3,8	$25 \cdot 10^5$	$12 \cdot 10^5$	60	50	2	3,5	60	50	II	6,0
3	B30	9	45	20	30	32	5,0	3	4,5	$30 \cdot 10^5$	$14 \cdot 10^5$	36	36	3	3,5	45	40	I	9,0
4	B35	9	60	35	35	32	6,0	4	5,0	$40 \cdot 10^5$	$16 \cdot 10^5$	36	36	4	4,0	50	45	II	9,0
5	B40	8	80	45	40	32	7,0	5	5,4	$45 \cdot 10^5$	$18 \cdot 10^5$	45	40	5	4,5	45	40	I	6,0
6	B25	7	60	40	45	32	8,0	6	5,0	$35 \cdot 10^5$	$18 \cdot 10^5$	55	60	6	3,6	50	50	III	6,0
7	B30	8	65	40	35	32	6,0	7	4,8	$20 \cdot 10^5$	$12 \cdot 10^5$	55	45	7	4,2	45	55	I	6,0
8	B35	9	55	30	35	32	5,0	8	5,2	$25 \cdot 10^5$	$14 \cdot 10^5$	35	35	8	5,0	55	45	II	9,0
9	B40	7	80	50	40	32	7,0	9	4,0	$30 \cdot 10^5$	$16 \cdot 10^5$	45	50	9	5,5	55	50	III	6,0
0	B20	8	55	25	35	32	6,0	0	4,2	$40 \cdot 10^5$	$20 \cdot 10^5$	50	50	0	6,0	45	50	III	9,0

РАСЧЕТ ДВУХЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Исходные данные:

Каркас выполнен из бетона класса В30 ($E=2,6 \cdot 10^4$ МПа).

Поперечное сечение ригеля имеет тавровый вид (рис.1).

Наружные стены выполнены из керамзитобетонных панелей. Окна – ленточные.

Сейсмичность района строительства – 9 балл, г. Ташкент.

Категория грунта стройплощадки по сейсмичности – II.

$\ell=6,0$ м; $H_1=4,385$ м; $H_2= 4,72$ м.

Шаг колонн – $L=6,0$ м.

Сечение крайних колонн – $0,4 \times 0,4$ м.

Сечение средних колонн – $0,4 \times 0,5$ м.

Нагрузка на уровне междуэтажного перекрытия – $Q_1= 32,95 \cdot 10^5$ Н.

Нагрузка на уровне крыши – $Q_2= 12,3 \cdot 10^5$ Н.

Определение единичных перемещений каркаса здания

Расчет начинается с определения моментов инерции сечений ригеля и колонны. Сначала определяем центр тяжести ригеля:

$$z_0 = \frac{F_1 \cdot y_1 + F_2 \cdot y_2}{F_1 + F_2} = \frac{0,5 \cdot 0,34 \cdot 0,17 + 0,245 \cdot 0,32 \cdot 0,5}{0,5 \cdot 0,34 + 0,245 \cdot 0,32} = 0,274 \text{ м} = 27,5 \text{ см.}$$

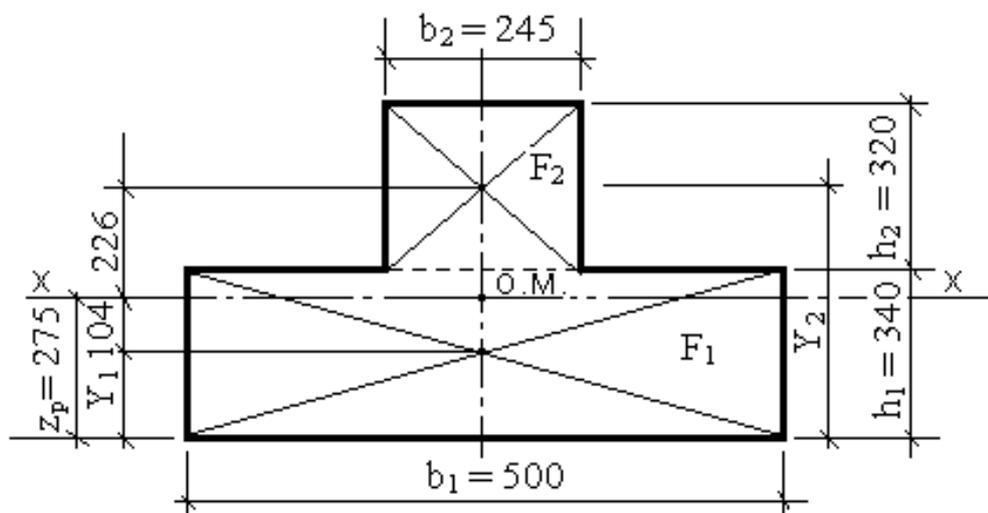


Рисунок 1. Поперечное сечение ригеля.

Определяем момент инерции сечения относительно оси проходящей через центр тяжести ригеля:

$$J_{x-x} = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + F_1 \cdot (z - y_1)^2 + \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} + F_2 \cdot (y_2 - z)^2 = \frac{0,5 \cdot 0,34^3}{12} + 0,5 \cdot 0,34 \cdot 0,104^2 + \frac{0,245 \cdot 0,32^3}{12} + 0,245 \cdot 0,32 \cdot 0,226^2 = 81,49 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Момент инерции сечения крайней колонны:

$$J_{\text{к}}^{\text{кр}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} = 21,3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

Момент инерции средних колонн:

$$J_{\text{к}}^{\text{кр}} = \frac{b' \cdot (h')^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,5^3}{12} = 41,67 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

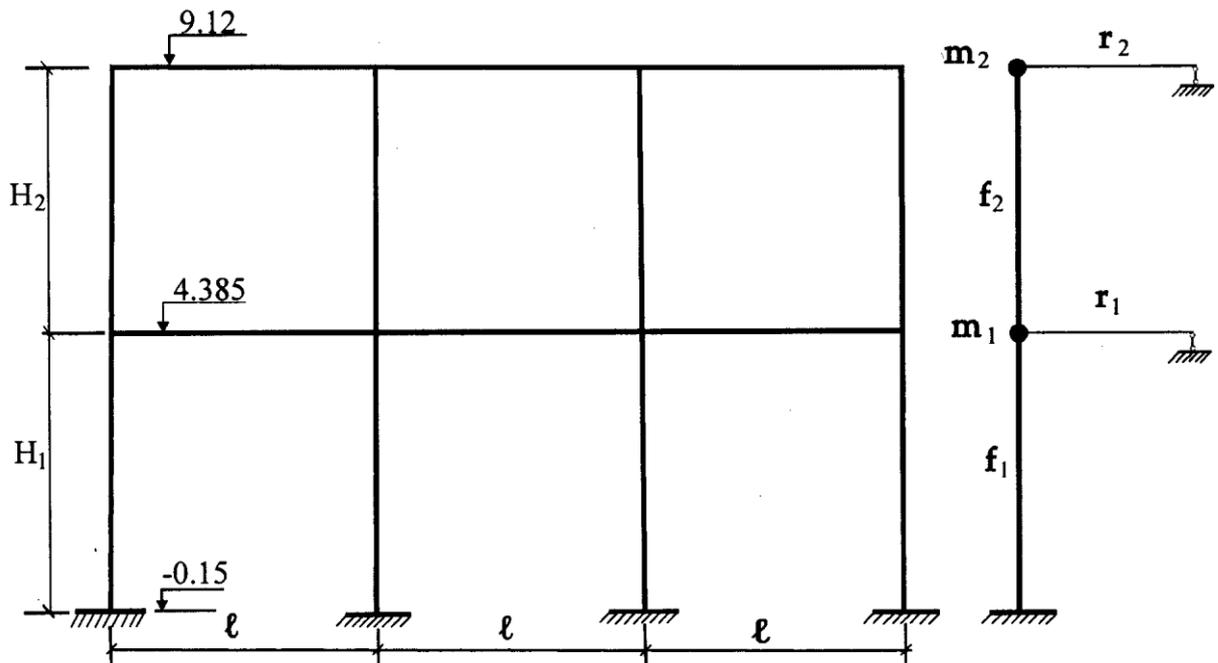
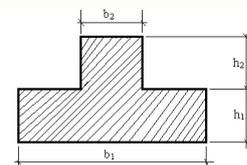
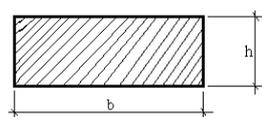
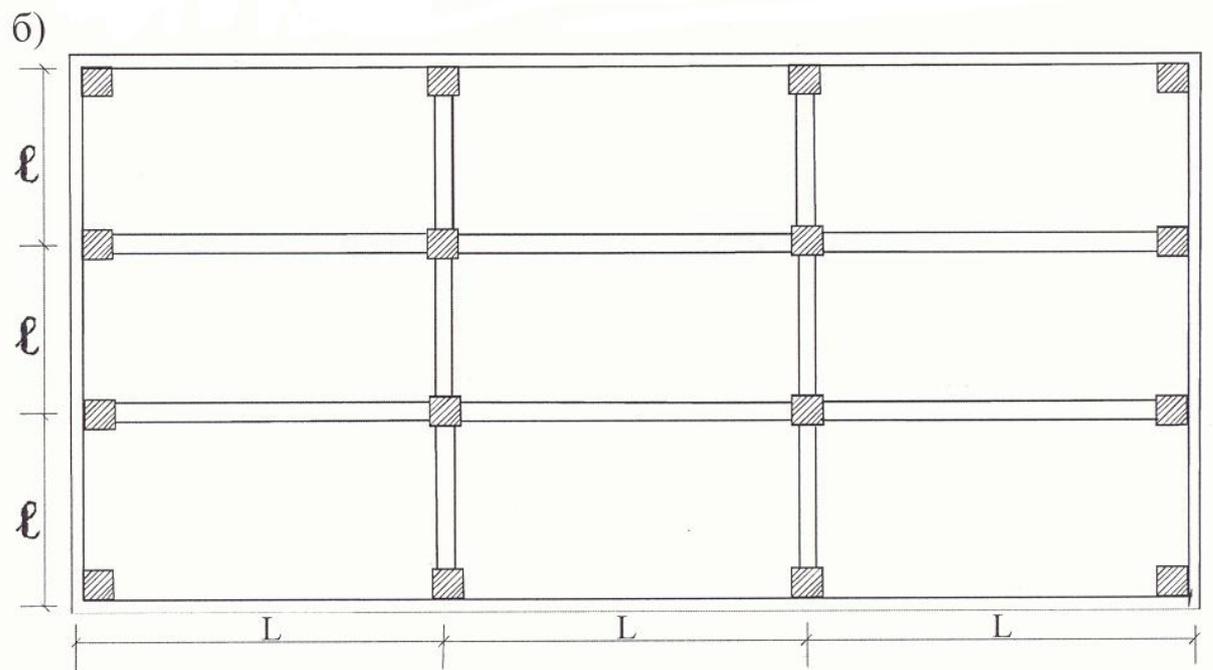
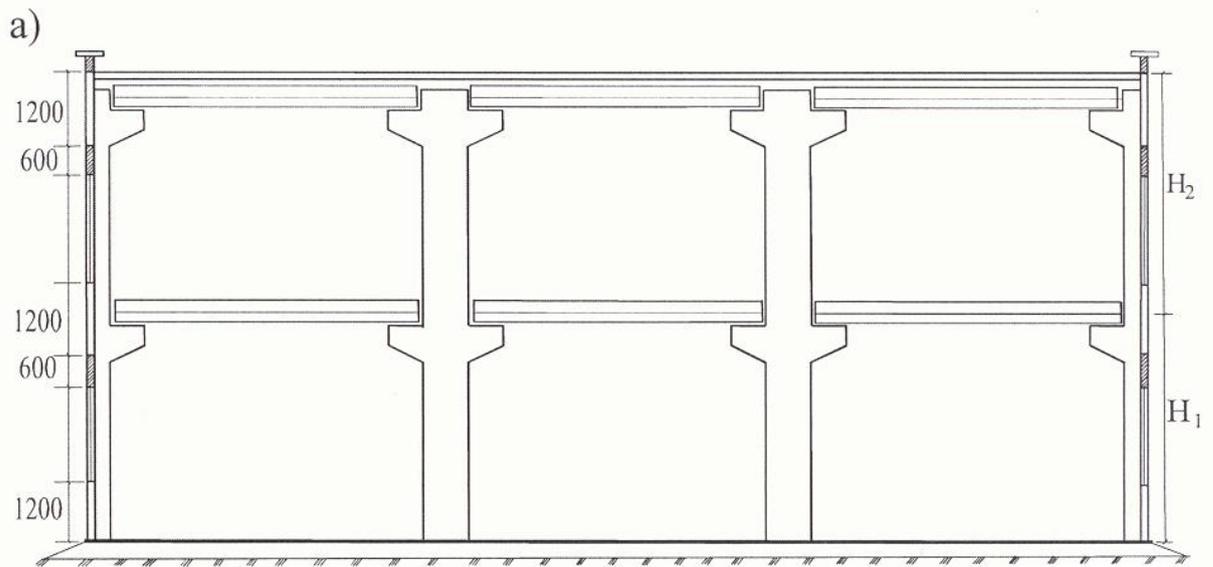


