#### СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ

## ПОСОБИЕ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ СТАЛЬНЫХ СЕЙСМОСТОЙКИХ КАРКАСОВ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ В РАЗВИТИЕ (СНиП РК 2.03-04-2001) ЧАСТЬ 2

## STEEL SEISMIC STABLE FRAMES FOR HIGH RISING BUILDINGS ESTIMATION AND DESIGN MANUAL (IN ADDITION TO SNIP RK 2.03-04-2001) PART 2

Дата введения –2005.03.01

### предисловие

1 РАЗРАБОТАНЫ:	ТОО «Институт Проектстальконструкция» (авторы: кандидаты
	технических наук, профессора Максимов Ю. С. и Остриков Г.
	M,)
2 ПРЕДСТАВЛЕНЫ:	Управлением технического нормирования и новых технологий в
	строительстве Комитета по делам строительства и жилищно-
	коммунального хозяйства Министерства индустрии и торговли
	Республики Казахстан (МИТ РК).
3 ПРИНЯТЫ	Приказом Комитета по делам строительства и жилищно-
	коммунального хозяйства
И ВВЕДЕНЫ	МИТ РК от 03.11.2004 г. № 426
В ДЕЙСТВИЕ	с 1 марта 2005 г.
5 ВВЕДЕНЫ:	Впервые
6 ПОДГОТОВЛЕНЫ:	Проектной академией «KAZGOR» в соответствии с требованиями
	СНиП РК 1.01-01-2001 на русском языке.

Срок действия данного норматива устанавливается до переиздания его на государственном языке.

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Уполномоченного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства РК.

ISBN

#### Содержание

## Часть 2

## 4. СВЯЗЕВЫЕ И РАМНО-СВЯЗЕВЫЕ СТАЛЬНЫЕ СЕЙСМОСТОЙКИЕ КАРКАСЫ ЗДАНИЙ

- 4.1 Схемы каркасов
- 4.2 Конструктивные формы колонн, ригелей, балок перекрытий и связей
- 4.3. Узловые соединения
- 4.4 Энергопоглощающие элементы каркасов
- 4.5 Особенности расчета

4.6 Пример расчета и конструирования стального рамно-связевого каркаса 12-этажного широко корпусного сейсмозащищенного здания

- 5. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ СТАЛЬНЫЕ СЕЙСМОСТОЙКИЕ КАРКАСЫ ЗДАНИЯ
- 5.1 Схемы каркасов
- 5.2 Конструктивные формы элементов стальных пространственных каркасов
- 5.3 Узловые соединения
- 5.4 Энергопоглощающие элементы
- 5.5 Особенности расчета
- 5.6 Пример конструирования и расчета стального пространственного каркаса рамного типа12-этажного сейсмозащищенного здания
- 6. КОНСТРУКТИВНЫЕ ФОРМЫ И РАСЧЕТ ЭНЕРГОПОГЛОЩАЮЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ
- 6.1 Основные типы энергопоглощающих элементов
- 6.2 Малоцикловая прочность энергопоглотителей

6.3 Ригели и узлы стальных рамных каркасов, работающие в упруго-пластической стадии

- 6.4 Сдвиговые энергопоглотители
- 6.5 Балочные энергопоглотители
- 6.6 Кольцевые энергопоглотители

## 4 СВЯЗЕВЫЕ И РАМНО-СВЯЗЕВЫЕ СТАЛЬНЫЕ СЕЙСМОСТОЙКИЕ КАРКАСЫ ЗДАНИЙ

Связевые и рамно-связевые стальные каркасы многоэтажных зданий отличаются от рамных более низкой металлоемкостью и повышенной жесткостью. Существенным недостатком таких каркасов является сложность архитектурно-планировочных решений, обусловленная установкой вертикальных связей по колоннам здания. Это часто заставляет архитекторов отказываться от связевых схем.

Для обеспечения высокой сейсмостойкости связевых каркасов многоэтажных зданий необходима установка в связях по колоннам энергопоглощающих элементов различных типов, работающих в упруго-пластической стадии на знакопеременные горизонтальные сейсмические нагрузки и обеспечивающих надежную работу связей, предохраняя их от разрушения во время пиковых перегрузок.

Не допускается установка в пределах одного этажа здания связей с энергопоглотителями и без них, если не обеспечена упругая работа последних при перегрузках во время землетрясения.

#### 4.1 Схемы каркасов

Из большого количества возможных конструктивных схем связевых и рамно-связевых каркасов многоэтажных зданий на рисунке 4.1 приведены несколько, наиболее часто применяемых типов.

При разработке конструктивных схем связевых каркасов необходимо руководствоваться следующими принципами:

- расположение и конструкция связей должны как можно меньше мешать архитектурно-планировочные решения;

- расположение и жесткости связей должны обеспечивать минимальные усилия в колоннах и ригелях каркаса здания от горизонтальных сейсмических нагрузок;

- необходимо стремиться к совпадению центра жесткости каркаса и центра его масс;

- энергопоглощающие элементы, устанавливаемые в связях, должны отличаться высокой энергопоглощающей способностью, малоцикловой прочностью, простотой конструктивных форм, малыми габаритами и легкостью замены на новые в случае их повреждения во время землетрясения расчетной интенсивностью.

При выборе типа связей для многоэтажных каркасов предпочтение следует отдавать крупноразмерным поперечным связям (рисунок 4.1 тип 4), которые обеспечивают минимальные нормальные силы в колоннах и увеличивают боковую жесткость каркаса здания, что особенно важно для высоких зданий. Продольные связи целесообразно располагать по всей длине каркаса со смещением по этажам (рисунке 4.1 типы 5, 6). Связи на фасадах здания должны иметь такую конструкцию, которая позволяет легко решать вопросы естественного освещения помещений, например, как это показано на рисунке 4.1 тип 5. Продольные крестовые связи (рисунок 4.1 тип 6) лучше применять для внутренних рядов колонн, располагая их в перегородках здания.

Выбор типа энергопоглотителя во многом зависит от архитектурно-планировочных решений.

#### 4.2 Конструктивные формы колонн, ригелей, балок перекрытий и связей

На рисунке 4.2 приведены наиболее часто применяемые в практике строительства многоэтажных зданий сечения стальных колонн, ригелей, балок перекрытий и связей. Целесообразность применения типа сечения элемента зависит от особенностей его работы на сейсмические нагрузки в принятой конструктивной схеме стального связевого каркаса здания.

Из приведенных на рисунке 4.2 сечений колонн для связевых каркасов целесообразно применять трубчатые (типы 3 – 6), имеющие одинаковый радиус инерции относительно любой оси. С точки зрения трудоемкости изготовления и в отдельных случаях стоимости выгодны прокатные широкополочные двутавры (тип 1), а при их отсутствии следует применять сварные двутавры (тип 2).

Для ригелей и балок перекрытий всегда эффективны прокатные (тип 1) и сварные (тип 2) двутавры. Наименьшую металлоемкость имеют сварные двутавры с тонкой поперечногофрированной стенкой (тип 3).

Раскосы связей, работающие на растяжение – сжатие, целесообразно выполнять из трубчатых элементов (типы 1,2,3,5,6). Для раскосов крестовых связей, работающих только на растяжение, следует применять сечения из уголков или круглой стали (тип 4,7). Вертикальные связи по колоннам стальных





1,2,3,4 – поперечные связи, 5,6 – продольные связи Рисунок 4.1 – Схемы связевых и рамносвязевых каркасов зданий



Рисунок 4.2 – Сечения стальных колонн (*a*), ригелей и балок перекрытий (б), связей (в)

сейсмостойких каркасов многоэтажных зданий должны быть защищены от возможных перегрузок во. время землетрясения с помощью энергопоглотителей. Без выполнения этого условия каркас здания нельзя считать сейсмостойким.

α

#### 4.3 Узловые соединения

В связевых и рамно-связевых стальных каркасах многоэтажных зданий крепление раскосов связей рационально производить непосредственно к колонне (рисунок 4.3). При таком решении упрощается крепление ригеля или балки перекрытия, так как снижается усилие передающееся с ригеля или балки на колонну. Соединение раскоса к колонне может выполняться на сварке или болтах. Проще это делать с помощью монтажной сварки. Болтовые соединения, особенно на высокопрочных болтах, требуют более высокой точности изготовления. (рисунок 4.4).

В связевых каркасах прикрепление раскосов связей к колонне приводит иногда к расцентровке раскосов в узле, как это показано на рисунке 4.3. В этом случае колонна должна рассчитываться с учетом дополнительного момента. Прикрепление фасонки раскоса к колонне и ригелю или балке допускается только при установке специальных корытообразных элементов на пояс ригеля или колонны (рисунок 4.5). При этом связь должна центрироваться на точку пересечения осей поясов колонны и ригеля. Это исключает отрыв фасонки связи от одного из элементов, вызванный раскрытием прямого угла между ригелем и колонной. Размеры корытообразного элемента назначаются по расчету.

На рисунке 4.6 показан узел связевого каркаса с колоннами трубчатого сечения. Для передачи усилия с раскоса связей на ригель необходима установка диафрагмы в колонне или накладок, прикрепляющих пояс ригеля к стенкам колонны.

В некоторых случаях, особенно при значительных усилиях в связях, в каркасах с трубчатыми колоннами целесообразно крепить фасонку раскоса непосредственно к ригелю (рисунок 4.7).

База колонны двутаврового сечения связевого каркаса показана на рисунке 4.8. Ось раскоса связи следует центрировать на точку пересечения оси колонны с опорной плитой.

На рисунке 4.9 приведен вариант базы колонны трубчатого сечения связевого каркаса многоэтажного здания. При необходимости для уменьшения толщины опорной плиты в колонну могут быть врезаны вертикальные ребра жесткости.

#### 4.4 Энергопоглощающие элементы каркасов

В связевых каркасах могут быть установлены энергопоглотители различных типов. На рисунках 4.10 - 4.14 приведены наиболее простые и эффективные типы стальных энергопоглощающих элементов.

В крестовых связях, работающих на растяжение – сжатие или только на растяжение, надежно работают сдвиговые энергопоглотители (ЭПС), которые устанавливаются в узле пересечения раскосов (Рисунок 4.10). У этого энергопоглотителя в упруго-пластической стадии работает стенка на сдвиг.

Обрамляющие стенку пластины должны работать на растяжение в упругой стадии.

Отличительной особенностью сдвигового энергопоглотителя является высокая жесткость. Для снижения жесткости каркаса в крестовых связях следует устанавливать кольцевой энергопоглотитель (рисунок 4.11), у которого в пластической стадии работают пояса двутаврового кольца в зонах прикрепления раскосов. Для обеспечения устойчивости стенку кольца делают из гофрированной стали. Раскосы связей, в которых установлен кольцевой энергопоглотитель, должны работать на растяжение – сжатие. Применение гибких раскосов, работающих только на растяжение, недопустимо.

В раскосных и полураскосных связях следует устанавливать сдвиговые энергопоглотители, показанные на рисунке 4.12, у которых стенки двутавра работают на сдвиг за пределами упругости стали. Обрамляющие стенку пластины должны работать на растяжение – сжатие только в упругой стадии.

Для обеспечения свободных проходов внутри здания следует устанавливать полураскосные связи с расцентрованными раскосами, оснащенные балочными энергопоглотителями (рисунок 4.13), или связи рамного типа (рисунок 4.14). Связи

рамного типа с балочными энергопоглотителями удобно применять по наружным рядам колонн каркаса, так как они позволяют просто устанавливать окна и витражи.

В двутавровых балочных энергопоглощающих элементах в пластической стадии работают пояса, поэтому для эффективной и надежной их работы необходимо устраивать в них зоны равного сопротивления. Для обеспечения устойчивости стенки балочных энергопоглотителей следует выполнять из гофрированной стали.

При землетрясениях в качестве упругого ядра связевого каркаса может быть рамный каркас или специальные связи, всегда работающие в упругой стадии. Например, гибкие крестовые связи из высокопрочной стали или стальных канатов.

#### 4.5 Особенности расчета.

Расчетная схема каркаса должна соответствовать конструктивной схеме, при этом необходимо стремиться свести к минимуму расхождение между ними с точки зрения работы конструкций на внешние нагрузки.

Расчет каркаса необходимо выполнять по пространственной схеме на наиболее неблагоприятное воздействие горизонтальных сейсмических нагрузок в соответствии с требованиями 3-й главы СНиП РК 2.03-04-2001.

Расчет каркаса должен производиться по деформированной схеме с учетом дополнительных горизонтальных нагрузок от вертикальных сил (см. главу 3 части 1 Пособия).

Расчет каркаса многоэтажного здания рекомендуется выполнять совместно с фундаментом и основанием здания в предположении упругой работы стальных конструкций.

