

Раздел дисциплины: 3. Висячие покрытия

Практическое занятие № 3.1

На тему: «Компоновка вантового покрытия»

Методические указания к решению задач.

Висячие оболочки подразделяют на оболочки с параллельным и радиальным расположением вант.

Оболочки с параллельными вантами

Оболочки с параллельно расположенными вантами наиболее просты в конструктивном исполнении и их применяют для прямоугольных в плане зданий (рис. 3.1).

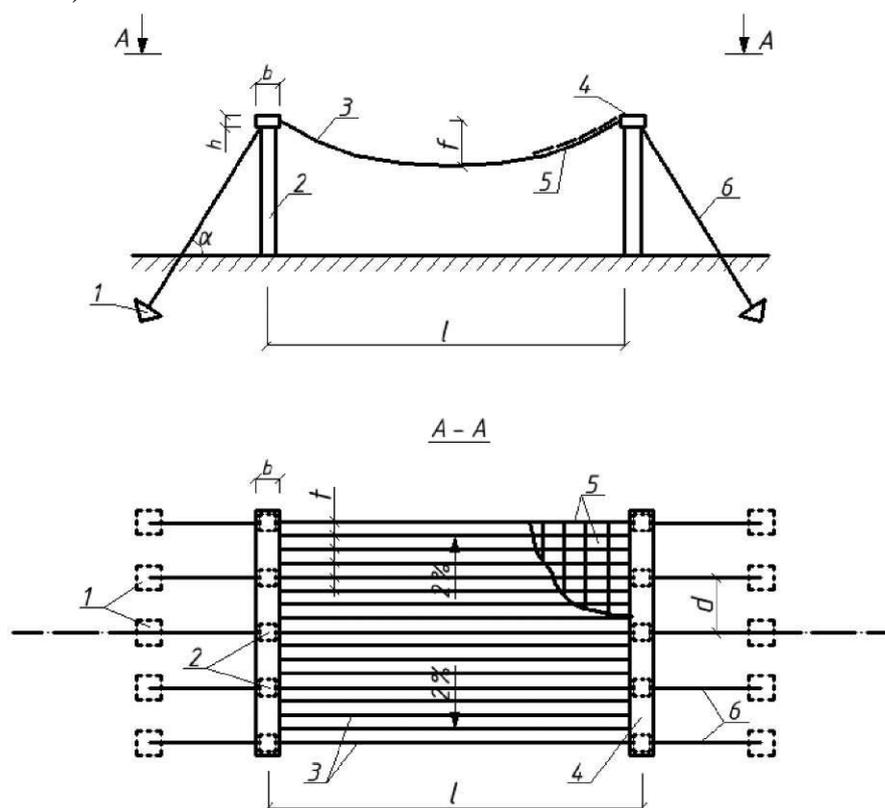


Рис. 3.1. Схемы висячих оболочек с параллельными однопролетными вантами:
1 - анкерные фундаменты, 2 - колонны, 3 - ванты, 4 - бортовой элемент, 5 - плиты кровли, 6 –
оттяжки

По типу кровли они могут быть сборные и монолитные, однопролетные и многопролетные. Монолитные по сравнению со сборными обладают большей сопротивляемостью образованию трещин, но не отвечают требованиям индустриализации строительства.

Конструкция висячей оболочки представляет собой систему параллельных вант, закрепленных на незамкнутом контуре (рис. 3.1), роль которого может выполнять железобетонная или стальная балка. Шаг вант t рекомендуется принимать равным 1,5-2,0 м, а стрелу провисания f назначают в пределах 1/10-1/25 от l (l - перекрываемый пролет).

Опорные элементы (балки), воспринимающие распор от вант, могут иметь прямоугольное, двутавровое или другое сечение. Ширину сечения b и высоту h в зависимости от шага колонн d ориентировочно можно принять равными $d/10$ и $d/15$ соответственно.

Основы расчета висячих оболочек с параллельными вантами

Сложность определения усилий в вантах обусловлена нелинейной зависимостью усилий от нагрузки. Используются упрощенные приемы статического расчета вантовых покрытий. Вместе с тем их использование позволяет проектировщику разработать с достаточной степенью точности предварительное конструктивное решение покрытия в целом.

В качестве расчетной схемы принимают провисающую нить с опорами в одном или разных уровнях (рис.3.2). Нагрузка q от массы кровли и снега распределяется равномерно на 1 п. м ванты с грузовой полосы равной шагу вант.