Рисунок 2. Расчетная схема поперечной рамы.

Статическая (а) и динамическая (б) расчетные схемы здания показаны на рис. 2.

Отметки первого(4,385 м) и второго(9,12 м) этажа на уровне центра тяжести ригелей, (-0,15 м) – расстояние от низа пола до отметки верха фундамента. План и поперечный разрез здания приведены на рис.3.



сечения колонны

сечения ригеля

Рисунок 3. План(б) и поперечный разрез(а) здания.

Узлы соединения колонн и ригелей принимаются жесткими. Поэтому при определении погонных жесткостей элементов будем пользоваться свободными расчетными длинами стержней. Расчетная схема поперечной рамы показана на рис. 4.

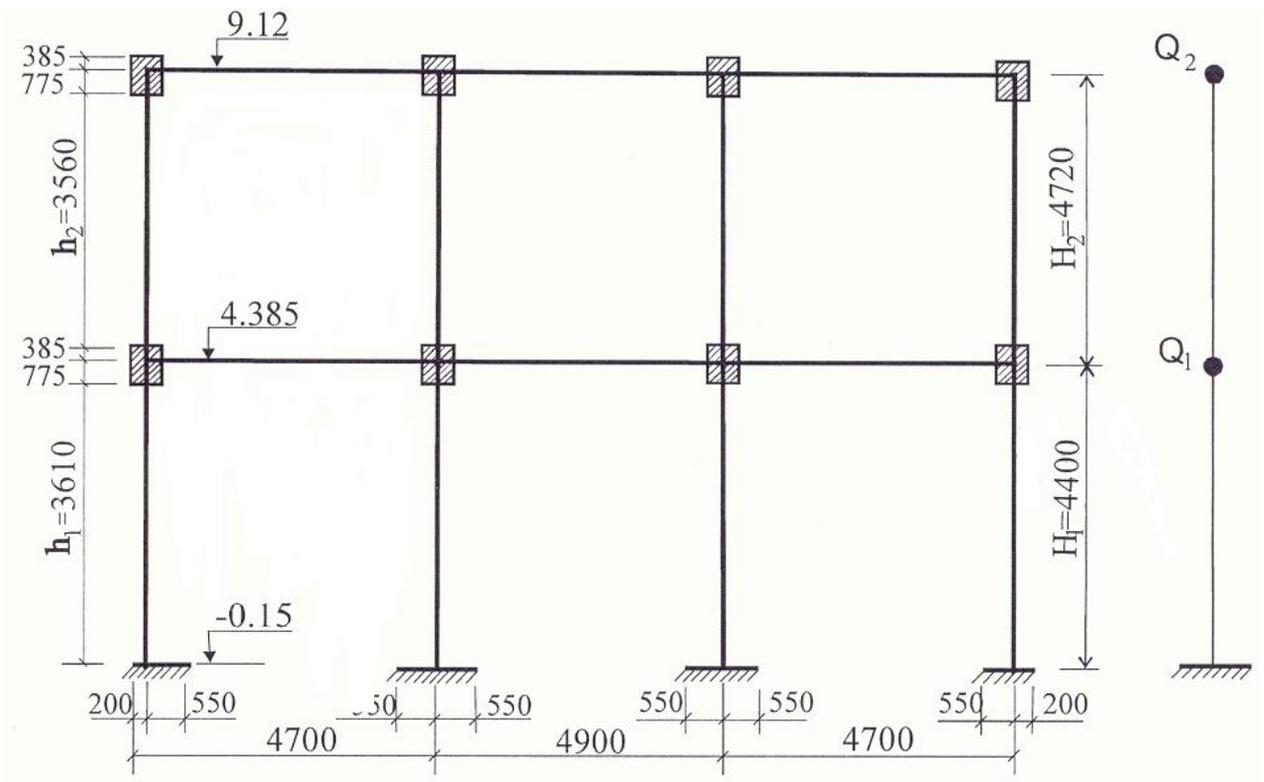


Рисунок 4. Расчетные схемы здания.

Здесь расчетные высоты h_1 и h_2 определяется следующим способом:

$$h_1 = H_1 - 0,775 = 4,385 - 0,775 = 3,61 \text{ м.}$$

$$h_2 = H_2 - (0,775 + 0,385) = 4,72 - 1,16 = 3,56 \text{ м.}$$

$z_p + 500 = 0,275 + 0,500 = 0,775 \text{ м}$ — расстояние от низа консольной части колонны до центра тяжести ригеля (рис.4-а).

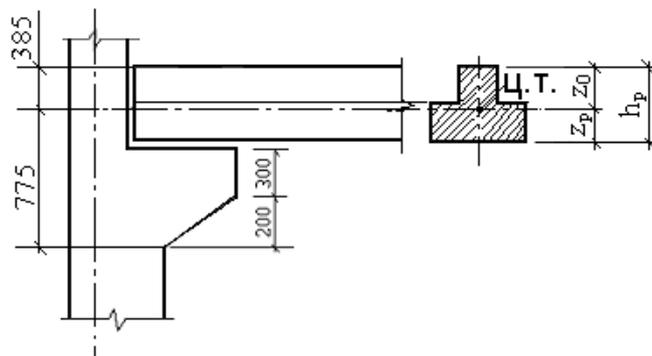


Рисунок 4-а.