Установка в каркасе здания энергопоглощающих элементов позволяет предохранить несущие конструкции здания от перегрузок при землетрясениях. При этом энергопоглотители необходимо рассчитать

на горизонтальные сейсмические нагрузки, превышающие расчетные, полагая, что они работают за пределом упругости, поглощая за счет пластического деформирования в каждом полуцикле 50% расчетной энергии сейсмических воздействий, полученной связью, в которой установлен энергопоглотитель.





Рисунок 4.4 – Болтовое соединение связей



Рисунок 4.5 – Узел рамно-связевого каркаса









Рисунок 4.7 – Узел связевого каркаса



Рисунок 4.8 – База колонны двутаврового сечения



Рисунок 4.9 – База колонны трубчатого сечения

ЭПС



Рисунок 4.10 – Крестовая связь с сдвиговым энергопоглотителем



Рисунок 4.11 – Крестовая связь с кольцевым энергопоглотителем



Рисунок 4.12 – Раскосная связь с сдвиговым энергопоглотителем



Рисунок 4.13 – Полураскосная связь с балочным энергопоглотителем



Рисунок 4.14 – Связь рамного типа с балочными энергопоглотителями

На рисунке 4.15 приведена циклограмма деформирования связи i-го этажа с энергопоглотителем сдвигового типа при знакопеременном циклическом нагружении.

Расчетная энергия сейсмического воздействия,  $V_o = \frac{1}{2} S_p Y_o$ 

где *S<sub>p</sub>* - расчетная горизонтальная сейсмическая нагрузка на связь i-го этажа;

 $Y_{o}$  – горизонтальное смещение в пределах і-го этажа от нагрузки  $S_{p}$ .

Полагая, что в каждом следующем полуцикле нагружения связь получит дополнительную энергию  $V_I = 0,5$   $V_o$  и смещение каркаса в пределах этажа увеличится на 0,25  $Y_o$  за счет пластической работы на сдвиг энергопоглотителя, получим циклограмму

деформирования связи і-го этажа.

Зная жесткость энергопоглотителя можно оценить его малоцикловую прочность при знакопеременном циклическом нагружении во время землетрясения расчетной интенсивности. Методика такого расчета приведена в главе 6.

Обязательным условием надежной работы стального каркаса на знакопеременные сейсмические нагрузки Уявляется наличие упруго работающего ядра, жесткость которого не должна быть меньше 25% от первоначальной общей жесткости каркаса. Наличие упруго работающего ядра исключает накапливание односторонних деформаций каркаса здания, что обеспечивает надежную его работу на весь эксплуатационный период.

При расчете связевого каркаса можно не учитывать небольшое уменьшение его жесткости от установки энергопоглощающих элементов в связях. Жесткость связей следует назначать по фактически принятым для расчета поперечным сечениям.

## 4.6 Пример расчета и конструирования стального рамно-связевого каркаса 12этажного

## широко корпусного сейсмозащищенного здания

Основные исходные данные:

1 Шаг колонн в поперечном и продольном направлениях – 6 м.

2 Высота этажа 3,6 м.

3 Размеры в плане 18х18 м.

4 Перекрытия железобетонные монолитные (нормативная нагрузка – 260 кгс/м<sup>2</sup>)

5 Полы (нормативная нагрузка 100 кгс/м<sup>2</sup>)

6 Ограждающие конструкции – легкие панели, витражи (нормативная нагрузка – 60 кгс/м<sup>2</sup>)

7 Сейсмичность района строительства – 9 баллов.

8 Грунты второй категории по сейсмическим свойствам.

9 Снеговая нагрузка - II район по СНиП 2.01.07-85\*.

10 Ветровая нагрузка - III район по СНиП 2.01.07-85\*.

11 Временная нагрузка 150 кгс/м<sup>2.</sup>

12 Огнезащита – вермокулитовая штукатурка δ = 40 мм

Уровень ответственности здания – нормальный, коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 0.95$  (СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия»).



Рисунок 4.15 – Циклограмма деформирования связей 2-го этажа

Расчет каркаса выполнен только на особое сочетание нагрузок. Принятые конструктивные формы элементов и узлов каркаса не являются обязательными при реальном проектировании.

На рисунке 4.16 приведена расчетная схема одной рамы каркаса с фундаментом и основанием в виде вертикальных стержней, жесткость которых эквивалентна песчаногравийному грунту, принятому в виде линейно-деформируемого полупространства. Расчет каркаса выполнен по программе SCAD OFFICE.



Рисунок 4.16 – Расчетная схема поперечной рамы каркаса (1) с фундаментом (2) и основанием (3)

Таблица нагрузок

Нагрузка	Oc	новное соче	тание	(	Особое сочетание			
	Нормат.	$\gamma_{\rm f}$	Расчетн.	n <sub>c</sub>	Расчетн.	Примечание		
	кгс/м <sup>2</sup>		кгс/м <sup>2</sup>		кгс/м <sup>2</sup>			
Типовое перекрытие								
I Постоянная								
1.1 Собств. вес м/к и огнезащита	150,0	1,2	180,0	0,95	171,0			
1.2 Железобетонное перекрытие	260,0	1,1	286,0	0,9	258,0			
1.3 Пол	100,0	1,3	130,0	0,9	117,0			
1.4 Перегородки	100,0	1,1	110,0	0,9	99,0			
1.5 Подвесной потолок	25,0	1,1	28,0	0,9	25,0			
Итого			734		~ 700,0			
1.6 Стеновое ограждение	60,0	1,2	72,0	0,9	65,0	<sup>м2</sup> стены		
На колонну крайних рядов с								
одного этажа					1400 кгс			
II Временная								
2.1 Снеговая	70,0	1,4	98,0	0,5	50,0			
2.2 На перекрытие	150,0	1,3	195,0	0,5	100,0			

Масса любого этажа, включая покрытие, ~ 69 тс.

Расчет поперечной рамы каркаса на вертикальные нагрузки и горизонтальные сейсмические нагрузки выполнен при предположении упругой работы стали. Установка в раскосах вертикальных связей по колоннам сдвиговых энергопоглотителей обеспечит надежную работу каркаса здания при пиковых перегрузках.

Жесткости элементов стального каркаса назначаются по аналогам или по приближенному расчету.

Подбор сечений ригелей из сварных двутавров с поперечно гофрированной стенкой.

1 Нижний ярус каркаса

Расчетный изгибающий момент в ригеле на расстоянии 310 мм от оси колонны M<sub>p</sub> = 24,6 тс.м, поперечная сила Q = 13,4 тс.

При высоте гофрированной стенки 400 мм, выполненной из стали С245 ее толщина должна быть не менее

$$t_W = \frac{Q}{h_W \gamma_e R_s / \gamma_n} = \frac{13.4}{40 \cdot 0.95(0.58 \cdot 2.45) / 0.95} = 0.236 \text{ cm} \approx 2.5 \text{ mm}$$

Необходимая площадь сечения поясов ригеля из стали С255:

$$A_f = \frac{M_p}{(h_w + t_f)\gamma_\tau R_y/\gamma_n} = \frac{2460}{41,2 \cdot 1,3 \cdot 245/0,95} = 17,8 \text{ cm}^2,$$

где  $\gamma_{\tau}R_{y}$  – расчетная величина предела текучести стали пояса ригеля. Принимаем сечение поясов – 150 х 12 мм. Проверяем отношение свеса пояса к толщине:

$$\frac{0.5(e_f + \frac{2}{3}f)}{t_f} = \frac{0.5(150 + 40)}{12} = 7.9 \le 0.28 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 8.2,$$

где <sup>в</sup><sub>f</sub> - ширина пояса,

*f* - высота гофров стенки.

2 Второй ярус каркаса

 $M_p = 28,8$  тс.м.  $Q_p = 15,1$  тс. Пояса ригеля из стали C255, гофрированная стенка – из C245.

$$t_{w} = \frac{15,1}{40 \cdot 0.95 \ (0.58 \cdot 2.45)/0.95} = 0.265 \text{ cm} \approx 3.0 \text{ mm}$$
$$A_{f} = \frac{2880}{41.2 \cdot 1.3 \cdot 2.45/0.95} = 20.85 \text{ cm}^{2}.$$

Принимаем сечение поясов – 150 х 14 мм.

3 Третий ярус каркаса

 $M_p = 30,3$  тс.м;  $Q_p = 15,7$  тс. Пояса ригеля из стали C255, гофрированная стенка – из C245. Принимаем стенку толщиной  $t_w = 3,0$  мм.

$$A_f = \frac{3030}{41,4\cdot1,3\cdot2,45/0,95} = 21,83 \text{ cm}^2.$$

Принимаем сечение пояса – 160 х 14 мм.

4. Четвертый ярус каркаса.

 $M_p = 19,65$  тс.м.  $Q_p = 14,4$  тс.  $N_p = 65,4$  тс.

Принимаем стенку ригеля  $t_w = 3,0$  мм из стали C245.

$$A_f = \frac{\frac{M_p}{h_l} + 0.5N}{\gamma_t \cdot R_y / \gamma_n} = \frac{\frac{1965}{41.4} + 0.5 \cdot 65.4}{1.3 \cdot 2.45 / 0.95} = 23.9 \text{ cm}^2$$

Принимаем сечение пояса – 170 х 14 мм из стали С255.

Унифицируем сечение поясов всех ригелей каркаса здания – 170 х 14 мм, сталь C255 по ГОСТ 27772-88\*, стенки всех ригелей принимаем толщиной 3 мм из стали C245 по ГОСТ 27772-88\*.

Подбор сечений трубчатых колонн из четырех уголков.

#### 1 Нижний ярус.

Усилия в нижнем сечении колонны:

Крайней  $M = M_e \pm M_c = 7,2 \pm 23,6 = 30,8$  тс.м (-16,4 тс.м)  $N = N_e \pm N_c = -210,6 \pm 97,7 = -308,3$  тс (-112,9тс)  $Q_{max} = 4,4 + 9,7 = 14,1$  тс. Средней  $M = 5,1 \pm 17,2 = 22,3$  тс.м (-12,1тс.м)  $N = -323,0 \pm 384,0 = -707$  тс (+61тс)  $Q_{max} = 2,9 + 81 = 11,0$  тс

Здесь *М*<sub>6</sub>, *M*<sub>c</sub>, *N*<sub>6</sub>, *N*<sub>c</sub> – изгибающие моменты и нормальные силы в колонне от вертикальной и горизонтальной сейсмической нагрузок.

Подбираем сечение средней колонны из стали С345.

Прочность: 
$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq \gamma_c \gamma_\tau R_y / \gamma_n$$
. Приблизительно  $\frac{A}{W} = \frac{3}{e}$ , где  $e = h - t$ ,

*h u t* - ширина и толщина стенки колонны.

Требуемая площадь сечения квадратной трубчатой колонны:

$$A = (N + 3M/6) / (\gamma_c \gamma_\tau R_y / \gamma_n) = (707 + 3 \cdot 2230/30) (1,3 \cdot 3,2/0,95) = 212,4 \text{ cm}^2$$

Принимаем сечение колонны из четырех уголков  $\Lambda$  260 х 160 х 20, площадь которых  $A = 4 \cdot 60, 4 = 241, 6 \text{ см}^2$ ;  $V_x = 36526 \text{ см}^4$ ;  $W_x = 2283 \text{ см}^3$ .

При действии сейсмической нагрузки по диагонали каркаса здания нормальная сила в средней колонне увеличится в 1,41 раза и будет равна 384 · 1,41 = 542 тс. Нормальные фибровые напряжения в колонне:

$$\sigma = \frac{(323+542)}{241,6} + \frac{2230}{0,707 \cdot 2283} = 3,58+1,38 = 4,96 \text{ T/cm}^2 > 1,3 \cdot 3,2/0,95+4,379 \text{ Tc/cm}^2$$

С учетом развития пластических деформаций, допустить которые возможно из-за кратковременности сейсмических нагрузок, проверку прочности можно производить по формуле:

$$\left(\frac{N}{A \cdot \gamma_c \gamma_\tau R_y / \gamma_n}\right)^n + 2 \quad \frac{0,707 \cdot M}{c_x W_x \cdot \gamma_c \gamma_\tau R_y / \gamma_n} = \left(\frac{865}{241,6\cdot 4,38}\right)^{1,5} + 2\frac{0.707 \cdot 2230}{1,12\cdot 2283\cdot 4,38} = 0,379 + 0,281 = 1,02 \approx 1000$$

Прочность обеспечена.

Устойчивость: Расчетная длина колонны  $\ell_p = \mu \cdot \ell \approx 0.7 \cdot 360 = 252$  см.

$$\lambda = \frac{252}{0,4 \cdot 32} = 19,7, \quad \overline{\lambda} = \frac{\lambda}{\sqrt{E/R_y}} = \frac{19,7}{25,6} = 0,77$$

Гибкость колонны

$$m = \frac{M}{N} \frac{A}{W} = \frac{2230 \cdot 3}{707 \cdot 30} = 0,315,$$

Относительный эксцентриситет

$$\eta = 1,75 - 0,0315 - 0,02 \ (5 - 0,315) \ \cdot 0,77 = 1,64$$
,  $m_{efl} = m \ \cdot \eta = 0,315 \ \cdot 1,64 = 0,52$ .