Расчетная длина крайнего пролета

$$l_{01} = l - (550 + 550 + 200) = 6000 - 1300 = 4700 \text{ мм} = 4,7 \text{ м.}$$

Расчетная длина среднего пролета

$$l_{02} = l - (550 + 550) = 6000 - 1100 = 4900 \text{ мм} = 4,9 \text{ м.}$$

Определение суммарных погонных жесткостей колонн и ригелей

Суммарные погонные жесткости определяются по формулам:

$$f_k = \sum_{i=1}^n \frac{EJ_k}{h_k} \text{ — для колонн;}$$
$$r_p = \sum_{i=1}^n \frac{EJ_p}{h_p} \text{ — для ригелей;}$$

Погонные жесткости колонн первого этажа:

$$f_1 = \frac{2E(21,3 + 41,67) \cdot 10^{-4}}{3,61} = 34,886 \cdot 10^{-4} E, \text{ м}^3$$

Погонные жесткости колонн второго этажа:

$$f_2 = \frac{2E(21,3 + 41,67) \cdot 10^{-4}}{3,56} = 35,376 \cdot 10^{-4} E, \text{ м}^3$$

Сечение ригелей первого и второго этажа одинаковы, поэтому их погонные жесткости:

$$r_1 = r_2 = \frac{2E \cdot 81,49 \cdot 10^{-4}}{4,7} + \frac{E \cdot 81,49 \cdot 10^{-4}}{4,9} = 51,307 \cdot 10^{-4} E, \text{ м}^3$$

Приближенные формулы для определения единичных перемещений:

$$A_1 = \frac{h_1^2}{f_1} = \frac{3,61^2}{34,886 \cdot 10^{-4} E} = 3735,0 \cdot E^{-1};$$

$$A_2 = \frac{h_1^2}{f_1} + \frac{h_2^2}{f_2} = 3735,0 \cdot E^{-1} + \frac{3,56^2}{35,376 \cdot 10^{-4} E} = 7317,5 \cdot E^{-1};$$

$$R_1 = \frac{h_1^2}{4r_1 + 0,33f_1} = \frac{3,61^2}{(4 \cdot 51,307 + 0,33 \cdot 34,886) \cdot 10^{-4} E} = 601,278 \cdot E^{-1}; \quad \frac{1}{\text{м}}$$

$$R_2 = \frac{(h_1 + h_2)^2}{4r_1 + 0,33f_1} = \frac{(3,61 + 3,56)^2}{(4 \cdot 51,307 + 0,33 \cdot 34,886) \cdot 10^{-4} E} = 2371,916 \cdot E^{-1}; \quad \frac{1}{\text{м}}$$

$$\frac{h_1^2}{4r_1} = \frac{3,61^2}{4 \cdot 51,307 \cdot 10^{-4} E} = 635,0 \cdot E^{-1}; \quad \frac{1}{\text{м}}$$

$$\frac{h_2^2}{4r_2} = \frac{3,56^2}{4 \cdot 51,307 \cdot 10^{-4} E} = 617,538 \cdot E^{-1}; \quad \frac{1}{\text{м}}$$

$$\frac{h_1 \cdot h_2}{48r_1 + 4f_1} = \frac{3,61 \cdot 3,56}{(48 \cdot 51,307 + 4 \cdot 34,886) \cdot 10^{-4} \text{ E}} = 49,385 \cdot \text{E}^{-1}; \quad \frac{1}{\text{M}}$$

Найденные значения подставляем в формулы для определения единичных перемещений:

$$D_{11} = \frac{1}{12} (A_1 + R_1) = \frac{3735,0 + 601,278}{12 \cdot \text{E}} = 361,356 \cdot \text{E}^{-1} = \frac{361,356}{2,6 \cdot 10^4} =$$

$$= 38,983 \cdot 10^{-10}, \frac{\text{M}}{\text{H}};$$

$$D_{22} = \frac{1}{12} (A_2 + R_2 + \frac{h_2^2}{4r_2}) = \frac{7317,0 + 601,278 + 617,538}{12 \cdot \text{E}} = 858,912 \cdot \text{E}^{-1} = \frac{858,912}{2,6 \cdot 10^4} =$$

$$= 330,351 \cdot 10^{-10}, \frac{\text{M}}{\text{H}};$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{11} + \frac{h_1 \cdot h_2}{4r_1 + 4f_1} = (361,356 + 49,385) \cdot \text{E}^{-1} = 410,741 \cdot \text{E}^{-1} = \frac{410,741}{2,6 \cdot 10^4} =$$

$$= 157,977 \cdot 10^{-10}, \frac{\text{M}}{\text{H}};$$

Проверка. Формула для проверки:

$$\frac{1}{12} (A_1 + A_2 + R_1 + R_2 + \frac{h_1^2}{4r_1} + \frac{h_2^2}{4r_2}) = D_{11} + D_{22};$$

$$\frac{1}{12} (3735,0 + 7317,5 + 601,278 + 2371,916 + 635,0 + 617,538) \cdot \text{E}^{-1} =$$

$$= 1273,186 \cdot \text{E}^{-1};$$

$$\delta_{11} + \delta_{22} = (361,356 + 858,912) \cdot \text{E}^{-1} = 1220,268 \cdot \text{E}^{-1}$$

Процент ошибки. $x = \frac{1273,186 - 1220,268}{1220,268} \cdot 100\% = 4,3\% < 5\%$

Ошибка в пределах допустимости. Значит, единичные перемещения найдены правильно.

Определение частот собственных колебаний

Уравнения собственных колебаний системы с двумя степенями свободы имеет вид:

$$\begin{cases} (m_{1d_{11}} - \frac{1}{\omega_i^2})X_1 + m_{2d_{12}}X_2 = 0 \\ m_{1d_{21}}X_1 + (m_{2d_{22}} - \frac{1}{\omega_i^2})X_2 = 0 \end{cases} \quad (1)$$

Здесь:

$$m_1 = \frac{Q_1}{g} = \frac{32,95 \cdot 10^5}{9,81} = 33,6 \cdot 10^4 \frac{\text{Н} \cdot \text{с}^2}{\text{м}}$$

$$m_2 = \frac{Q_2}{g} = \frac{12,3 \cdot 10^5}{9,81} = 12,5 \cdot 10^4 \frac{\text{Н} \cdot \text{с}^2}{\text{м}}$$

для того чтобы X_1 и X_2 имели значения отличные от нуля, определитель этой системы должен равняться нулю:

$$\begin{vmatrix} (m_{1d_{11}} - \frac{1}{\omega_i^2}) & m_{2d_{12}} \\ m_{1d_{21}} & (m_{2d_{22}} - \frac{1}{\omega_i^2}) \end{vmatrix} = 0 \quad (2)$$

Раскрыв определитель получаем уравнение частот:

$$\frac{1}{\omega_i^4} - (m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22})\frac{1}{\omega_i^2} + m_1m_2(\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2) = 0$$

Это уравнение можно решить по следующей формуле:

$$\omega_i^2 = \frac{A \pm \sqrt{A^2 - 4B}}{2B};$$

Здесь: $A = m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22}$;

$$B = m_1m_2(\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2);$$

Подставляя численные значения, находим частоты и периоды собственных колебаний каркаса здания:

$$A = (33,6 \cdot 10^4 \cdot 138,983 + 12,5 \cdot 10^4 \cdot 330,351) \cdot 10^{-10} = 88,323 \cdot 10^{-4}, \text{с}^2$$

$$B = 33,6 \cdot 10^4 \cdot 12,5 \cdot 10^4 [138,983 \cdot 10^{-10} \cdot 330,351 \cdot (157,997 \cdot 10^{-10})^2] =$$

$$887,212 \cdot 10^{-8}, \text{с}^2$$

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{88,323 \cdot 10^{-4} \pm \sqrt{88,323 \cdot 10^{-4} - 4 \cdot 887,212 \cdot 10^{-8}}}{2 \cdot 887,212 \cdot 10^{-8}} = \frac{88,323 \cdot 10^{-4} \pm 65,208 \cdot 10^{-8}}{1774,424 \cdot 10^{-8}};$$

отсюда

$$\omega_1^2 = 130,268 \frac{1}{\text{с}^2}; \quad \omega_1 = 11,41 \frac{1}{\text{с}};$$

$$\omega_2^2 = 865,239 \frac{1}{\text{с}^2}; \quad \omega_2 = 29,42 \frac{1}{\text{с}};$$

Периоды собственных колебаний, соответствующие этим частотам:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2 \cdot 3,14}{11,41} = 0,55 \text{с};$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2 \cdot 3,14}{29,42} = 0,21 \text{с}.$$

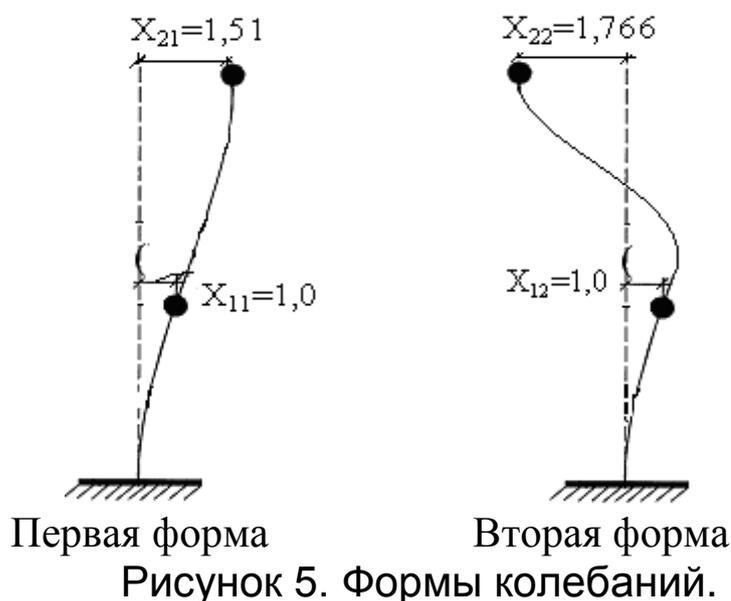
Определение форм свободных колебаний

Первая форма свободных колебаний. Принимаем $X_{11}=1,0$ (рис.5). Тогда

$$X_{21} = \frac{m_1 \delta_{12} \omega_1^2}{1 - m_2 \delta_{22} \omega_1^2} = \frac{33,6 \cdot 10^4 \cdot 157,977 \cdot 10^{-10} \cdot 130,268}{1 - 12,5 \cdot 10^4 \cdot 330,351 \cdot 10 \cdot 130,268} = 1,51$$

Вторая форма свободных колебаний. Принимаем $X_{12}=1,0$. Тогда

$$X_{22} = \frac{m_1 \delta_{12} \omega_2^2}{1 - m_2 \delta_{22} \omega_2^2} = \frac{33,6 \cdot 10^4 \cdot 157,977 \cdot 10^{-10} \cdot 865,239}{1 - 12,5 \cdot 10^4 \cdot 330,351 \cdot 10 \cdot 865,239} = -1,766$$



Определение расчетных сейсмических нагрузок

Известно, что для проектирования и строительства юридическим документом являются Строительные нормы и правила (СНиП). До принятия в Республике Узбекистан нового СНиПа использовался СНиП II-7-81. В связи с введением по всей территории Узбекистана с 1 марта 1996 г. новых норм и правил

(КМК 2.01.03 – 96), некоторые главы старого СНиПа были отменены. Ниже приводится пример расчета по определению сейсмических нагрузок согласно КМК 2.01.03 – 96.