По таблице 76 СНиП РК 5.04-23-2002 при  $\delta = -0.5 m_{ef} \approx 0.31$ Согласно таблице 74 СНиП РК 5.04-23-2002  $\gamma_e = 0.749$ 

$$\frac{N}{v \cdot A} = \frac{707}{0.749 \cdot 241.6}$$

 $\sigma = \gamma_e \cdot A = 0.749 \cdot 241.6 = 3.907 \text{ tc/cm}^2 < 1 \cdot 1.2 \cdot 3.2/0.95 = 4.042 \text{ tc/cm}^2$ 

При горизонтальной сейсмической нагрузке, действующей по диагонали здания, N = 865тс, M = 22,3 тс.м.

$$m = \frac{2230 \cdot 241,6}{865 \cdot 7614} = 0,39, \qquad m_{efI} = 0,39, \qquad m_{ef} = 0,25 \text{ и } \gamma_e = 0,885$$
$$\sigma = \frac{865}{0,885 \cdot 241,6} = 4,045 \approx 4,042 \text{ тс/см}^2.$$

С целью унификации крайние колонны поперечной рамы принимаем такого же сечения. В момент возникновения в одной средней колонне поперечной рамы максимальных усилий во второй средней колонне усилия будут равны:

$$M = -17,6 + 1,3 = -16,3$$
 тс.м.  $N = -321,4 + 320,3 = -1,1$  тс.  $Q = 8,1$  тс. и соответственно  
 $\frac{N}{4} \pm \frac{M}{10} = \frac{-1.1}{241.6} \pm \frac{1630}{2222}$ 

нормальные напряжения  $\sigma = A W 241.6 2283 = -0.005 \pm 0.714 \approx 0.72 \text{ тс/см}^2$ .

В крайних колоннах рамы в это время нормальные напряжения составят:

$$\sigma_{\kappa 1} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{210,6+97,7}{241,6} - \frac{2540+800}{2283} = 1,276 - 1,463 = -2,739 \text{ Tc/cm}^2 < R_y = 3,2 \text{Tc/cm}^2$$

 $\sigma_{\kappa 2} = \frac{-211,2+96,0}{241,6} \pm \frac{2450-2,50}{2283} = -0,477 \pm 0,964 \text{ tc/cm}^2 \text{ ; } \sigma_{\kappa 2 \text{ max}} = -1,441 \text{ tc/cm}^2 < R_y = 3,2 \text{ tc/cm}^2.$ 

Таким образом, при предельном загружении одной из средних колонн рамы остальные колонны работают в упругой стадии с нормальными напряжениями значительно ниже расчетных. Это позволяет каркасу надежно работать при пиковых перегрузках во время землетрясения.

Для снижения расхода стали на каркас здания сечения крайних колонн могут быть уменьшены, для чего необходимо произвести дополнительный расчет.

#### 2 Второй ярус.

Усилия в наиболее нагруженной средней колонне:

M = 3,03 + 9,52 = 12,55 TC.M N = -236,5 - 202,5 = -439 TC. Q = 7,5 TC.

Требуемая площадь сечения колонны по прочности (сталь С345)

$$A = (N + 3M/6) / (\gamma_c \gamma_\tau R_y / \gamma_n) = (439 + 3 \cdot 1255/30, 4) / (1, 3 \cdot 3, 2/0, 95) = 128,5 \text{ cm}^2$$

Принимаем сечение колонны из 4 🗆 160 х 14, площадь которых равна

$$A = 4 \times 43, 3 = 173, 2 \text{ cm}^2,$$
  $J_x = 27209 \text{ cm}^4,$   $W_x = 1700 \text{ cm}^3.$ 

При действии сейсмических нагрузок по диагонали каркаса здания нормальные фибровые напряжения в колонне:

$$\sigma = \frac{236,5+202,6\cdot1,41}{173} + \frac{1255}{0,707\cdot1700} = 3,018 + 1,044 = 4,062 \text{ тс/см}^2 < \gamma_c \gamma_\tau R_y / \gamma_n = 4,371 \text{ тс/см}^2.$$
  
Устойчивость:  $\bar{\lambda} = 0,77$  (см. первый ярус)  
$$\frac{M}{NW} = \frac{1255\cdot173,2}{439\cdot1700} = 0,291; \ \eta = 1,75 - 0,029 - 0,02 \ (5 - 0,29) \cdot 0,77 = 1,65; m_{efl} = m \cdot \eta = 0,291 \cdot 1,65 = 0,48; при \delta = -1 \qquad m_{ef} = 0,3 \text{ и } \gamma_e = 0,87$$
$$\frac{N}{\gamma_e \cdot A} = \frac{439}{0,87\cdot173,2} = 2,92 \text{ тс/см}^2 < \gamma_c \gamma_\tau R_y / \gamma_n = 1,2 \cdot 3,2 / 0,95 = 4,042 \text{ тс/см}^2.$$
  
При горизонтальной сейсмической нагрузке, действующей по диагонали здания  $N = -236,5 + 1,41 \cdot 202,5 = 522 \text{ тс.}$ 
$$M = 12,55 \text{ тс.M} \qquad m = \frac{1255\cdot173,2}{522\cdot(0,707\cdot1700)} = 0,347; m_{efl} \approx 0,35 , m_{ef} = 0,225$$
$$\gamma_e = 0,895 \ \sigma = \frac{522}{0,895\cdot173,2} = 3,37 \text{ тс/см}^2 < 4,042 \text{ тс/см}^2.$$

В целях унификации крайние колонны рам приняты такого же сечения.

#### 3 Третий ярус

Усилия в наиболее нагруженной средней колонне:

M = 2,85 + 8,63 = 11,48 тс. M = -155,3 - 80,8 = 236,1 тс. Q = 7 тс.

Требуемая площадь сечения колонны по прочности (сталь С255):

$$A = (N + 3M/6) / (\gamma_c \gamma_\tau R_y / \gamma_n) = (236.1 + 3 \cdot 1148 / 30.8) / (1.3 \cdot 2.4/0.95) = 103.8 \text{ cm}^2.$$

Принимаем сечение колонны из 4∟ 160 х 10

$$A = 4 \cdot 31, 4 = 125, 6 \text{ cm}^2, J_x = 20289 \text{ cm}^4, W_x = 1268 \text{ cm}^3.$$

При действии сейсмической нагрузки по диагонали каркаса здания нормальные фибровые напряжения в колонне:

$$\sigma = \frac{\frac{155,3+80,8\cdot1,41}{125,6} + \frac{1148}{0,707\cdot1268}}{1,25,6} = 2,144 + 1,28 = 3,424 \text{ Tc/cm}^2 > 1,3 \cdot 2,48/0,95 = 3,35$$

С учетом развития пластических деформаций проверку прочности можно выполнять по формуле:

$$\left(\frac{N}{A\gamma_c\gamma_\tau R_y/\gamma_n}\right)^n + 2\frac{0,707M}{C_x W_x \gamma_c \gamma_\tau R_y/\gamma_n} = \left(\frac{269,2}{125,6\cdot 3,35}\right)^{1.5} + 2\frac{0,707\cdot 1148}{1,12\cdot 1268\cdot 3,35} = 0,512 + 0,342 = 0,512$$

0,853<1.

Устойчивость: 
$$\bar{\lambda} \approx 0,77$$
;  $m = \frac{1148 \cdot 125,6}{236,1 \cdot 1268} = 0,482$ ;  
 $\eta = 1,72 - 0,048 - 0,02 \ (5 - 0,48) \cdot 0,77 = 1,63$ ;  $m_{efl} = m \cdot \eta = 0,482 \cdot 1,63 = 0,79$   
при  $\delta = -1 \ m_{ef} = 0,52$  и  $\gamma_e = 0,806$   
 $\sigma = \frac{236,1}{0,806 \cdot 125,6} = 2,333 \text{ tc/cm}^2 < 3,35 \text{ tc/cm}^2$ .

При горизонтальной сейсмической нагрузке, действующей по диагонали здания

$$N = -155 - 1.41 \cdot 80.8 = -269$$
 тс.  $M = 11.48$  тс.м.

$$m = \frac{\frac{1148 \cdot 125,6}{269 \cdot 896,5}}{\frac{269}{0,846 \cdot 125,6}} = 0,6 ; m_{efl} = 0,6; m_{ef} = 0,38; \gamma_e = 0,846$$
  
$$\sigma = \frac{\frac{269}{0,846 \cdot 125,6}}{\frac{2}{0,846 \cdot 125,6}} = 2,532 \text{ Tc/cm}^2 < 3,35 \text{ Tc/cm}^2$$

Сечения колонн четвертого яруса принимаем таким же, как и третьего яруса.

#### Раскосы связей

1 Первый и второй яруса N = -157 тс.  $\ell_p = 700 - 50 = 650$  см. Сечение связи  $\Box$  из 2  $\sqcup$  200 х 13 сталь C245 i = 7,83 см.  $\lambda = \frac{650}{7,83} = 83$   $\gamma = 0,664$   $N_{max} = \varphi R_y A = 0,664 \cdot 2,45 \cdot 101,8 = 165,6$  тс > 157 тс.

2 Третий и четвертый ярусы N = 108,1 тс.

Сечение связи  $\Box$  из 2  $\sqcup$  180 х 11 сталь C245  $\lambda = 7,06 = 92, \gamma = 0,598.$  $N_{max} = \varphi R_v A = 0.598 \cdot 2.45 \cdot (2 \cdot 38.8) = 113.7 \text{ tc} > 108.1 \text{ tc}.$ 

Расчет сдвиговых энергопоглотителей (ЭПС) связей по колоннам

1. Первый ярус (1-3 этажи) N<sub>p</sub> = 150 тс. Конструкция сдвигового энергопоглотителя приведена на рисунке 4.17.

Требуемая площадь поперечного сечения стенки ЭПС (сталь С255)

 $A_{w} = \frac{0.5N}{\gamma_{\tau} \cdot R_{y}} = \frac{0.5 \cdot 150}{1.4 \cdot 2.45} = 21,9 \text{ см}^{2}.$  Принимаем сечение стенки – 180 х 12 мм. Нормальная сила в поясе ЭПС  $N_{n} = \frac{0.5N \cdot 0.5_{\theta_{I}}}{h_{I}} = \frac{75 \cdot 15.5}{23} = 50,5 \text{ тс.}$ Необходимое сечение пояса ЭПС  $A_n = \frac{N_n}{\gamma_c R_y} = \frac{50,5}{1 \cdot 2,45} = 20,6 \text{ см}^2$ Принимаем сечение пояса – 170 х 12 сталь С255.

Требуемая площадь поперечного сечения фасонки раскоса связи  $A_{\phi} = \frac{N}{\gamma_c R_y} = \frac{150}{1 \cdot 3.2} = .9 \text{ см}^2$ . Принимаем – 240 x 20 сталь C345 46,9 см<sup>2</sup>. Принимаем – 240 х 20 сталь С345.

Аналогично подбираем сечения элементов ЭПС для 2 – 4 ярусов каркаса здания.

На примере энергопоглотителя первого яруса покажем эффективность их применения для защиты каркаса здания от возможных пиковых перегрузок. На рисунке 4.18 показана циклограмма работы второго этажа рамы при увеличении сейсмической нагрузки в α раз против расчетной. В этом случае при упругой работе элементов соответственно возрастут и поперечные силы, воспринимаемые элементами рамы.

Поперечная сейсмическая сила, воспринимаемая раскосом связи второго этажа при

расчетной нагрузке, будет равна S<sub>c</sub> = 150  $\frac{1}{7}$  = 128,5 тс., а всеми колоннами рамы S<sub>к</sub> = 3,9 + 5,6+5,6+3,9=19 тс.

Суммарная поперечная сила  $S_o = S_c + S_\kappa = 128,5 + 19 = 147,5$  тс., в том числе раскос воспринимает 87%, колонны – 13%.

При сейсмической нагрузке S<sub>o</sub> = 147,5 т энергопоглотитель сдвигового типа начнет работать в пластической стадии. При этом деформация раскоса длиной  $\ell_p = 650$  см составит:

 $\Delta_{\rm p} = \frac{N_p \cdot \lambda_p}{E \cdot A_p} = \frac{150 \cdot 650}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 101,8} = 0,456$  см. При перегрузке  $\alpha = 1,3$  деформации ЭПС в пластической стадии будут равны:  $\Delta_{3,\pi} = (\alpha - 1) \cdot \Delta_p \cdot K_n = 0,3 \cdot 0,456 \cdot 1,1 = 0,15$  см.





Рисунок 4.17 – Узел рамно-связевого каркаса



Рисунок 4.18 – Циклограмма работы 2-го этажа рамы при увеличении расчетной сейсмической нагрузки S<sub>0</sub> B α раз. ω<sub>1</sub>, ω<sub>2</sub> – поглащенная ЭПС энергия сейсмических воздействий соответственно в первом и втором полуциклах колебаний каркаса

Предельная упругая деформация ЭПС из стали С255

$$\Delta_{3,y} = \frac{1,3\tau \cdot 0,5e_W}{Y} = \frac{1,3\cdot 0,58\cdot 2,450\cdot 14}{810000} = 0,032 \text{ cm}.$$

Уровень пластических сдвиговых деформаций стенки ЭПС  $e_n = \frac{\Delta_{_{3\Pi}}}{\Delta_{_{3Y}}} = \frac{0.15}{0.032} = 4.7 < e_{max}$ где *е<sub>тах</sub>* – 14 максимальный расчетный уровень пластических сдвиговых деформаций при количестве циклов

N = 60. (см главу 6).

Таким образом, стальной каркас выдержит землетрясение с интенсивностью на 30% больше расчетной, благодаря установке в раскосах связей сдвиговых энергопоглотителей, работающих в упруго-пластической стадии на знакопеременные сейсмические нагрузки.

#### Расчет стенок колонн узлов каркаса

Например, максимальная поперечная сила в стенках колонн рамного узла третьего яруса каркаса, к которому не крепятся связи:

$$Q_{y_3} = \frac{\frac{0.95(M_{p_n} + M_{p_n}^e - M_{p_n}^n + M_{p_n}^c)}{h_{p_1}} - Q_{\kappa}^e}{\frac{0.95(6.1 + 22.1 - 8.6 + 2.8)}{0.414}} - 5.9 = 45.5 \text{ Tc.}$$

Приведенные напряжения в стенках колонны квадратного трубчатого сечения:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\left(\frac{M_{\kappa}}{J_{\kappa}} \cdot \mathcal{Y}_{1p} + \frac{N_{\kappa}}{A_{\kappa}}\right)^{2} + 3\tau_{xy\kappa}^{2}} = \sqrt{\left(\frac{1048}{20289} \cdot 15 + \frac{236,1}{125,6}\right)^{2} + 3 \cdot 0.76^{2}} = \sqrt{7.45 + 1.73} = 3.03 \text{ Tc/cm}^{2} < 1.15 \cdot \gamma_{\tau} \cdot R_{y} = 1.15 \cdot 1.3 \cdot 2.45 = 3.66 \text{ Tc/cm}^{2}$$

где  $M_{\kappa} = 11,48$  тс.м;

N = 236, 1

тс – изгибающий момент и нормальная сила в колонне.

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{y3}}{A_w} = \frac{45.5}{2 \cdot 30 \cdot 1} = 0.76 \text{ tc/cm}^2.$$

Коэффициент 1,15 учитывает возможность развития в стенках рамного узла пластических деформаций.

Расчет рамных узлов и баз колонн каркаса здания следует выполнять по методике, изложенной в главе 3, где приведены примеры такого расчета.

Расчет узлов примыкания связей к колоннам каркаса (рисунок 4.17) рекомендуется производить по методике расчета узлов тяжелых ферм. Наиболее полно это изложено в литературе по металлическим мостам.

# 5 ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ СТАЛЬНЫЕ СЕЙСМОСТОЙКИЕ КАРКАСЫ ЗДАНИЯ

Пространственные стальные каркасы многоэтажных зданий с расположением основных несущих конструкций, воспринимающих горизонтальные сейсмические нагрузки, по периметру здания или лифтовой шахты отличаются низкой металлоемкостью, повышенной жесткостью и простотой архитектурно-планировочных решений внутреннего объема здания.

Большую часть вертикальных нагрузок воспринимают внутренние колонны каркаса, работающие, как правило, на центральное сжатие. Такое разделение функций работы элементов каркаса на горизонтальные сейсмические и вертикальные нагрузки определило высокую эффективность применения пространственных каркасов для сейсмических районов.

Высокую сейсмостойкость стальных пространственных каркасов многоэтажных зданий можно обеспечить только за счет элементов, работающих в упруго-пластической стадии на знакопеременные сейсмические нагрузки. Это требует нетрадиционного подхода к конструированию таких каркасов, обеспечивающему свободное развитие пластических деформаций в отдельных элементах и узлах при минимальных уровнях концентрации деформации.

#### 5.1 Схемы каркасов

На рисунке 5.1 приведены наиболее характерные схемы пространственных стальных каркасов многоэтажных зданий, которые можно разделить на три группы: каркасноствольные, (1, 4), коробчатые (2, 5, 6) и коробчато-ствольные (3, 7). В каркасно-ствольной схеме на горизонтальные сейсмические нагрузки работает оболочка ствола, в коробчатой – наружная оболочка каркаса, расположенная по периметру здания, в коробчато-ствольной – совместно наружная оболочка каркаса и оболочка ствола.

По конструктивной схеме оболочки пространственного здания могут быть рамного типа (см. рисунок 5 тип 1, 2, 3) и связевого типа (см. рисунок 5 тип 4, 5, 6, 7). Особо следует отметить каркас, в котором наружная оболочка состоит из наклонных стержней, выполняющих функции колонн и связей (тип 6). Эта оболочка отличается высокой жесткостью при работе на горизонтальные нагрузки.

Выбор конструктивной схемы стального пространственного каркаса многоэтажного здания зависит от ряда причин: архитектурного облика, планировки помещений, металлоемкости конструкций, возможности их изготовления на существующих заводах.

Обязательным условием при разработке несущих конструкций пространственных каркасов, возводимых в сейсмических районах, является активная их сейсмозащита, обеспечивающая надежную работу при землетрясениях расчетной интенсивности. Для обеспечения этого каркасы должны быть оснащены стальными энергопоглощающими элементами, работающими без разрушений в упруго-пластической стадии на знакопеременные сейсмические нагрузки, в том числе при пиковых перегрузках.

В качестве энергопоглощающих элементов таких каркасов могут быть ригели рам, стенки рамных узлов и базы колонн в каркасах рамного типа или специальные стальные энергопоглотители различного типа в каркасах связевого типа.



Рисунок 5.1 – Характерные схемы пространственных стальных каркасов многоэтажных зданий

Эффективность работы оболочек рамного типа на горизонтальные сейсмические нагрузки возрастает с уменьшением шага колонн и увеличением высоты ригелей. Идеальной является перфорированная оболочка с минимальными отверстиями для окон.

В пространственных каркасах связевого типа целесообразно применять крупноразмерные связи (см. рисунок 5.1 типы 5, 7), что обеспечивает снижение нормальных сил в колоннах от горизонтальных сейсмических нагрузок.

Каркасы с наружной оболочкой из перекрестных стержней (см.рисунок 5.1 тип 6) обладают повышенной сейсмостойкостью из-за высокой статической неопределимости системы и большого числа энергопоглотителей, роль которых выполняют узловые элементы. Особенно эффективны каркасы, наклонные стержни которых выполнены из труб, а узловые элементы из пустотелых шаров.

#### 5.2 Конструктивные формы элементов стальных пространственных каркасов

#### 5.2.1 Пространственные каркасы рамного типа.

В оболочках рамного типа целесообразно все рядовые наружные колонны выполнять из двутавров, а угловые – из трубчатых или крестообразных сечений. Внутренние колонны, работающие главным образом на центральное сжатие, рекомендуется проектировать квадратного или круглого трубчатого сечения. На рисунке 5.2 показаны рекомендуемые сечения колонн пространственных каркасов рамного типа.

Шаг двутавровых колонн оболочки каркаса здания должен быть минимальным, а высота сечения колонны максимально возможной из условия устройства оконных проемов. Двутавровые колонны за пределами узловых соединений с ригелями рекомендуется выполнять с поперечно-гофрированной стенкой максимальной толщины, определяемой расчетом на прочность.

Ригели оболочки рамного типа должны иметь двутавровое сечение с поперечногофрированной стенкой с целью снижения их металлоемкости. Высота таких ригелей должна быть максимально возможной из условия требуемой высоты оконных проемов. Как правило, здания с пространственными рамными каркасами не следует проектировать с балконами, требующих установки дверей, что уменьшает высоту ригелей и эффективность работы пространственного каркаса на горизонтальные сейсмические нагрузки.

Оболочки рамного типа стальных пространственных каркасов многоэтажных зданий целесообразно разбивать на укрупненные отправочные элементы, габариты которых определяются из условий транспортировки. На рисунке 5.3 приведен фрагмент наружной оболочки пространственного каркаса, разбитого на укрупненные отправочные элементы. Каждый отправочный элемент состоит из двух колонн двутаврового сечения длиной 10800 мм, трех ригелей длиной 1300 мм и шести полуригелей длиной 650 мм, приваренных к колоннам в заводских условиях. Двутавровые колонны имеют сечение высотой 600 мм. Ригели каркаса двутаврового сечения с поперечно-гофрированной тонкой стенкой имеют высоту 1800 мм.

Ширина отправочного элемента 3800мм.

Все монтажные стыки колонн и ригелей вынесены в зоны минимальных моментов от горизонтальных сейсмических нагрузок.

Основные несущие сварные швы каркаса выполняются в заводских условиях полуавтоматической сваркой, что обеспечивает высокое качество изготовления стальных конструкций каркаса здания.

Монтажные стыки колонн и ригелей каркаса выполняются на сварке или высокопрочных болтах. Для обеспечения высокой точности монтажа конструкций каркаса изготовление отправочных элементов следует выполнять в кондукторах.

#### 5.2.2 Пространственные каркасы связевого типа.

Колонны оболочек связевого типа целесообразно выполнять из прокатных или сварных двутавров с плоской или продольно-гофрированной стенками. В отдельных случаях рациональней выполнить рядовые наружные колонны из стальных квадратных или круглых труб.

Угловые колонны связевых каркасов рекомендуется проектировать трубчатого сечения. Элементы оболочки с пересекающимися стержнями могут иметь круглое или квадратное трубчатое сечение, а также двутавровое и крестовое из двух уголков.

Балки перекрытий и ригели проектируются из прокатных или сварных двутавров, в том числе с поперечно-гофрированной стенкой. Элементы связей следует выполнять трубчатого сечения из двух швеллеров или уголков, а также крестового сечения из двух уголков. Раскосы связей, работающих только на растяжение, могут быть выполнены из одиночных уголков или круглой стали. Конструктивные формы элементов оболочек связевого типа показаны на рисунке 4.2.

Сейсмозащита пространственных каркасов связевого типа, осуществляется так же как и для связевых каркасов плоской схемы с помощью энергопоглотителей различного типа, устанавливаемых в систему вертикальных связей по колоннам.

#### 5.3 Узловые соединения

Узловое соединение ригелей с поперечно-гофрированными и колонны двутаврового сечения показаны на рисунке 5.4.





1,2 – рядовые, 3,4 – угловые, 5,6 –внутренние Рисунок 5.2 – Рекомендуемые сечения колонн пространственных каркасов



Рисунок 5.3 – Фрагмент наружной оболочки пространственного каркаса выполненной в виде укрупненного отправочного элемента



Рисунок 5.4 – Рамный узел пространственного каркаса

Рамный узел пространственного каркаса отличается от обычного рамного каркаса увеличенной высотой ригеля, что возможно только при установке рам по периметру здания.

Применение гофрированной стали для стенок ригелей позволят обеспечить их устойчивость при минимальной толщине.

Ригели увеличенной высоты позволяют снизить изгибающие моменты в колоннах каркаса.

Ha рисунке 5.5 показан эффективный вариант узла опирания колонны пространственного каркаса рамного типа на фундамент. Изгибающий момент в колонне воспринимается дополнительными ригелями каркаса, высота которых значительно меньше, чем рядовых ригелей на этажах здания. При таком решении колонна передает на фундамент, практически, только нормальную и поперечную силы. Это упрощает конструктивное решение опорного узла колонны и позволяет регулировать изгибающий момент в нижнем сечении колонны от горизонтальных сейсмических нагрузок за счет изменения жесткости ригелей.

Фундаментные болты опорного узла воспринимают только отрывающие усилия, возникающие в колонне от сейсмических нагрузок.

На рисунке 5.6 показан рамный узел угловой колонны квадратного трубчатого сечения и сварной монтажный стык ригелей каркаса. Колонна изготовлена из четырех стальных листов, при этом диафрагмы вварены в коробку из трех листов, после чего установлена четвертая стенка колонны.

Узлы пространственных каркасов связевого типа ничем не отличаются от узлов обычных связевых каркасов (см. рисунки 4.3; 4.4; 4.5; 4.6; 4.7; 4.8; 4.9).

Узел каркаса с наружной оболочкой из наклонных трубчатых стержней (рисунок 5.1, тип 6) приведен на рисунке 5.7.

Использование пустотелых шаровых фасонок для такого каркаса упрощает конструктивные решения узловых соединений.