Расчетно-сейсмическая нагрузка в выбранном направлении, приложенная в точке К и соответствующая i-му тону собственных колебаний здания (сооружения), определяется по формулам:

$$S_{ik} = K_o K_{II} K_{эТ} K_p S_{oik} \quad (3)$$

$$S_{oik} = \alpha Q_k W_i K_\delta \eta_{ik} \quad (4)$$

Где, S_{oik} – инерционная сила, определяемая в предположении упругого деформирования конструкций;

α – коэффициент, определяемый по таблице 2.7* в зависимости от сейсмичности площадки строительства;

Q_k – вес здания отнесенный к точке К расчетной схемы (рис. 6);

W_i – спектральный коэффициент, определяемый по таблице 2.8;

K_δ – коэффициент диссипации, определяемый по табл. 2.16;

K_p – коэффициент регулярности, определяемый по табл. 2.12;

K_o – коэффициент ответственности, определяемый по табл. 2.3;

K_{II} – коэффициент учета повторяемости землетрясений, принимаемый по табл. 2.4;

$K_{эТ}$ – коэффициент, зависящий от этажности здания, определяемый по табл. 2.10;

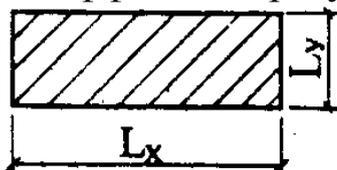
η_{ik} – коэффициент, зависящий от формы колебания здания по i-му тону и местоположения нагрузки на расчетной схеме.

Расчет начинаем с определения значений коэффициентов. Согласно табл. 2.3 ответственность рассчитываемого здания соответствует III – категории, по этому $K_o = 1,0$.

Коэффициент учета повторяемости землетрясений согласно табл. 2.4 – $K_{II} = 1,0$.

Коэффициент этажности согласно табл. 2.10 $K_{эТ} = 1,0$.

Коэффициент регулярности согласно табл. 2.12



$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{72}{18} = 4 < 5, \text{ поэтому } K_p = 1,0.$$

В промышленных зданиях максимальная длина антисейсмического шва принимается $L_{\max} = 72$ м. В нашем случае шаг колонн $L_y = 6 \cdot 3 = 18$ м.

* Номера таблиц соответствуют номерам таблиц КМК 2.01.03 – 96.

Таким образом, найдены все коэффициенты формулы (3), а теперь переходим к определению коэффициентов формулы (4).

Из табл. 2.7 в зависимости от сейсмичности площадки строительства для 9 баллов коэффициент $\alpha = 1,0$.

Спектральный коэффициент W_i определяется по табл. 2.8 или по графикам на рис. 2.2 в зависимости от периода собственных колебаний проектируемого объекта по i -му тону, индекса региона (города) по табл. 2.2 и категории грунтов по сейсмическим свойствам. Для Ташкента индекс региона – I, категория грунта – II, период собственных колебаний здания по первой форме $T_1 = 0,55$ с. Этим данным соответствует спектральный коэффициент, равный $W_1 = 0,82$.

Для второй формы собственных колебаний при $T_2 = 0,21$ с спектральный коэффициент равняется:

$$W_2 = W_{20} - \frac{W_{20} - W_{25}}{5} = 1,24 - \frac{1,24 - 1,22}{5} = 1,236.$$

Коэффициент диссипации определяется по формуле:

$$K_\delta = e^{(0,548 - \sqrt{\delta})(0,1 + \frac{0,7}{\sqrt{T_1}})} \quad (5)$$

где, δ – декремент колебаний, принимаемый по результатам натуральных испытаний зданий аналогичных проектируемым, а при их отсутствии по табл. 2.9;

T_1 – период основного тона собственных колебаний здания. В нашем случае $T_1 = 0,55$ с, из табл. 2.9 декремент колебаний $\delta = 0,3$. Подставляя в формулу (5) находим:

$$K_\delta = e^{(0,548 - \sqrt{\delta})(0,1 + \frac{0,7}{\sqrt{T_1}})} = e^{(0,548 - \sqrt{0,3})(0,1 + \frac{0,7}{\sqrt{0,55}})} = 1,0.$$

Для зданий (сооружений) значения коэффициента форм колебаний η_{ik} определяется по формуле

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(X_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(X_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_i^2(X_j)}; \quad (6)$$

где, $X_i(X_k)$, $X_i(X_j)$ – смещение здания или сооружения при собственных колебаниях по i -му тону в рассматриваемой точке K и точках j, где сосредоточены массы;

Q_j – вес сосредоточенной массы, отнесенной к точке j;

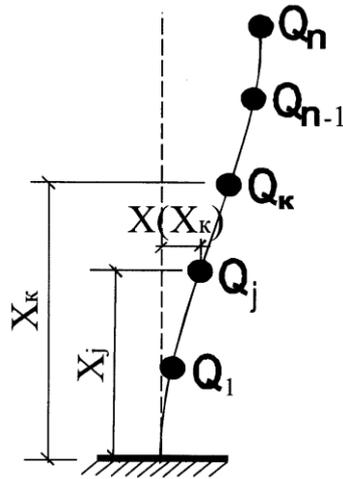


Рисунок 6. Расчетная схема здания.

Для зданий высотой до 5 этажей включительно, при T_1 меньше 0,4 с коэффициент η_{ik} допускается определять по упрощенной формуле

$$\eta_{ik} = \frac{X_k \sum_{j=1}^n Q_j X_j}{\sum_{j=1}^n Q_j X_j^2}; \quad (7)$$

где, X_k и X_j – расстояние от точек K и j до верхнего обреза фундамента.

Определяем коэффициенты первой формы колебаний:

$$\eta_{11} = X_{11} \frac{X_{11} Q_1 + X_{21} Q_2}{X_{11}^2 Q_1 + X_{21}^2 Q_2} = \frac{1,0 \cdot 32,95 \cdot 10^5 + 1,51 \cdot 12,3 \cdot 10^5}{1^2 \cdot 32,95 \cdot 10^5 + 1,51^2 \cdot 12,3 \cdot 10^5} = 0,845;$$

$$\eta_{12} = X_{21} \eta_{11} = 1,51 \cdot 0,845 = 1,274.$$

Коэффициенты второй формы колебаний:

$$\eta_{21} = \frac{X_{12} Q_1 + X_{22} Q_2}{X_{12}^2 Q_1 + X_{22}^2 Q_2} = \frac{1,0 \cdot 32,95 \cdot 10^5 - 1,766 \cdot 12,3 \cdot 10^5}{1^2 \cdot 32,95 \cdot 10^5 + (-1,766)^2 \cdot 12,3 \cdot 10^5} = 0,155;$$

$$\eta_{22} = X_{22} \eta_{21} = -1,766 \cdot 0,155 = -0,274.$$

Проверка. В системах с бесконечным числом степеней свободы сумма коэффициентов форм колебаний произвольной точки должна равняться единице:

$$\sum_1^{\infty} \eta_{li}(X_i) = 1,000.$$

$$\sum_1^2 \eta_{i1}(X_{i1}) = \eta_{11} + \eta_{21} = 0,845 + 0,155 = 1,000;$$

$$\sum_1^2 \eta_{i2}(X_{i2}) = \eta_{12} + \eta_{22} = 1,274 - 0,274 = 1,000.$$

Проверка ортогональности форм колебаний:

$$\int_0^{\ell} f_i(X_i) \cdot f_j(X_j) \cdot m(x) dx = 0; \quad i \neq j$$

в нашем случае:

$$\begin{aligned} m_1 X_{11} X_{12} + m_2 X_{21} X_{22} &= 0; \\ 33,6 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 1 + 12,5 \cdot 10^4 \cdot 1,51 \cdot (-1,766) &= 0; \\ 33,6 \cdot 10^4 - 33,6 \cdot 10^4 &= 0. \end{aligned}$$

Удовлетворяются оба условия. Значит, расчет выполнен правильно.

Все коэффициенты, входящие в состав формул (3) и (4) определены. Теперь можно приступит к определению величин расчетных сейсмических нагрузок.