Пустотелые шаровые фасонки собирают из двух полусфер, изготовленных горячим штампованием в специальной матрице. Стыковой сварной шов выполняют автоматом на стальной подкладке толщиной не менее 3 мм. Допуск на размер наружного диаметра шара  $\pm 0,5$  мм.

Элементы наружной оболочки каркаса выполняются из круглых прямошовных стальных труб, при этом длина элементов должна быть строго выдержана по проекту с допуском + 0, -5 мм. На торцах труб должна быть снята фасонка (см. рисунок 5.7).

Все монтажные швы выполнять полуавтоматом с соблюдением требований ГОСТ 11533-75 и СНиП РК 5.04-18-2002.

#### 5.4 Энергопоглощающие элементы

В пространственных каркасах рамного типа в качестве энергопоглотителей используются пояса ригелей, работающие в пластической стадии на растяжение – сжатие. Для включения в пластическую работу необходимого объема стали в поясах предусматриваются зоны равного сопротивления, расположенные за пределами сварных соединений узлов (см. рисунки 5.4; 5.5; 5.6).

Большой эффект достигается при использовании в качестве сдвигового энергопоглотителя стенки рамного узлового соединения ригеля с колонной двутаврового сечения (см. рисунок 5.4; 5.5).

В связевых пространственных каркасах многоэтажных зданий применяются энергопоглощающие элементы различных типов, аналогичные используемым в связевых каркасах (см. главу 4).

В пространственных каркасах с наружной оболочкой из наклонных элементов в качестве энергопоглотителей могут быть использованы узловые элементы, например, пустотелые шаровые фасонки (см. рисунок 5.7).

#### 5.5 Особенности расчета

Расчет стальных пространственных каркасов многоэтажных зданий должен производиться по пространственной схеме совместно с фундаментами и основанием.

Расчет выполняется по деформированной схеме в соответствии с требованиями СНиП РК 2.03-04-2002 «Строительство в сейсмических районах».

В связи с тем, что стальные каркасы, возводимые в сейсмических районах всегда должны иметь сейсмозащиту с помощью энергопоглотителей, последние проверяются на малоцикловую прочность (см. главу 6).

Если стенки колонн в пределах рамных узлов пространственного каркаса работают в качестве сдвиговых энергопоглотителей, то нормальная сила и изгибающий момент в зоне узла воспринимаются поясами колонны, а стенка работает только на сдвиг за пределом упругости стали.

Каркасы многоэтажных зданий должны быть рассчитаны на опрокидывание с учетом вертикальной составляющей сейсмических нагрузок. Расчет должен производиться по деформированной схеме с оценкой устойчивости здания во времени, при этом допускается отрыв одного края фундамента от основания.



Рисунок 5.5 – Узел опирания каркаса на фундамент



Рисунок 5.6 – Рамный узел каркаса



Рисунок 5.7 – Узел каркаса с шаровой фасонкой

# 5.6 Пример конструирования и расчета стального пространственного каркаса рамного типа 12-этажного сейсмозащищенного здания

Основные исходные данные:

- 1. Размеры в плане 18 х 18 м.
- 2. Высота в плане 3,6 м.
- 3. Шан колонн наружной оболочки 2,0 м; шаг внутренних колонн 6 м.
- 4. Перекрытия железобетонные монолитные (нормативная нагрузка 260 кгс/м<sup>2</sup>)
- 5. Полы (нормативная нагрузка 100 кгс/м<sup>2</sup>)

6. Ограждающие конструкции – легкие панели, витражи (нормативная нагрузка – 50 кгс/м<sup>2</sup>).

- 7. Сейсмичность района строительства 9 баллов.
- 8. Грунты второй категории по сейсмическим свойствам.
- 9. Снеговая нагрузка II район по СНиП 2.01.07-85\*.
- 10. Ветровая нагрузка III район по СНиП 2.01.07-85\*.
- 11. Временная нормативная нагрузка 150 кгс/м<sup>2</sup>.

12. Огнезащита – вермокулитовая штукатурка δ = 40 мм.

Уровень ответственности здания — нормальный, коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_{\Pi} = 0.95$  (СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия»).

Расчет стального каркаса здания выполнен на особое сочетание нагрузок. Принятые конструктивные формы элементов и узлов каркаса не являются обязательными при реальном проектировании.

На рисунке 5.8 приведена расчетная схема наружной оболочки рамного типа каркаса здания.

Из-за большой высоты ригелей каркаса необходимо крепление ригелей к колоннам в расчетной схеме выполнять по более усложненной схеме, отвечающей действительной работе узлового соединения. Ригель крепится к консолям колонны длиной равной половине высоты ее сечения с помощью очень жесткого торцевого элемента, длина которого равна расстоянию между центрами тяжести поясов ригеля. Жесткость дополнительных элементов в узлах рамного каркаса можно назначить согласно данным, приведенным на узле «А» (рисунок 5.8).



# Расчетная схема 16 – этажного стального каркаса здания с общей фундаментной плитой и эквивалентным

#### стержневым основанием

Рисунок 5.8 – Расчетная схема наружной оболочки рамного типа каркаса здания

Жесткости колонн и ригелей расчетной схемы пространственного каркаса здания назначаются по аналогам или из приближенного предварительного расчета. Расчет каркаса должен выполняться с использованием современных программ.

Если после подбора сечений ригелей и колонн по результатам расчета жесткости их отличаются от заданных на 20-25 %, то следует произвести корректировку жесткостей и выполнить расчет повторно.

Расчет каркаса на сейсмические нагрузки должен производиться с учетом сдвиговых деформаций элементов.

Масса каждого этажа здания для особого сочетания нагрузок составляет 274 т. В каждом из 72 узлов приложена масса 3,8 т. Для покрытия верхнего этажа принимаем те же массы, так как они мало отличаются друг от друга.

Выполняем расчет пространственной наружной оболочки каркаса по программе «SCAD OFFICE» на горизонтальные сейсмические нагрузки, действующие вдоль одной из главных осей здания и под углом 45° к ним. Определяем среднеквадратичные значения усилий в элементах каркаса с учетом трех форм колебаний.

Усилия от вертикальных нагрузок особого сочетания определяем по той же программе с использованием той же расчетной схемы.

Подбор сечений ригелей наружной оболочки каркаса из сварных двутавров с поперечно-гофрированной стенкой.

В ригелях рамных каркасов наибольший момент возникает при горизонтальной сейсмической нагрузке, действующей вдоль главных осей каркаса.

Нагрузка	Основ	ные соч	етания	Особые сочетания		
	Нормат	γ <sub>f</sub>	Расчетн.	nc	Расчетн.	Примеч.
	$\kappa \Gamma c/M^2$		$\kappa \Gamma c/M^2$		кгс/м <sup>2</sup>	
Перекрытие						
I. Постоянная:						
1.1 Собств. вес м/к и	150,0	1,2	180,0	0,95	171,0	
огнезащита	260,0	1,1	286,0	0,9	258,0	
1.2 Железобетонное	100,0	1,3	130,0	0,9	117,0	
перекрытие	100,0	1,1	110,0	0,9	99,0	
1.3 Пол	25,0	1,1	28,0	0,9	25,0	
1.4 Перегородки	50,0	1,2	60,0	0,9	54,0	
1.5 Подвесной потолок						
1.6 Стеновое ограждение	70,0	1,4	98,0	0,5	50,0	
II Временная:	150,0	1,3	195,0	0,5	100,0	
2.1 Снег						
2.2 На перекрытие						

Таблица нагрузок

1. Нижний ригель каркаса

Расчетный изгибающий момент в ригеле на расстоянии 440 мм от оси колонны

$$M_{po} = 46.6 \frac{56}{66} = 39.6 \text{ tc.m.},$$

Поперечная сила  $Q_{p1} = 55,6$  тс.

При высоте гофрированной стенки ригеля h<sub>w</sub> = 880 мм, выполненной из стали C245 требуемая толщина ее должна быть не менее:

$$\frac{Q}{h_w \gamma_c R_s / \gamma_n} = \frac{55.6}{88 \cdot 0.95 (0.58 \cdot 2.45) / 0.95} = 0.45 \text{ cm} \approx 5 \text{ mm}.$$

Необходимую площадь сечения поясов ригеля из стали С255 определяем по формуле:

$$\frac{M_{po}}{A_f = \frac{M_{po}}{(h_w + t_f)\gamma_\tau R_y}} = \frac{3960}{89 \cdot 1,35 \cdot 2,45} = 13,5 \text{ cm}^2,$$

где  $\gamma_{\tau} R_{y}$  – расчетная величина предела текучести стали пояса.

Принимаем сечение пояса – 120 х 12 мм.

Проверяем отношение свеса пояса к толщине:

$$\frac{0.5(e_f + \frac{2}{3}f)}{t_f} = \frac{0.5(120 + 40)}{12} = 6.7 \le 0.28 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 8.19$$

где *в*<sub>f</sub> - ширина пояса,

f = 60 мм - высота гофров стенки.

2. Рядовой ригель нижнего яруса

$$M_{\rm p1} = (60,3+0,15) \cdot 66 = 51,3$$
 TC.M.  $Q_{\rm p1} = 76,5$  TC

При высоте гофрированной стенки ригеля  $h_w = 1780$  мм, выполненной из стали С245, требуемая толщина ее должна быть равна:

$$\frac{Q}{h_w \gamma_c R_s / \gamma_n} = \frac{76.5}{178 \cdot 0.95 (0.58 \cdot 2.45) / 0.95} = 0.3 \text{ cm} \approx 3 \text{ mm}.$$

Необходимая площадь сечения поясов ригеля из стали С255:

$$\frac{M_{\rm p1}}{(h_w + t_f)\gamma_T R_y} = \frac{5130}{179 \cdot 1,35 \cdot 2,45} = 8,67 \text{ cm}^2$$

Принимаем сечения поясов – 100 х 10 мм.

Отношение свеса поясов к толщине:  $\frac{0.5 e_f}{t} = \frac{0.5(100+60)}{10} = 8.0 < 8.19$ 3. Ригель второго яруса

$$M_{\rm p2} = (64, 3 + 0, 15)$$
  $66 = 46,03$  TCM  $Q_{\rm p2} = 68,0$  TC.

Требуемая по прочности толщина поперечно-гофрированной стенки, выполненной из стали C245:

$$t_w = \frac{68,0}{178 \cdot 0.95(0.58 \cdot 2.45)/0.95} = 0.269 \text{ cm} \approx 3 \text{ mm}.$$

Необходимая площадь сечения пояса ригеля из стали С255

 $A_{f} = \frac{4603}{179 \cdot 1,35 \cdot 2,45} = 7,8 \text{ см}^{2} \ \Pi$ ринимаем сечение пояса – 100 x 10. Отношение  $\frac{0.5 \epsilon_{f}}{t} = \frac{0.5(100 + 60)}{10} = 8,0 < 0,28 \sqrt{\frac{E}{R_{y}}} = 8,19.$  4. Ригели третьего, четвертого и пятого ярусов принимаем из конструктивных соображений такого же сечения, как для второго яруса.

Подбор сечений колонн наружной оболочки каркаса.

В угловых и соседних с ними колоннах пространственной наружной оболочки каркаса максимальные усилия необходимо находить из расчетов на горизонтальные сейсмические нагрузки, действующие вдоль главных осей каркаса и под углом 45° к ним. Учитывая, что жесткость квадратной наружной оболочки каркаса одинакова относительно главных и диагональных осей, можно производить расчет каркаса только по главным осям, а усилия в элементах при действии горизонтальной сейсмической нагрузке по диагональной оси определять из расчета по главной оси.

1. Рядовая колонна двутаврового сечения с поперечно-гофрированной стенкой соседняя с угловой. Нижний ярус каркаса.

а) Усилия в колонне при горизонтальной сейсмической нагрузке, действующей вдоль главной оси:

Нормальная сила N = -7,5 (n – 2)  $\pm$  52,9 = -90  $\pm$  52,9 = -143,0 и –37 тс (отрыва нет).

Изгибающий момент M = 41,5 тс.м. Поперечная сила Q = 43,0 тс

в) Усилия в колонне при действии сейсмической нагрузки по диагонали:

Нормальная сила N = -7,5 · 12 ± 0,707 (52,9 + 65,3) = -90,0 ± 83,6 = -174тс и + 6,4тс (отрыв)

Изгибающий момент M = 0,707 (41,5 + 2,6) = 31,2тс.; Поперечная сила Q = 0,707 (43,0 + 4,1)= 33,3 тс.

Расчетные сочетания усилий: a) N = -143 тс, M = 41,5 тс.м. Q = 43,0 тс.

в) N = -174 тс, М = 31,2 тс.м. Q = 33,3 тс.

Подбор сечения колонны с высотой гофрированной стенки  $h_w = 670$  мм.