Расчетная сейсмическая нагрузка **по первой форме** колебаний:

На уровне перекрытия первого этажа

$$S_{011} = \alpha Q_1 W_1 K_{\delta} \eta_{11} = 1,0 \cdot 32,95 \cdot 10^5 \cdot 0,82 \cdot 1,0 \cdot 0,845 = 2283 \text{ кН};$$

$$S_{11} = K_o K_{п} K_{\text{эт}} K_p S_{011} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2283 = 2283 \text{ кН}.$$

На уровне крыши

$$S_{012} = \alpha Q_2 W_1 K_{\delta} \eta_{21} = 1,0 \cdot 12,3 \cdot 10^5 \cdot 0,82 \cdot 1,0 \cdot 1,274 = 1285 \text{ кН};$$

$$S_{12} = K_o K_{п} K_{\text{эт}} K_p S_{012} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1285 = 1285 \text{ кН}.$$

Расчетная сейсмическая нагрузка **по второй форме** колебаний:

На уровне перекрытия первого этажа

$$S_{021} = \alpha Q_1 W_2 K_{\delta} \eta_{12} = 1,0 \cdot 32,95 \cdot 10^5 \cdot 1,236 \cdot 1,0 \cdot 0,155 = 631,25 \text{ кН};$$

$$S_{21} = K_o K_{п} K_{\text{эт}} K_p S_{021} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 631,25 = 631,25 \text{ кН}.$$

На уровне крыши

$$S_{011} = \alpha Q_1 W_2 K_{\delta} \eta_{22} = 1,0 \cdot 12,3 \cdot 10^5 \cdot 0,82 \cdot 1,0 \cdot (-0,274) = -416,56 \text{ кН};$$

$$S_{11} = K_o K_{п} K_{\text{эт}} K_p S_{011} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot (-416,56) = -416,56 \text{ кН}.$$

Расчет рамы каркаса на сейсмические воздействия

При расчете рамы на действия горизонтальных сейсмических сил воспользуемся способом нулевых точек. Расчетная схема рамы показана на рис.7.

Определяем погонные жесткости отдельных элементов:

Для крайних колонн первого этажа

$$i_{1-5} = i_{4-8} = \frac{J_k^k}{h_1} = \frac{21,3 \cdot 10^{-4}}{3,61} = 5,9 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

Для средних колонн первого этажа

$$i_{2-6} = i_{3-7} = \frac{J_k^{cp}}{h_1} = \frac{41,67 \cdot 10^{-4}}{3,61} = 11,54 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

Для крайних колонн второго этажа

$$i_{5-9} = i_{8-12} = \frac{J_k^k}{h_2} = \frac{21,3 \cdot 10^{-4}}{3,56} = 5,98 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

Для средних колонн второго этажа

$$i_{6-10} = i_{7-11} = \frac{J_k^{cp}}{h_2} = \frac{41,67 \cdot 10^{-4}}{3,56} = 11,7 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

Для крайних ригелей

$$i_{5-6} = i_{7-8} = i_{9-10} = i_{11-12} = \frac{J_{x-x}}{\ell_1} = \frac{81,49 \cdot 10^{-4}}{4,7} = 17,34 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

Для средних ригелей

$$i_{6-7} = i_{10-11} = \frac{J_{x-x}}{\ell_2} = \frac{81,49 \cdot 10^{-4}}{4,9} = 16,63 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

Переходим к построению эпюр изгибающих моментов, возникающих под действием горизонтальных сейсмических сил соответствующих первой форме свободных колебаний. Для этого суммарную поперечную силу распределяем на отдельные стойки (колонны), пропорционально их погонным жесткостям.

Поперечные силы, возникающие на шарнирах стоек второго этажа

$$Q_1 = \frac{S_{12} \cdot i_{5-9}}{2(i_{5-9} + i_{6-10})} = \frac{1285 \cdot 5,98 \cdot 10^{-4}}{2(5,98 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = 217,32 \text{ кН};$$

$$Q_2 = \frac{S_{12} \cdot i_{6-10}}{2(i_{5-9} + i_{6-10})} = \frac{1285 \cdot 11,7 \cdot 10^{-4}}{2(5,98 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = 425,2 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты, возникающие на стойках второго этажа

$$M_{5-9} = M_{9-5} = M_{12-8} = M_{8-12} = Q_1 \cdot \frac{h_2}{2} = 217,32 \cdot \frac{3,56}{2} = 386,83 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-10} = M_{10-6} = M_{7-11} = M_{11-7} = Q_2 \cdot \frac{h_2}{2} = 425,2 \cdot \frac{3,56}{2} = 756,86 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

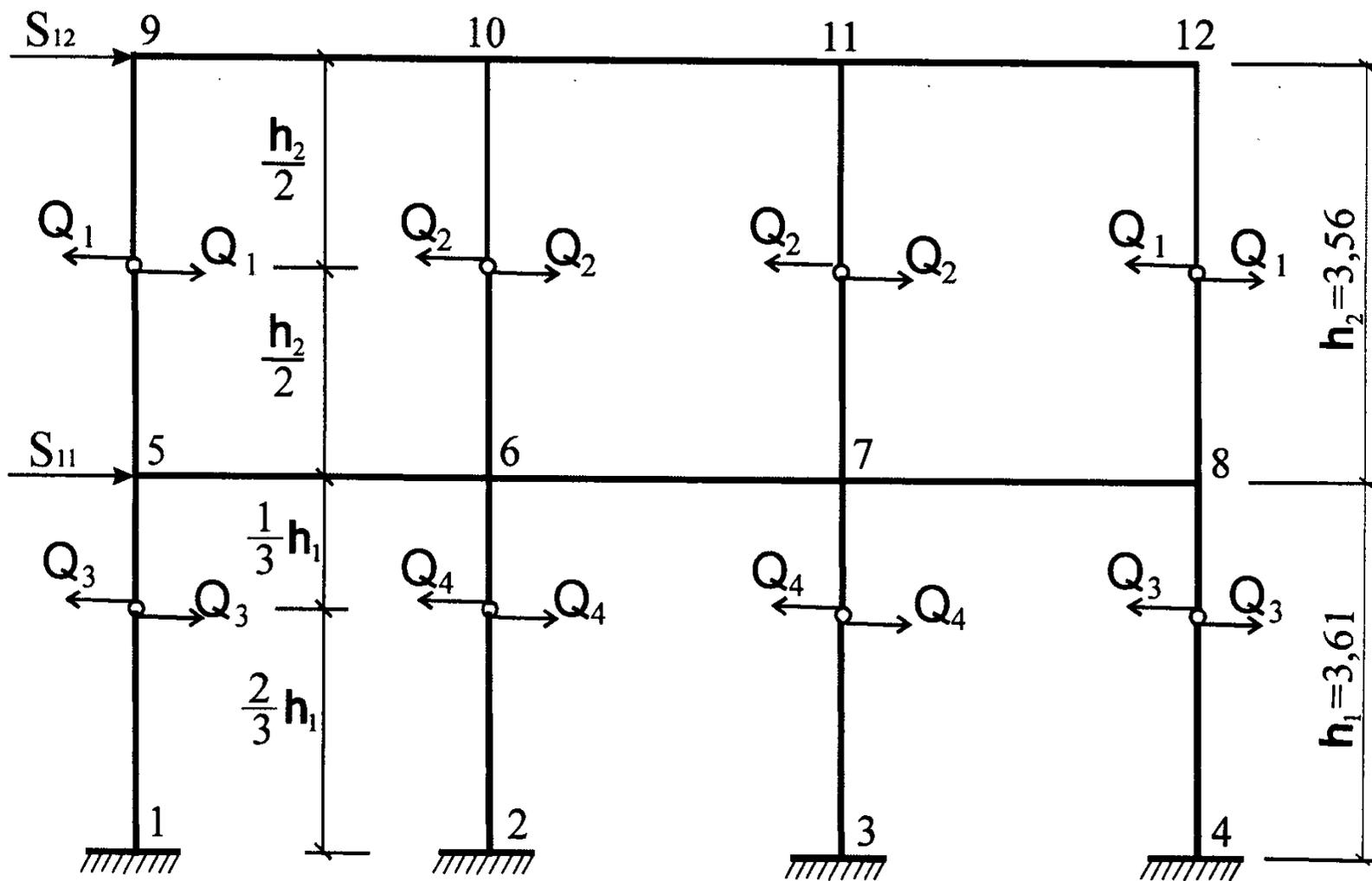


Рисунок 7. Расчетная схема рамы.

Поперечные силы, возникающие на шарнирах стоек первого этажа

$$Q_3 = \frac{(S_{12} + S_{11}) \cdot i_{1-5}}{2(i_{1-5} + i_{2-6})} = \frac{(1285 + 2283) \cdot 5,9 \cdot 10^{-4}}{2(5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 603,53 \text{ кН};$$

$$Q_4 = \frac{(S_{12} + S_{11}) \cdot i_{2-6}}{2(i_{1-5} + i_{2-6})} = \frac{(1285 + 2283) \cdot 11,54 \cdot 10^{-4}}{2(5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 1180,48 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты, возникающие на стойках первого этажа

$$M_{1-5} = M_{4-8} = Q_3 \cdot \frac{2}{3} h_1 = 603,53 \cdot \frac{2}{3} 3,61 = 1452,49 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{5-1} = M_{8-4} = Q_3 \cdot \frac{1}{3} h_1 = 603,53 \cdot \frac{1}{3} 3,61 = 726,25 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-6} = M_{3-7} = Q_4 \cdot \frac{2}{3} h_1 = 1180,48 \cdot \frac{2}{3} 3,61 = 2841,02 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-2} = M_{7-3} = Q_4 \cdot \frac{1}{3} h_1 = 1180,48 \cdot \frac{1}{3} 3,61 = 1420,51 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Моменты в ригелях:

$$M_{9-10} = M_{12-11} = M_{9-5} = 386,83 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10-9} = M_{11-12} = \frac{M_{6-10} \cdot i_{10-9}}{i_{10-9} + i_{10-11}} = \frac{756,86 \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = 386,34 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10-11} = M_{11-10} = \frac{M_{6-10} \cdot i_{10-11}}{i_{10-9} + i_{10-11}} = \frac{756,86 \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = 370,52 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{5-6} = M_{8-7} = M_{5-9} + M_{5-1} = 386,83 + 726,25 = 1113,08 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-5} = M_{7-8} = \frac{(M_{6-10} + M_{6-2}) \cdot i_{6-5}}{i_{6-5} + i_{6-7}} = \frac{(756,86 + 1420,51) \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} =$$

$$= 1111,44 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-7} = M_{7-6} = \frac{(M_{6-10} + M_{6-2}) \cdot i_{6-5}}{i_{6-5} + i_{6-7}} = \frac{(756,86 + 1420,51) \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} =$$

$$= 1065,93 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Эпюра моментов по первой форме свободных колебаний показана на рис. 8.

Строим эпюру изгибающих моментов от расчетных сейсмических сил для второй формы собственных колебаний. Порядок расчета ничем не отличается от первой формы.

Поперечные силы, возникающие на шарнирах стоек второго этажа:

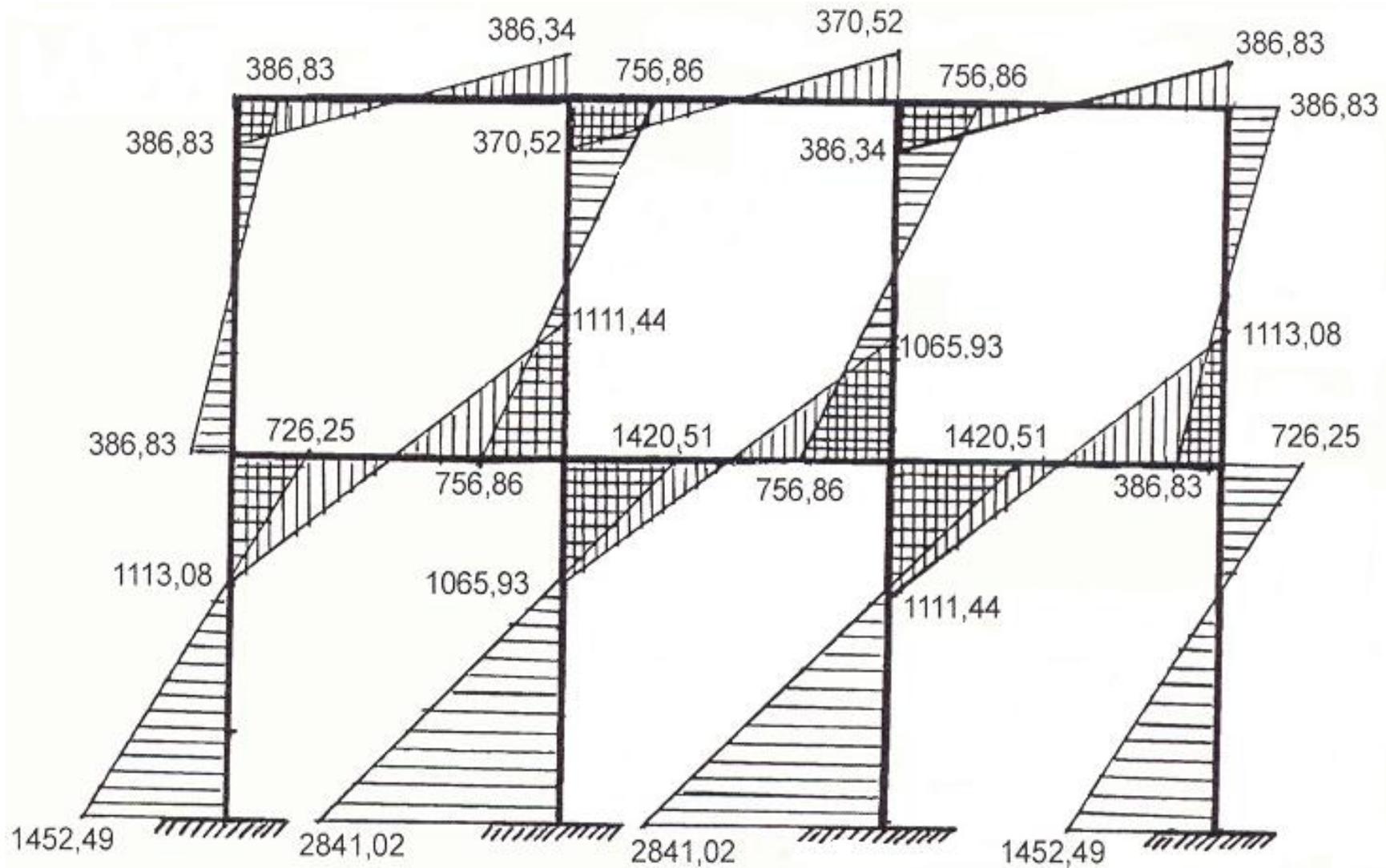


Рисунок 8. Эпюра моментов построенная для первой формы колебаний.

$$Q_1 = \frac{S_{22} \cdot i_{5-9}}{2(i_{5-9} + i_{6-10})} = \frac{-416,56 \cdot 5,98 \cdot 10^{-4}}{2(5,98 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = -70,27 \text{ кН};$$

$$Q_2 = \frac{S_{22} \cdot i_{6-10}}{2(i_{5-9} + i_{6-10})} = \frac{-416,56 \cdot 11,7 \cdot 10^{-4}}{2(5,98 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = -137,83 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты, возникающие на стойках второго этажа

$$M_{5-9} = M_{9-5} = M_{12-8} = M_{8-12} = Q_1 \cdot \frac{h_2}{2} = -70,27 \cdot \frac{3,56}{2} = -125,08 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-10} = M_{10-6} = M_{7-11} = M_{11-7} = Q_2 \cdot \frac{h_2}{2} = -137,83 \cdot \frac{3,56}{2} = -245,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы, возникающие на шарнирах стоек первого этажа

$$Q_3 = \frac{(S_{22} + S_{21}) \cdot i_{1-5}}{2(i_{1-5} + i_{2-6})} = \frac{(-416,56 + 631,25) \cdot 5,9 \cdot 10^{-4}}{2(5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 36,31 \text{ кН};$$

$$Q_4 = \frac{(S_{22} + S_{21}) \cdot i_{2-6}}{2(i_{1-5} + i_{2-6})} = \frac{(-416,56 + 631,25) \cdot 11,54 \cdot 10^{-4}}{2(5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 71,03 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты, возникающие на стойках первого этажа

$$M_{1-5} = M_{4-8} = Q_3 \cdot \frac{2}{3} h_1 = 36,31 \cdot \frac{2}{3} 3,61 = 87,39 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{5-1} = M_{8-4} = Q_3 \cdot \frac{1}{3} h_1 = 36,31 \cdot \frac{1}{3} 3,61 = 43,69 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-6} = M_{3-7} = Q_4 \cdot \frac{2}{3} h_1 = 71,03 \cdot \frac{2}{3} 3,61 = 170,94 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-2} = M_{7-3} = Q_4 \cdot \frac{1}{3} h_1 = 71,03 \cdot \frac{1}{3} 3,61 = 85,47 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Моменты, возникающие на ригелях рамы:

$$M_{9-10} = M_{12-11} = M_{9-5} = -125,08 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10-9} = M_{11-12} = \frac{M_{6-10} \cdot i_{10-9}}{i_{10-9} + i_{10-11}} = \frac{-245,34 \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = -125,23 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10-11} = M_{11-10} = \frac{M_{6-10} \cdot i_{10-11}}{i_{10-9} + i_{10-11}} = \frac{-245,34 \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = -120,11 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{5-6} = M_{8-7} = M_{5-9} + M_{5-1} = -125,08 + 43,69 = -81,39 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