Прочность: Толщина гофрированной стенки из стали С245:

 $\frac{Q_{max}}{t_{w} = \frac{Q_{max}}{h_{w}\gamma_{c}R_{s}/\gamma_{n}}} = \frac{43}{67 \cdot 0.95(0.58 \cdot 2.45)/0.95} = 0.52 \approx 5 \text{ MM}.$ 

Требуемая площадь поперечного сечения пояса колонны из стали СЗ45:

a) 
$$A_f = \frac{\frac{0.5N + M/(h_w + t_f)}{\gamma_c \gamma_\tau R_y / \gamma_n}}{\frac{0.5 \cdot 143 + 41.5 / 0.685}{0.95 \cdot 1.2 \cdot 3.2 / 0.95}} = \frac{71.5 + 60.6}{1.2 \cdot 3.2}}{\frac{1.2 \cdot 3.2}{0.95 \cdot 1.2 \cdot 3.2 / 0.95}}{\frac{0.5 \cdot 174 + 31.2 / 0.685}{0.95 \cdot 1.2 \cdot 3.2 / 0.95}} = \frac{87 + 45.6}{1.2 \cdot 3.2} = 34.5 \text{ cm}^2.$$

Принимаем сечение пояса колонны –250 х 14 мм

$$2 \cdot 41,5$$

Стенка колонны в рамном узле Q = 1.79 - 43 = 3,4 тс. Принимаем конструктивно  $t_w$  = 8мм, C245.

2. Рядовая колонна двутаврового сечения второго яруса каркаса

а) Сейсмическая нагрузка вдоль главной оси здания:

 $N = -7,5 \cdot 9 \pm 33,9 = -101,4$  тс и -33,6тс (отрыва нет)

M = 37 tc.m Q = 37,7 tc.

в) Сейсмическая нагрузка по диагональной оси каркаса

 $N = -7,5 \cdot 9 \pm 0,707 (33,9 + 42,3) = -67,5 \pm 53,9 = -121,4$  тс и + 13,5 тс (отрыв) M = 0,707 (37 + 9,92) = 33,2 тс.м Q = 0,707 (37,7 + 12,2) = 34,5 тс. Подбор сечения колонны:

Прочность: Толщина гофрированной стенки высотой 670 мм из стали С245.

 $t_w = 67 \cdot 0.95(0.58 \cdot 2.45)/0.95 = 0.39 \text{ cm} \approx 4 \text{ mm}.$ 

Требуемая площадь поперечного сечения пояса колонны из стали СЗ45:

0,5.125,5+36/0,685 62,8+52,6

a) 
$$A_f = \begin{array}{c} 0.95 \cdot 1.2 \cdot 3.2/0.95 \\ 0.5 \cdot 121.4 + 33.2/0.685 \end{array}$$
 1.2  $\cdot 3.2 = 30 \text{ cm}^2$ 

B)  $A_f = \frac{0.95 \cdot 1.2 \cdot 3.2 / 0.95}{28.5 \text{ cm}^2}$ 

Принимаем сечение пояса колонны –  $210 \times 14$  мм. Отношение свеса пояса к толщине при f = 60 мм.

$$\frac{\frac{0,5(e_f + \frac{2}{3}f)}{t_f}}{t_f} = \frac{0,5(210 + 40)}{14} \\ 8,9 < 0,44 \quad \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,44 \cdot 25,62 = 11,27$$

3) Колонна двутаврового сечения третьего яруса каркаса

а) Сейсмическая нагрузка вдоль главной оси здания

N = -7,5 · 6 ± 17,0 = -45,0 ± 17,0 = -62,0 тс и -28,0 тс (нет отрыва) M = 29,3 тс.м; Q = 30,5 тс.

в) Сейсмическая нагрузка по диагональной оси каркаса

N =  $-45 \pm 0,707$  (27,2 + 32,8) =  $-45,0 \pm 42,4 = -87,4$  тс и -2,6 (нет отрыва)

M = 0,707 (27,9 + 11) = 27,5 tc.m; Q = 0,707 (30,1 + 11,9) = 29,7 tc.

Прочность: толщина гофрированной стенки высотой 678 мм из стали С245

30,5

 $t_w = \ 67 \cdot 0.95 (0.58 \ 2.45) / 0.92 = 0.32 \approx 4_{\text{MM}}.$ 

### 6 КОНСТРУКТИВНЫЕ ФОРМЫ И РАСЧЕТ ЭНЕРГОПОГЛОЩАЮЩИХ Элементов

#### 6.1 Основные типы энергопоглощающих элементов

Энергопоглощающие элементы стальных каркасов многоэтажных зданий можно разделить на две группы:

А. Отдельные несущие элементы непосредственно стальных каркасов (ригели рам, стенки рамных узлов, траверсы баз колонн), которые работают в упруго-пластической стадии при пиковых перегрузках во время землетрясений.

В. Специальные стальные элементы - энергопоглотители различных конструктивных форм, устанавливаемые в каркасы зданий.

Обе эти группы энергопоглощающих элементов в зависимости от характера пластических деформаций материала целесообразно разделить на три вида: сдвиговые, изгибаемые и растянуто-сжатые.

Эффективность работы различных типов энергопоглотителей определяется их удельной одноцикловой и общей энергопоглощающими способностями. Чем выше эти показатели, тем эффективней энергопоглотитель. Наибольшей энергопоглощающей способностью обладают элементы, материал которых работает за пределом упругости на растяжение-сжатие, наименьший – на изгиб.

По конструктивным признакам энергопоглотители можно разделить на три основных типа: сдвиговые, балочные и кольцевые.

Основной целью установки энергопоглощающих элементов в стальных каркасах многоэтажных зданий является предотвращение разрушения основных несущих конструкций (колонн, ригелей или связей) при возможных пиковых перегрузках во время землетрясений. Энергопоглотители выполняют роль предохранителей, обеспечивающих надежную работу несущих металлоконструкций зданий при землетрясениях.

Это достигается за счет поглощения энергий внешних сейсмических воздействий в каждом полуцикле колебаний здания, благодаря работе металла энергопоглощающих элементов в пластической стадии. При этом поглощающая энергия преобразуется в тепло и отводится из каркаса в окружающую среду.

Нагрев элементов энергопоглотителей при их работе в пластической стадии достигает 120 – 150 °C, что увеличивает долговечность их работы на знакопеременные циклические нагрузки.

#### 6.2 Малоцикловая прочность энергопоглотителей

Малоцикловая прочность стальных энергопоглощающих элементов оценивается долговечностью их работы в упруго-пластической стадии при жестком циклическом загружении. Долговечность работы энергопоглотителей зависит от уровня пластического деформирования металла, пластичности материала и характера знакопеременного нагружения. При этом конструктивные формы энергопоглощающих элементов должны обеспечивать минимальный уровень концентрации напряжений в зонах пластического деформирования металла.

Учитывая низкий уровень концентрации напряжений у предлагаемых ниже энергопоглотителей, для оценки долговечности их работы в упругопластической стадии на знакопеременные циклические нагрузки с постоянной амплитудой деформирования (жесткое нагружение) рекомендуется использовать уравнение Мэнсона-Коффина (см. [49] часть1 Пособия):

$$N^m \cdot \xi_n = C, \tag{6.1}$$

60

Где N – число циклов нагружения до появления трещины; m = 0,5;

*ζ*<sub>n</sub> – величина относительных пластических деформаций материала;

 $C = 0.5 \frac{\lambda n \frac{1}{1 - \Psi_{\kappa}}}{\Psi_{\kappa}}, \Psi_{\kappa}$  – относительное сужение образца стали в момент разрушения при статическом нагружении.

Если принять количество циклов, которые должны выдержать энергопоглощающие

элементы за два землетрясения расчетной интенсивности,  $N = T_1$ , где  $T_1$  – период первого тона собственных колебаний каркаса здания, то по формуле (6.1) можно определить допустимый уровень пластических деформаций энергопоглотителя:

$$\mathbf{e} = \frac{\underline{\xi}_n}{\underline{\xi}_T}$$
, где  $\xi_T = \frac{\underline{\gamma}_\tau \cdot R_y}{E}$ .

Для надежной работы стальных энергопоглотителей при землетрясении необходимо чтобы они в каждом полуцикле колебаний каркаса поглощали не менее 50% поступающей к ним энергии сейсмических воздействий. В частности, для каркасов, у которых энергопоглощающие элементы установлены на каждом этаже, поглощаемая за один полуцикл энергия сейсмических воздействий должна быть не менее:

$$W_{\ni n} = 0,25 \cdot Q_i \cdot Y_i \,, \tag{6.2}$$

где  $Q_i$  – поперечная сейсмическая нагрузка в уровне *i*- го этажа;

*У<sub>i</sub>* – перемещение в пределах *i*- го этажа от этой нагрузки.

Эту энергию (6.2) должны поглотить все энергопоглотители, установленные в пределах этого этажа. При этом фактический уровень пластических деформаций энергопоглотителей зависит от их конструктивной формы и материала.

6.3 Ригели и узлы стальных рамных каркасов, работающие в упругопластической стадии Ригели стальных рамных и рамно-связевых каркасов многоэтажных зданий, работающие в упруго-пластической стадии при землетрясениях расчетной интенсивности и выполняющие роль энергопоглотителей балочного типа целесообразно выполнять в виде сварных двутавров с тонкой поперечно-гофрированной стенкой, имеющих высокую малоцикловую прочность. Пояса ригелей, в которых предусмотрено развитие пластических деформаций, должны выполняться из пластичных сталей типа C255 и C345 по ГОСТ 27772-88\* и иметь зоны равных сопротивлений. Зоны равных сопротивлений поясов ригелей, где будут развиваться пластические деформации при пиковых перегрузках во время землетрясений, должны быть вынесены за пределы сварных соединений ригелей с колоннами (Рисунок 6.1).

Кромки поясных листов ригелей в зонах равного сопротивления должны быть фрезерованными с плавными переходами к основному сечению ригеля в начале и в конце  $\boxed{\frac{E}{E}t}$ 

зоны. Максимальный свес поясов в этих зонах должен быть не более  $0,25 \sqrt[N]{R_y}$ , где t – толщина пояса. Если по верхним поясам ригелей укладывается толстая железобетонная плита, объединенная с ригелями, то зоны равного сопротивления следует предусматривать только в нижних поясах. Длина зоны равного сопротивления определяется расчетом из условия малоцикловой прочности пояса ригеля.

На рисунке 6.2 показан один крестообразный элемент *i*- го этажа рамного каркаса загружен расчетной горизонтальной сейсмической нагрузкой  $Q_{i,}$ , у которого один пояс полуригеля работает в упруго-пластической стадии и циклограмма его работы при знакопеременном нагружении.

Поперечная сила в ригеле от нагрузки  $Q_i$ :  $Q_p = Q_i \overline{\lambda}$ , изгибающий момент в середине

зоны равных сопротивлений 
$$M_3 = Q_i \frac{H}{\lambda} (\lambda_1 + 0.56)$$
 (см рисунок 6.1).

Поглощенная за один полуцикл энергия поясом ригеля в пределах зоны равных сопротивлений при работе материала в пластической стадии по диаграмме Прандтля будет равна:

$$W = \frac{M_3}{h_p} \cdot \Delta_n$$

$$\Delta_n = \frac{\gamma_\tau \cdot R_y}{P_\tau \cdot R_y} \cdot e \cdot c$$
(6.3)

где  $h_p$  – расстояние между центрами поясов ригеля; " E

е – уровень пластических деформаций пояса в зоне равных сопротивлений длиной С.

Крестообразному элементу каркаса необходимо за один полуцикл колебаний поглотить

энергию сейсмических воздействий 
$$W_{3n} = \frac{1}{4}Q_i Y_i$$
, где  $Y_i = \frac{1}{n}$  - перемещения в пределах *i*- го  $\frac{1}{n} = \begin{bmatrix} \frac{1}{150} \end{bmatrix}$ 

этажа каркаса от горизонтальных сейсмических нагрузок;  $n \lfloor 150 \rfloor$  - допустимое относительное горизонтальное перемещение этажа.

Приравнивая *W*<sub>эn</sub> и *W*, определим фактический уровень пластических деформаций пояса ригеля в зоне равного сопротивления крестообразного элемента каркаса:

$$\mathbf{e} = \frac{\frac{1}{4}Q_i \frac{H}{n}}{Q_i \frac{H}{\lambda}(\lambda_I + 0.5C)\frac{1}{hp} \cdot \frac{\gamma_\tau R_y}{E}C} = \frac{E \cdot h_p \cdot \lambda}{4n(\lambda_I + 0.5C)\gamma_\tau \cdot R_y C} . \tag{6.4}$$

Например, при n = 150,  $\ell = 600$  см,  $h_p = 45$  см,  $\ell_l = 245$  см, C = 20 см,  $\gamma_\tau = 1,3$ ;  $R_y = 2450$  кгс/см<sup>2</sup> будем иметь по (6.4) e = 5,8.

Допустимый уровень пластических деформаций пояса ригеля в зоне равного сопротивления найдем по формуле (6.1) для стали C255.