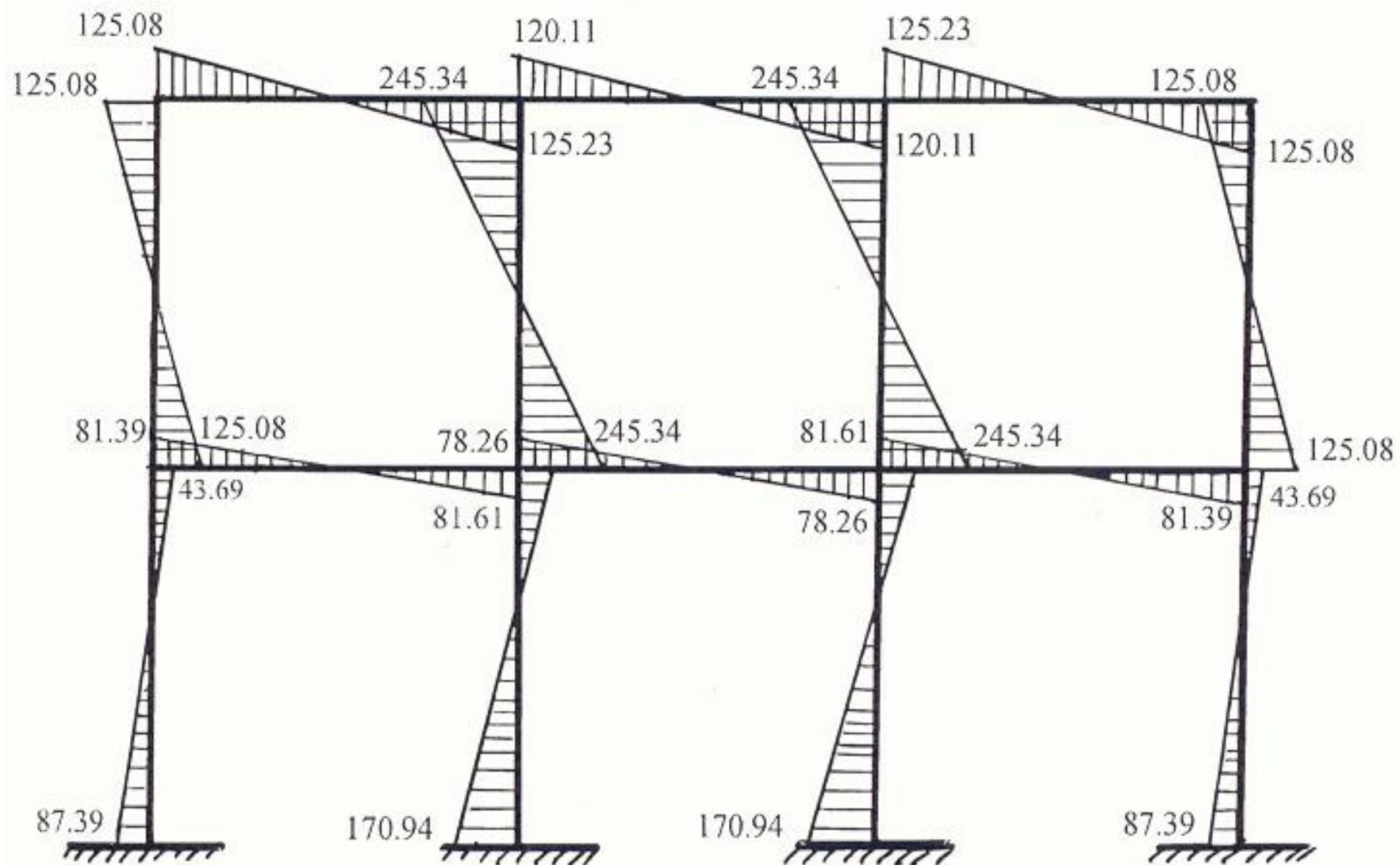


Рисунок 9. Эпюра моментов построенная для второй формы колебаний.

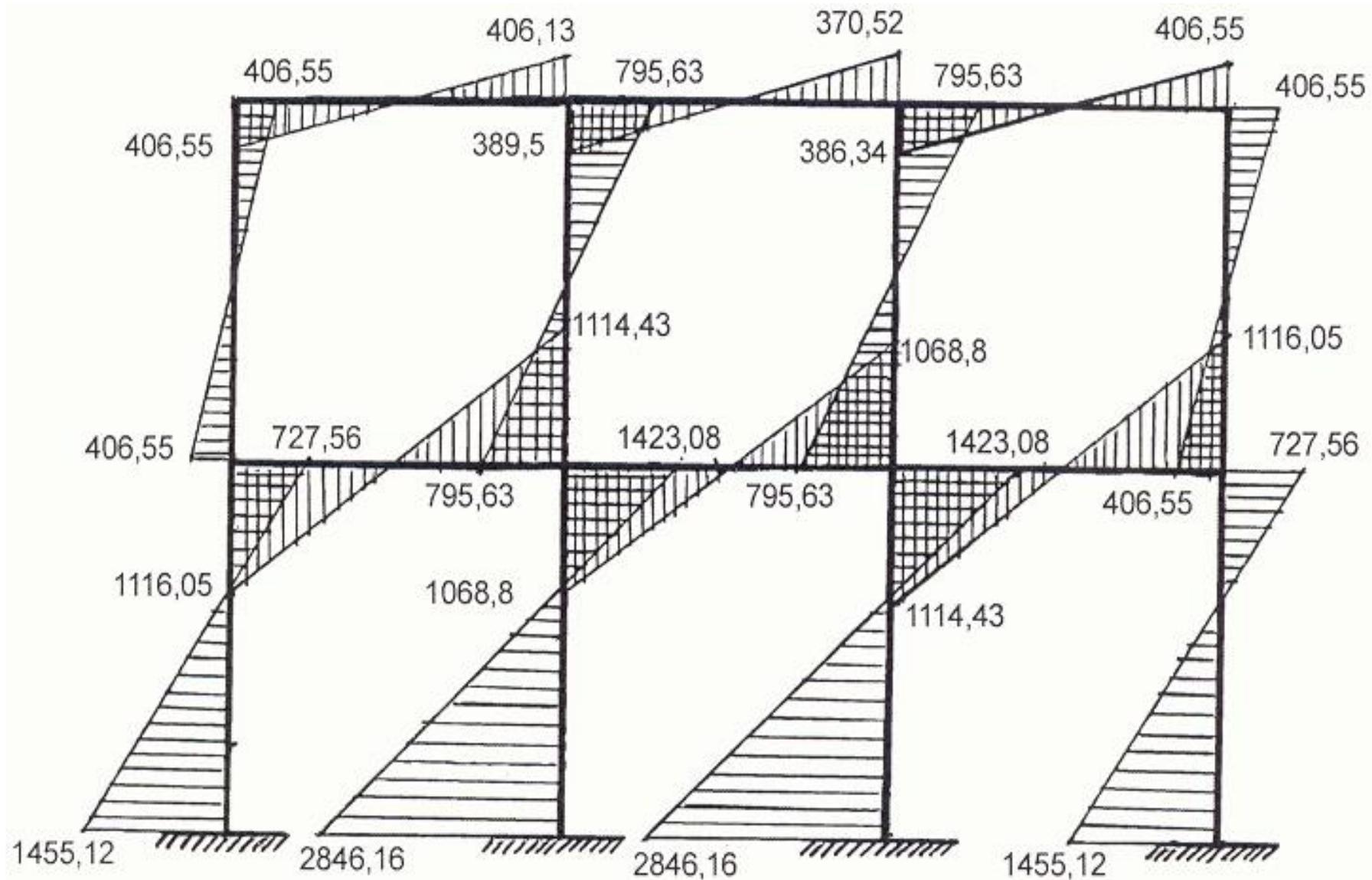


Рисунок 10. Окончательная эпюра моментов.

$$M_{6-5} = M_{7-8} = \frac{(M_{6-10} + M_{6-2}) \cdot i_{6-5}}{i_{6-5} + i_{6-7}} = \frac{(-245,34 + 85,47) \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} =$$

$$= -81,61 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-7} = M_{7-6} = \frac{(M_{6-10} + M_{6-2}) \cdot i_{6-5}}{i_{6-5} + i_{6-7}} = \frac{(-245,34 + 85,47) \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} =$$

$$= -78,26 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Эпюра моментов построенная для второй формы колебаний показана на рис. 9.

Проверка узлов осуществляется статическим способом. Для этого вырезается проверяемый узел и составляется уравнения равновесия. Если узел находится в равновесии, значит, расчет выполнен правильно.

Построения окончательной эпюры моментов с учетом обеих форм колебаний.

Значения расчетных изгибающих моментов в любом сечении рамы с учетом высших форм колебаний определяются по формуле:

$$M_{\text{ок}} = \sqrt{\sum_{i=1}^n M_i^2}, \quad (8)$$

где, M_i - изгибающий момент, возникающий под действием сейсмических сил;

n – количество учитываемых форм колебаний.

Для нашего случая формула имеет вид:

$$M_{\text{ок}} = \sqrt{M_1^2 + M_2^2},$$

где, M_1 - изгибающие моменты в узлах по первой форме колебаний;

M_2 - изгибающие моменты в узлах по второй форме колебаний.

В качестве примера определим значения расчетных моментов возникающих в 6 узле:

$$M_{6-5} = \sqrt{(M_{6-5}^1)^2 + (M_{6-5}^2)^2} = \sqrt{(1111,44)^2 + (-81,61)^2} = 1114,43 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-7} = \sqrt{(M_{6-7}^1)^2 + (M_{6-7}^2)^2} = \sqrt{(1065,93)^2 + (-78,26)^2} = 1068,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-10} = \sqrt{(M_{6-10}^1)^2 + (M_{6-10}^2)^2} = \sqrt{(756,86)^2 + (-245,34)^2} = 795,63 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-2} = \sqrt{(M_{6-2}^1)^2 + (M_{6-2}^2)^2} = \sqrt{(1420,51)^2 + (-85,47)^2} = 1423,08 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетные значения моментов в остальных узлах рамы определяются таким же образом. Окончательная эпюра изгибающих моментов показана на рис.10.

Список использованных источников

1. **Поляков С.В.** «Сейсмостойкие конструкции зданий». Издательство «Высшая школа», М. 1969.
2. **Корчинский И.Л.** и др. «Сейсмостойкое строительство зданий» Издательство «Высшая школа», М. 1971.
3. **Мартемьянов М.** «Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах». М., Стройиздат., 1985.
4. **Хобилов Б.А.** «Иншоотлар динамикаси ва зилзилабардошлиги». Т., «Ўқитувчи», 1989.
5. **СНиП II-7-81.** Строительство в сейсмических районах. М., Стройиздат, 1982.
6. **КМК 2.01.03-96.** «Зилзилавий худудларда қурилиш». Т., Уздав-архитеккум., 1996.

Приложения
Таблица 2.3.

Характеристика здания (сооружения)	Категория ответственности	Коэффициент ответственности, K_0
1. Здания (сооружения), функционирование которых жизненно важно в момент землетрясения и при ликвидации его последствий (госпитали, пожарные станции, объекты энергоснабжения и т.д.).	I	1,5
2. Объекты с массовым пребыванием людей (школы, залы собраний, культурные учреждения и т.п.)	II	1,2
3. Здания, не входящие в п.1,2,4.	III	1,0
4. Малоответственные здания (сооружения) (сельскохозяйственные, складские и т.д.).	IV	0,8

Таблица 2.4.

Интервал повторяемости, годы	Коэффициент K_n при интенсивности землетрясений	
	7 и 8 баллов	9 и более баллов
≤ 250	1,2	1,25
300 – 600	1,0	1,15
650 – 1000	0,8	1,0
> 1000	-	0,9

Таблица 2.7.

Сейсмичность площадки строительства, балл	7	8	9	>9	9^*
Коэффициент, α	0,25	0,5	1,0	1,4	2

Таблица 2.9.

№ п/п	Конструктивные решения зданий (сооружений)	Декремент колебаний, δ
1.	Высокие сооружения небольших размеров в плане (башни, мачты, дымовые трубы, отдельно стоящие шахты лифтов и т.п.)	0,15
2.	Каркасные здания, стеновое заполнение которых не оказывает влияния на их деформативность, при отношении высоты стоек к поперечному размеру в направлении действия расчетной сейсмической нагрузки, равном или больше 25	0,15
3.	Здания (сооружения}, не указанные в п.п.1,2.	0,3

Продолжение
Таблица 2.8.

Индекс региона	I		II		III		IV	
Категория грунта	I,II	III	I,II	III	I,II	III	I,II	III
T_i , с	Спектральный коэффициент W_i							
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
0,05	0,87	0,58	0,61	0,48	0,52	0,45	0,92	0,58
0,10	1,11	0,73	0,83	0,55	0,79	0,50	1,13	0,73
0,15	1,21	0,81	1,00	0,63	0,97	0,56	1,21	0,83
0,20	1,24	0,87	1,09	0,70	1,09	0,65	1,24	0,88
0,25	1,22	0,91	1,14	0,75	1,15	0,73	1,22	0,91
0,30	1,17	0,92	1,16	0,80	1,16	0,79	1,18	0,92
0,35	1,11	0,93	1,16	0,83	1,15	0,83	1,13	0,93
0,40	1,04	0,92	1,15	0,86	1,11	0,85	1,07	0,92
0,45	0,97	0,89	1,10	0,87	1,06	0,87	1,01	0,91
0,50	0,89	0,88	1,03	0,88	1,00	0,87	0,94	0,89
0,55	0,82	0,85	0,97	0,88	0,94	0,87	0,88	0,86
0,60	0,76	0,82	0,91	0,87	0,88	0,86	0,82	0,84
0,65	0,69	0,79	0,85	0,86	0,81	0,84	0,76	0,81
0,70	0,63	0,76	0,79	0,85	0,75	0,82	0,71	0,78
0,75	0,58	0,73	0,73	0,83	0,69	0,80	0,66	0,76
0,80	0,53	0,69	0,67	0,73	0,64	0,77	0,61	0,73
0,85	0,49	0,66	0,62	0,76	0,59	0,74	0,57	0,70
0,90	0,45	0,63	0,58	0,74	0,54	0,72	0,53	0,67
0,95	0,42	0,60	0,54	0,71	0,50	0,69	0,50	0,64
1,00	0,38	0,51	0,52	0,63	0,47	0,66	0,47	0,61
1,05	0,36	0,54	0,49	0,65	0,43	0,63	0,44	0,59
1,10	0,33	0,51	0,48	0,63	0,40	0,60	0,41	0,57
1,15	0,31	0,49	0,47	0,60	0,38	0,57	0,39	0,54
1,20	0,29	0,46	0,46	0,57	0,35	0,55	0,36	0,52
1,25	0,27	0,44	0,45	0,55	0,33	0,52	0,35	0,50
1,30	0,26	0,41	0,44	0,52	0,32	0,50	0,33	0,47
1,35	0,25	0,39	0,43	0,50	0,30	0,47	0,31	0,45
1,40	0,24	0,37	0,42	0,47	0,29	0,45	0,30	0,44
1,45	0,23	0,36	0,41	0,45	0,27	0,43	0,29	0,42
1,50	0,22	0,3a	0,40	0,44	0,26	0,41	0,28	0,40
1,55	0,21	0,32	0,39	0,42	0,26	0,39	0,27	0,38
1,60	0,20	0,31	0,38	0,40	0,25	0,37	0,26	0,37
1,65	0,20	0,29	0,37	0,39	0,24	0,35	0,25	0,35
1,70	0,19	0,28	0,37	0,38	0,24	0,34	0,24	0,34
1,75	0,19	0,27	0,36	0,37	0,23	0,32	0,24	0,33
1,80	0,18	0,26	0,35	0,36	0,23	0,31	0,23	0,32
1,85	0,18	0,25	0,35	0,36	0,22	0,30	0,23	0,30
1,90	0,18	0,24	0,34	0,35	0,22	0,29	0,22	0,29
1,95	0,18	0,23	0,33	0,35	0,22	0,28	0,22	0,28
2,00	0,17	0,22	0,32	0,34	0,22	0,27	0,22	0,27

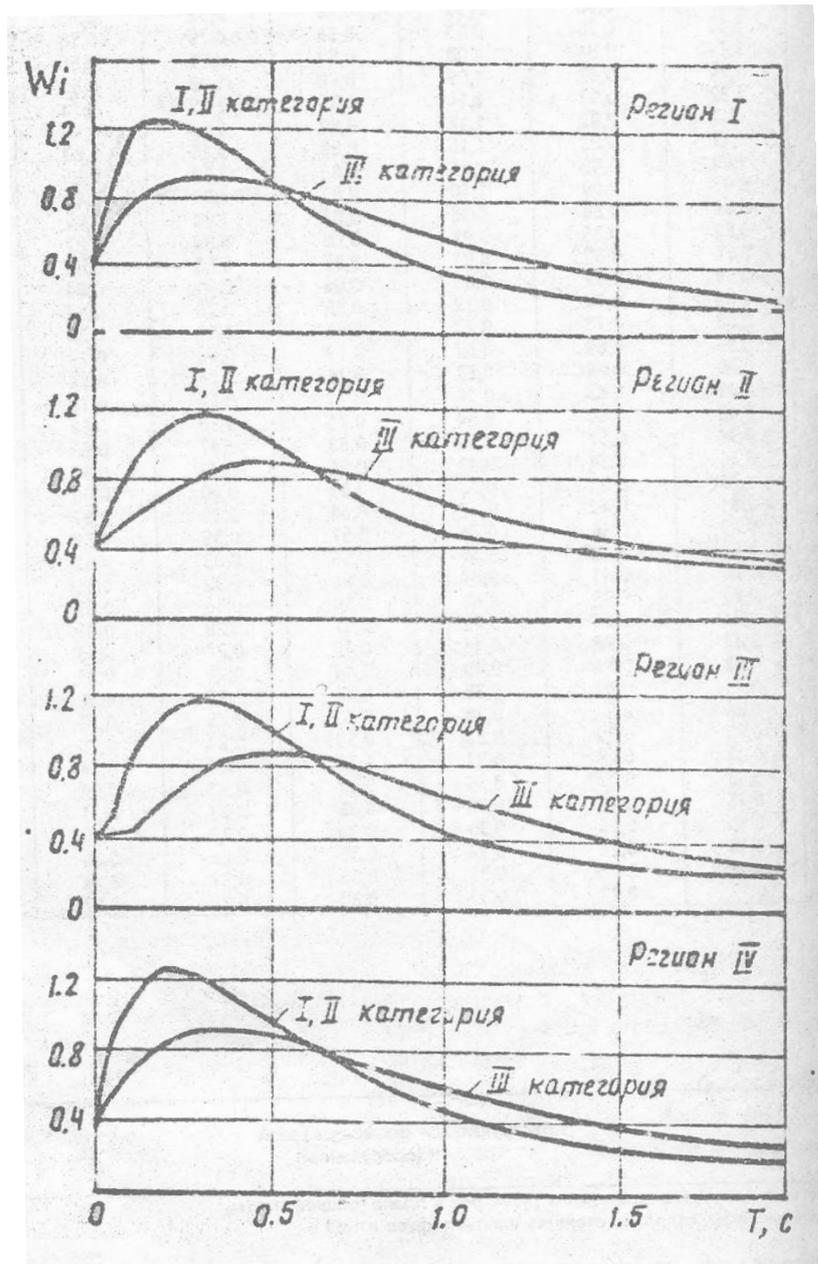


Рис.2.2.

Таблица 2.10

№ п/п	Конструктивные решения здания	Коэффициент $K_{эт}$
1.	Каркасные, каркасные с диафрагмами или ядрами жесткости, крупноблочные, со стенами комплексной конструкции или из монолитного железобетона при числе этажей более 5	$K_{эт}=1+0,1(n-5)$, но не более 1,5
2.	Крупнопанельные и объемно-блочные с числом этажей до 5	0,75
3.	Крупнопанельные и объемно-блочные с числом этажей выше 5	$K_{эт}=0,75+0,075(n-5)$, но не более 1,3
4.	Не указанные в п. 1 – 3	1,0