Если период первого тона собственных колебаний здания  $T_1 = 1,0c$ , то количество циклов, которые оно должна выдержать за два землетрясения расчетной интенсивности

будет равно  $N = \overline{T}^{-1,0} \approx 60$ . Коэффициент С для стали С255 в формуле (6.1) будет равен:

$$C = 0.5 \, \ell n \, \frac{1}{1 - \psi_{\kappa}} = 0.5 \, \ell_n \, \frac{1}{1 - 0.535} = 0.382$$

и допустимый уровень пластических деформаций пояса ригеля е:

$$\frac{C}{N^{0.5} \cdot \xi_T} = \frac{0,382}{\sqrt{60} \cdot \frac{1,3 \cdot 2450}{2,1 \cdot 106}} = 32.5.$$

С коэффициентом запаса 1,3 получим [e] ≈ 25, что значительно больше фактического уровня пластических деформаций пояса в зоне равного сопротивления е = 5,8.

Если принять C = 3 см, то е = 40,1 > [ е ] = 25, что недопустимо, так как малоцикловая прочность ригеля каркаса не обеспечена.

Малоцикловая прочность ригелей рамных каркасов без зон равного сопротивления, как правило, всегда не обеспечена.

В связевых и рамно-связевых каркасах иногда применяют конструктивные решения с эксцентричным присоединением связей к балкам перекрытий, заставляя последние работать на изгиб в упругопластической стадии (Рисунок 6.3). При этом пластические деформации могут развиваться как в поясах балок, так и в плоской стенке консоли от сдвига.

Если пластические деформации предусматриваются в поясах консолей, то в них устраиваются зоны равного сопротивления, показанные на рисунке 6.1. При развитии сдвиговых деформаций в стенках консолей балок, гибкости стенок назначаются в соответствии с рекомендациями для стенок рамных узлов каркасов.

В плоской стенке рамного узла (см. рисунок 3.5) стального каркаса допускается развитие сдвиговых пластических деформаций при пиковых перегрузках во время землетрясения. В этом случае расчет стенки выполняется только на поперечную силу, действующую в стенке узла Q<sub>y3</sub>. Нормальная сила N<sub>к</sub> и изгибающий момент M<sub>к</sub>, возникающие в колонне при землетрясении должны быть восприняты только ее поясами. Прочность пояса колонны в зоне рамного узла определяется по формуле:

$$\frac{N_{\kappa}}{2A_{f}} + \frac{M_{\kappa}}{h_{1}A_{f}} \leq \gamma_{c} \gamma_{\tau} R_{v} / \gamma_{n}, \qquad (6.5)$$

где <sup>*А<sub>f</sub>*</sup> – площадь пояса колонны в пределах узлового соединения;

 $h_1$  - расстояние между центрами поясов колонны.

Площадь сечения стенки узла определяется по формуле:

$$A_{w} = \frac{Q_{y_{3}}}{\gamma_{\tau} \cdot 0.58R_{y}} .$$
 (6.6)

Величины допустимых и фактических относительных пластических сдвиговых деформаций стенки рамного узла определяются по изложенной выше методике.

Зная энергию сейсмических воздействий, которую необходимо поглотить за один полуцикл стенкой узла W<sub>эп</sub> (6.2), работающей на сдвиг в пластической стадии, найдем величину фактического уровня ее сдвиговых деформаций :

$$\mathbf{e} = \frac{W_{\mathfrak{H}} \cdot G}{Q_{\mathfrak{H}} \cdot h_{\mathfrak{H}} \cdot \gamma_{\tau} \cdot 0,58R_{\mathfrak{H}}}, \qquad (6.7)$$

где G – модуль сдвига стали;

*h*<sub>w</sub> – высота стенки рамного узла.

Если величина е меньше предельно допустимого уровня [ е ], определенного по (6.1), то малоцикловая прочность стенки рамного узла обеспечена и каркас будет надежно работать при перегрузках во время землетрясений.

Стенка рамного узла должна быть рассчитана на устойчивость с учетом работы ее материала за пределами упругости. Для средних значений уровня пластических сдвиговых

деформаций стенки е =  $\frac{\gamma_n}{\gamma_T} \le 15$ , где  $\gamma_T = \frac{\tau_T}{G}$ , ее гибкость  $\lambda = \frac{b_{min}}{t}$  должна быть не более 30 для сталей с расчетным сопротивлением  $R_y \le 3200$  кгс/см<sup>2</sup>. Здесь  $b_{min}$  – меньший размер стенки рамного узла.



Рисунок 6.1 – Нижний пояс двутаврового ригеля с поперечно-гофрированной стенкой и зоной равного сопротивления



Рисунок 6.2 – Крестообразный элемент 2-го этажа рамного каркаса (*a*) и циклограмма его работы (б) при знакопеременном нагружении горизонтальной сейсмической нагрузкой



Рисунок 6.3 – Узел каркаса с расцентрированными вертикальными связями по колоннам

В том случае, если это условие не выдерживается, необходимо установить ребра жесткости в пределах рамного узла.

В базах колонн защемленных в фундаментах (см. рисунок 3.11, 3.12) развитие сдвиговых пластических деформаций предусматривается в стенках траверс. При этом величина сдвигающей силы в траверсе Q<sub>T</sub> принимается равной усилию в фундаментных болтах одной траверсы.

Приближенно, поперечная сила, воспринимаемая стенкой траверсы, может быть определена по формуле  $Q_{w,T} \approx 0.9 Q_T$ . В этом случае требуемая площадь поперечного сечения стенки траверсы будет равна:

$$A_{w,T} = \frac{0.9Q_T}{\gamma_\tau \cdot 0.58R_y} , \qquad (6.8)$$

где  $R_y$  – расчетное сопротивление стали стенки траверсы.

Уровень пластических деформаций стенок траверс определяется по формуле:

$$\mathbf{e} = \frac{W_{3n} \cdot G}{2\gamma_{\tau} \cdot 0.58R_{y} \cdot a_{T} Q_{w,T}} \leq [\mathbf{e}], \qquad (6.9)$$

где W<sub>эп</sub> - пр (6.2),

G – модуль сдвига стали,

R<sub>у</sub> – расчетное сопротивление стали стенки траверсы,

ат-ширина стенки траверсы.

#### 6.4 Сдвиговые энергопоглотители

На рисунке 6.4 приведены несколько типов сдвиговых энергопоглотителей, рекомендуемых для применения в стальных связевых каркасах многоэтажных зданий.

Энергопоглотители 1-го типа применяются как в сжато-растянутых крестовых связях, так и в работающих только на растяжение. В пластической стадии работает только металл стенки энергопоглотителя. Обрамляющие листы энергопоглотителя должны работать в упругой стадии за исключением небольших участков прикрепленных к фасонкам связей, где возникает фибровая текучесть стали от местного изгиба.

Подбор сечений элементов энергопоглотителя производится по усилиям в раскосах связи от горизонтальных сейсмических нагрузок. При сжато-растянутых связях с усилиями в раскосах ± N, площадь поперечного сечения стенки энергопоглотителя определяют по формуле:

$$A_w = \frac{K \cdot 2 N \cos \alpha}{\gamma_\tau \cdot 0.58 R_y}, \qquad (6.10)$$

где *K* ≈ 0,95 ÷ 0,9.

Размеры стенки энергопоглотителя желательно принимать максимально возможной величины из условия устойчивости при работе на сдвиг в пластической стадии. При этом

$$a_{min}$$

максимальное отношение  $t_w \leq 30$ , где  $a_{\min}$  меньший размер стенки. Если это условие не выдерживается, то целесообразно уменьшить  $a_{\min}$  путем установки ребер жесткости на стенке энергопоглотителя.

Обрамляющие листы такого энергопоглотителя подбираются из условия прочности при  $a_w > h_w$  по формуле:

$$A_f = \frac{N \cos \alpha}{0.9 R_y} \quad . \tag{6.11}$$

Если  $a_w < h_w$ , то в (6.11) вместо  $N \cos \alpha$  принимают  $N \sin \alpha$ .

При этом свес обрамляющих листов должен соответствовать требованиям СНиП РК 5.04-23-2002.

Площадь поперечного сечения фасонки связей назначается по формуле:

$$\mathbf{A} = \frac{N}{0.9R_{y}} \tag{6.12}$$

При этом ее ширина принимается равной ширине обрамляющих листов энергопоглотителя.

ł

Малоцикловая прочность такого энергопоглотителя определяется из условия поглощения им 50 % поступившей энергии от горизонтальной сейсмической нагрузки по формуле (6.2).



1—для крестовых связей; 2—для раскосных связей; 3—для полураскосных связей; 4—с расцентрованными связями.

Рисунок 6.4 – Сдвиговые энегопоглотители

Критерием его малоцикловой прочности является уровень пластических деформаций стенки е, который должен быть меньше предельно допустимого [ е ], определяемого по (6.1):

$$e = \frac{W \cdot G}{K \cdot 2N \cdot \cos \alpha \ h_{w} \cdot 0.58_{\gamma_{\tau}}R_{y}} = \frac{W \cdot G}{1.1N\cos \alpha \cdot h_{w}\gamma_{\tau}R_{y}}$$
(6.13)

Катеты поясных швов, прикрепляющих стенку энергопоглотителя к обрамляющим листам, должны быть не менее 0,9 t<sub>w</sub>. Сварку элементов энергопоглотителя производить полуавтоматом в среде защитных газов.

Энергопоглотители 2-го типа (рисунок 6.4) применяются в раскосных связях. При расчетном усилии в раскосе связи N, площадь поперечного сечения стенки энергопоглотителя, работающей в пластической стадии, определяется по формуле:

$$A_w = \frac{K \cdot N}{2\gamma_\tau \cdot 0.58R_y} \tag{6.14}$$

Размеры стенки энергопоглотителя подбираются по тем же критериям, что и для 1-го типа.

Обрамляющие листы этого энергопоглотителя назначаются из условия прочности:

$$A_f = \frac{\frac{0.5N \cdot a_w}{h_w \cdot 0.9R_y}}{(6.15)},$$

где  $a_w$ ,  $h_w$  – ширина и высота стенки энергопоглотителя.

Критерием малоцикловой прочности энергопоглотителя служит уровень пластических деформаций стенки:

$$\mathbf{e} = \frac{W \cdot G}{K \cdot N \gamma_{\tau} \cdot 0.58R_{y} a_{W}} \approx \frac{W \cdot G}{0.55N \cdot a_{w} \gamma_{\tau} R_{y}}$$
(6.16)

Расчет и конструирование энергопоглотителей 3-го и 4-го типов незначительно отличаются от 1-го.

Пример расчета и конструирования энергопоглотителя 1-го типа, установленного в крестовые связи работающие только на растяжение.

N = 45 тс,  $\alpha = 40^{\circ}$ , материал конструкций сталь C255 по ГОСТ 27772-88\*. Период колебаний 1-го тона каркаса T<sub>1</sub> = 1с, H<sub>эт</sub> = 3,2 м.

Площадь сечения стенки энергопоглотителя:

$$A_{w} = \frac{K \cdot N \cos \alpha}{\gamma_{\tau} \cdot 0.58R_{y}} = \frac{0.95 \cdot 45 \cdot 0.766}{1.3 \cdot 0.58 \cdot 2.45} = 17.73 \text{ cm}^{2}$$

Принимаем  $t_w = 8$  мм, ширину стенки  $a_w = 220$  мм,  $h_w = 185$  мм.

 $\frac{h_W}{h_W} = \frac{185}{185}$ 

Устойчивость стенки t = 23 < 30 обеспечена.

Площадь поперечного сечения обрамляющих листов:

 $A_{f} = \frac{N\cos \alpha}{0.9R_{y}} = \frac{45 \cdot 0.766}{0.9 \cdot 2.45} = 15.6 \text{ см}^{2}$ Принимаем лист – 200 х 8. Свес  $\frac{b_{et}}{t} = \frac{100}{8} = 12.5 < 0.5 \sqrt{\frac{E}{R_{y}}} = 14.6$ Фасонки связей:  $A = \frac{N}{0.9R_{y}} = \frac{45}{0.9 \cdot 2.45} = 20.4 \text{ см}^{2}$ Принимаем лист – 200 х 10

Проверка малоцикловой прочности стенки энергопоглотителя. Горизонтальные <u>Н<sub>эт</sub></u>

Уровень пластических деформаций стенки (по 6.12):

 $e = \frac{W \cdot G}{K \cdot N\cos \alpha \ h_{wl} \cdot 0.58_{r_{\tau}} \cdot R_{y}} = \frac{0.25 \cdot N\cos \cdot 1.8 \cdot 0.81 \cdot 10^{6}}{0.95 \cdot N \cdot \cos \alpha \cdot 16.9 \cdot 0.58 \cdot 1.3 \cdot 2450} = 12.3,$ где  $h_{w} = h_{w} - 2 \ K_{f}, \ K_{f}$  – катет поясного шва стенки.

Предельно допустимый уровень пластических деформаций по (6.1) для N =  $\frac{60}{T} = \frac{60}{1} = 60$  с коэффициентом запаса 1,3 получим [e] = 25.

Так как е = 12,3 значительно меньше [e] = 25, то малоцикловая прочность энергопоглотителя обеспечена.

#### 6.5 Балочные энергопоглотители

В энергопоглотителях такого типа в качестве элемента, поглощающего энергию сейсмических воздействий используют стальные балки двутаврового сечения, пояса которых работают в упруго-пластической стадии. На рисунке 6.5 показаны несколько типов балочных энергопоглотителей.

Энергопоглотитель первого типа выполнен в виде вертикального балочного элемента двутаврового сечения с поперечно - гофрированной стенкой, концы которого соединены с ригелями каркаса, и двух раскосов, работающих на растяжение – сжатие. Горизонтальная жесткость каркаса зависит от длины  $\ell_1$  консольной части балочного элемента, размеров его поперечного сечения и прочности стали.

Раскосы рекомендуется крепить к колоннам каркаса, так как присоединение их к ригелю увеличивает в нем поперечную силу.

Энергопоглотитель второго типа (Рисунок 6.5 тип 2) может иметь 1 ÷ 3 вертикальных балочных элементов двутаврового сечения, жестко соединенных с ригелями каркаса. От количества сечений и материала балочных элементов зависит жесткость каркаса и его энергопоглощающая способность. При установке двух и более вертикальных балочных элементов (см. рисунок 6.5 тип 2) целесообразно так назначить их параметры и марки стали, чтобы один из них работал в упругой стадии, а остальные в упруго – пластической. Это позволит иметь в каркасе упругое ядро и предотвратить накапливание односторонних деформаций при колебаниях его во время землетрясения.

Энергопоглотители балочного типа могут быть установлены в базах колонн рамного каркаса многоэтажного здания (Рисунок 6.5 тип 3). Такие энергопоглотители ограничивают изгибающий момент в нижних концах колонн от горизонтальных сейсмических нагрузок и поглощают энергию поступающую к каркасу во время землетрясения. Развитые траверсы базы колонны снижают усилия в фундаментных болтах. Все это обеспечивает сейсмостойкость стальных каркасов многоэтажных зданий.

Развитие пластических деформаций для всех типов балочных элементов предусмотрено в зонах равного сопротивления (точнее равных деформаций) поясов. Длина зоны равного сопротивления определяет уровень пластических деформаций стали и малоцикловую прочность энергопоглощающего элемента.

Сейсмостойкость стального каркаса многоэтажного здания прямо пропорциональна общей энергопоглощающей способности всех установленных энергопоглотителей.

Малоцикловая прочность балочных энергопоглотителей определяется из условия: e < [ e ] .

Уровень пластических деформаций е в зоне равного сопротивления поясов балочного энергопоглотителя двутаврового сечения с гофрированной стенкой находится по формуле:

$$\mathbf{e} = \frac{W_{\Im}}{\xi_T \cdot c \cdot \gamma_\tau R_y \cdot A_{f\Im}}, \qquad (6.17)$$

где  $W_3$  - количество энергии сейсмических воздействий за один полуцикл колебаний, которую необходимо поглотить зоной равного сопротивления одного пояса балочного

$$W_{_{\mathfrak{S}n}}$$

энергопоглотителя:  $W_9 = n_3$ ;

*W*<sub>э*n*</sub> - по формуле (6.2);

*n*<sub>3</sub> – количество зон равных сопротивлений одинаковых энергопоглотителей в пределах одного этажа;

$$\xi_{\rm T} = \frac{\gamma_{\tau} R_y}{E} ;$$

с – длина зоны равного сопротивления;

*A*<sub>f3</sub> – средняя площадь поперечного сечения пояса балочного элемента в пределах длины зоны равного сопротивления (Рисунок 6.5).









Рисунок 6.5 – Энергопоглотители балочного типа **6.6 Кольцевые энергопоглотители** 

3.

На рисунке 6.6 приведены два типа кольцевых энергопоглотителей, устанавливаемых в крестовых и раскосных связях стальных каркасов многоэтажных зданий. Раскосы связей должны работать на растяжение – сжатие.

Энергопоглотители кольцевого типа отличаются от сдвиговых более высокой деформативностью и меньшей удельной энергопоглощающей способностью. Энергопоглотители первого типа иногда устанавливаются в крестовых связях из архитектурных соображений.

Энергопоглотители первого типа (Рисунок 6.6) имеют двутавровое сечение. Параметры кольца r, h назначают из конструктивных и архитектурных соображений, a так же расчетов на прочность.

Для повышения устойчивости стенку кольца рекомендуется проектировать из поперечно гофрированной листовой стали.

Максимальные усилия в кольце от сжимающих и растягивающих сил F:

$$M_{max} = 0,5 \text{ F r sin } \varphi$$

$$Q_{max} = F \cdot \cos \varphi / 2 ,$$

$$N_{max} = 0,5 \text{ F}$$
(6.18)

где r – средний радиус кольца,  $r = r_{\rm B} + 0.5 h$ 

Изменение диаметра кольца в месте приложения сжимающих или растягивающих сил при совместном их действии:

$$f = \pm \frac{Fr^3}{EJ_{\kappa}} \left[ 0,786 + \left(\frac{\varphi}{2} - \frac{\pi}{4}\right) \cos\varphi - 0,5\sin\varphi \right], \tag{6.19}$$

где  $J_{\kappa}$  – момент инерции кольца.

Площадь поперечного сечения поясов кольца с гофрированной стенкой назначается по формуле:

$$A_f = \frac{M_{max}}{h_l \gamma_\tau R_y} + \frac{0.5N_{coom}}{\gamma_\tau R_y} , \qquad (6.20)$$

где *N<sub>coom</sub>* – нормальная сила в кольце в сечении с M<sub>max</sub>,

 $h_1$  – расстояние между центрами тяжести поясов кольца,

<br/>  $\gamma_{\tau}$  - повышающий коэффициент изменения предела текучести стали (см. часть 1 Пособия).

Толщина поперечно-гофрированной стенки кольца назначается по формуле:

$$t_w = \frac{Q_{max}}{0.52R_y \cdot h_w} , \qquad (6.21)$$

где  $h_w$  - высота стенки.

Длина зоны равного сопротивления и малоцикловая прочность кольца определяются по методике балочных энергопоглотителей.

Энергопоглотитель второго типа (Рисунок 6.6) изготавливается из стальных горячекатаных труб или штампуется из листовой стали. Его параметры назначаются из технологических соображений и расчетов на прочность. Для максимального вовлечения материала полуколец в пластическую работу их ширину назначают по закону изменения изгибающего момента, т.е. с зонами равного сопротивления.

Усилия в сечении кольца с угловой координатой  $\varphi$ :

$$M = 0.5 F \cdot r \sin\varphi; \qquad N = 0.5 F \sin\varphi; \qquad Q = 0.5 F \cdot \cos\varphi.$$

Если *в*<sub>0</sub> – ширина отрезка трубы в месте расположения болтов, то изменение его *в*<sub>0</sub>

ширины назначается от угловой координаты  $\phi_0$  arc sin  $\mathcal{B}$ , где  $\mathcal{B}$  — ширина полукольца в середине длины.

Изменение диаметра полукольца вдоль действия силы без учета деформаций от нормальных и поперечных сил:

$$f = \frac{Fr^{3}(1-v^{2})}{2EJ_{max}} \left( \frac{\varphi_{o}}{\sin\varphi_{o}} + \cos\varphi_{o} \right), \qquad (6.22)$$

где  $J_{max} = et^3/12$ ,

v – коэффициент Пуассона стали.

Толщину полукольца энергопоглотителя при заданных г и в определяют по формуле:

$$t = \frac{\frac{0.5F}{\gamma_{\tau}R_{y}e}}{\sqrt{1+8\frac{\gamma_{\tau}R_{y}\cdot re}{F}}},$$
(6.23)

**B**\_0

где *r* – радиус срединной поверхности полукольца.

Ширину полукольца в середине определяют по формуле  $e = \sin \varphi_o$ , задавшись  $e_0$  и  $\varphi_0$  из условия размещения болтов.

Пример. Необходимо найти параметры энергопоглотителя второго типа при F = 40 тс из стали C255 и r = 200 мм.

Определяем диаметр четырех болтов класса прочности 8.8:

$$A_n = \frac{F}{4R_{et}} = \frac{40}{4 \cdot 4} = 2,5 \text{ см}^2$$
. Принимаем болты d = 24 мм из условия размещения  $e_0 = 180 \text{ мм}.$   
 $\frac{e_0}{1 + 2e^0} = \frac{180}{2.5}$ 

При 
$$\phi_0 = 30^\circ \ e = \sin 30^\circ \ 0.5 = 360 \text{ мм.}$$

Необходимую толщину полукольца определяем по (6.23)

$$t = \frac{0.5F}{\gamma_{\tau}R_{y}s}\sqrt{1+8\frac{\gamma_{\tau}R_{y}r\cdot s}{F}} = \frac{0.5\cdot 40}{1.3\cdot 2.45\cdot 36}\sqrt{1+8\frac{1.3\cdot 2.45\cdot 20\cdot 36}{40}} = 0.175 \ \sqrt{1+458.6} = 3.75 \text{ cm} \approx 38$$

MM.

Из примера видно, что нормальная сила практически не оказывает влияния на толщину полукольца. Приближенно можно назначать его толщину по формуле:

$$t = \sqrt{\frac{2F_r}{\gamma_\tau R_y \cdot s}} . \tag{6.24}$$

Для нашего примера при определении толщины полукольца по (6.25) она будет равна:

$$t = \sqrt{\frac{2 \cdot 40 \cdot 20}{1,3 \cdot 2,45 \cdot 36}} = 3,73 \text{ см} \approx 38 \text{ мм.}$$

Поглощенная 1 см<sup>2</sup> зоны равных деформаций энергия при уровне фибровых пластических деформаций е за один полуцикл:

$$\overline{W}_{n,\mathbf{u}} \approx \frac{1}{2} \sigma_T \cdot e \cdot \xi_T \cdot \beta \cdot t = \frac{\sigma_T^2(\beta t) \cdot e}{2E/(1 - V^2)} = \frac{\sigma_T^2(1 - v^2)(\beta t) \cdot e}{2E} \approx \frac{\sigma_T^2 \cdot t \cdot e}{2,3E} = \frac{(\gamma_\tau R_y)^2 t \cdot e}{2,3E} , \qquad (6.25)$$

где v - коэффициент Пуассона

Площадь зоны равных деформаций энергопоглотителя:

$$A_3 = 4 \int_{\varphi_o}^{\pi/2} \epsilon \cdot \sin\varphi \cdot rd\varphi = 4\epsilon r/\cos/\frac{\pi/2}{\varphi_o} = 4r\cos\varphi_o.$$
(6.26)

Поглощенная одним энергопоглотителем энергия за один полуцикл при уровне фибровых пластических деформаций е :

$$W_{n,y} = \overline{W}_{n,y} \cdot A_{3} = \frac{(\gamma_{\tau}R_{y})^{2}t \cdot e}{2,3E} \cdot 4 \cdot \epsilon \cdot r \cdot \cos\varphi_{o} \approx 1,74 \frac{(\gamma_{\tau}R_{y})^{2}}{E} \cdot t \cdot e \cdot \epsilon \cdot r \cdot \cos\varphi_{o} \quad .(6.27)$$

Приравнивая (6.2) и (6.27) найдем уровень пластических деформаций стали полуколец энергопоглотителя:

$$\frac{W_{nin}}{W_{nin}} = \frac{0.25Q_i Y_i}{1.74 \frac{(\gamma_\tau R_y)^2}{E} t \ \text{er} \cos\varphi_o} = 0.144 \frac{Q_i \frac{H_{nin}}{n} \cdot E}{(\gamma_\tau R_y)^2 t \cdot \epsilon \cdot r \cos\varphi_o}$$
  
e = . (6.28)

С коэффициентом надежности 1.3 формула (6.28) будет иметь вид:

$$e = 0,187 \frac{Q_i \frac{H_{\Im T}}{n} \cdot E}{(\gamma_\tau R_y)^2 t \, \text{er} \cos \varphi_o} , \qquad (6.29)$$

 $y_i = \frac{H_{\Im T}}{n}$  - горизонтальные перемещения каркаса в пределах *i*-го этажа.

Для нашего примера:

$$e = 0,187 \frac{0,71 \cdot 40 \frac{320}{150} \cdot 2,1 \cdot 10^{3}}{(1,3 \cdot 2,45)^{2} \cdot 3,8 \cdot 36 \cdot 20 \cdot 0,866} = 0,99 \approx 1 \ll [e] = 25.$$

Так как е значительно меньше предельного значения [ е ], малоцикловая прочность энергопоглотителя обеспечена.



<sup>1-</sup>двутаврового сечения; 2 - листового сечения Рисунок 6.6 - Кольцевые энергополготители