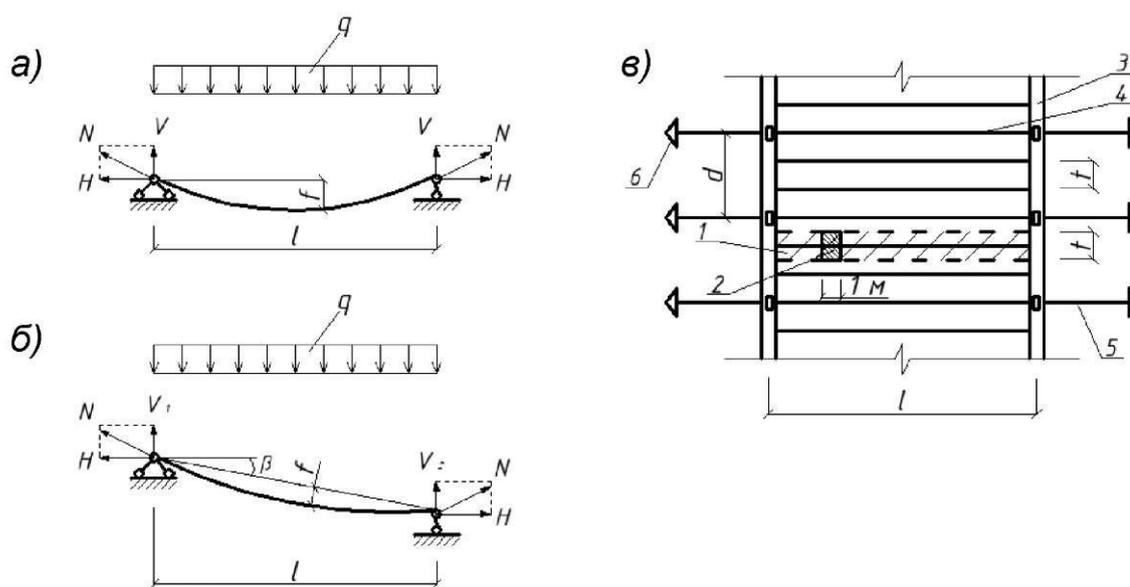


Рис. 3.2. Расчетная схема параллельных вант в висячей оболочке:

а - с опорами в одном уровне, б - с опорами в разных уровнях, в - фрагмент плана покрытия; 1 - грузовая полоса, 2 - грузовая площадка на 1 п. м ванты, 3 - бортовой элемент, 4 - ванта, 5 - оттяжка, 6 - анкер

Распор ванты H без учета деформации ванты от растяжения

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f}$$

При закреплении вант в одном уровне вертикальная составляющая V опорной реакции:

$$V = \frac{q \cdot l}{2}$$

Наибольшее растягивающее усилие N_{\max} возникает в ванте у опоры, а наименьшее N_{\min} возникает в середине пролета.

$$N_{\max} = \sqrt{H^2 + V^2} = H \cdot \sqrt{1 + \frac{16 \cdot f^2}{l^2}}$$

$$N_{\min} = H$$

При расположении точек закрепления ванты в разных уровнях вертикальная составляющая будет равна:

$$V_1 = \frac{q \cdot l}{2} + H \cdot \operatorname{tg} \beta \quad V_2 = \frac{q \cdot l}{2} - H \cdot \operatorname{tg} \beta$$

Поэтому на верхней опоре ванты испытывает максимальное растяжение.

Определение расчетной нагрузки при вычислении растягивающих усилий в вантах в стадии возведения покрытия производят с учетом дополнительного растяжения вант при его предварительном напряжении:

$$q = [q_n + (q_{кр} + q_{сн}) \cdot \gamma_f] \cdot t$$

где q_n , $q_{кр}$, $q_{сн}$ - расчетная нагрузка на 1 м² покрытия плит, кровли и снега соответственно.

Прогиб ванты при равномерно распределенной нагрузке составляет:

$$\Delta f = \frac{3}{128} \cdot \frac{\mu^2}{f^2} \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{EA}$$

где $\mu = 1 + \frac{8f^2}{3l^2}$ - коэффициент, учитывающий превышение

первоначальной длины ванты «в заготовке» над перекрываемым пролетом;

E , A - модуль упругости и площадь сечения ванты соответственно;

q_n - нормативная нагрузка до предварительного напряжения.

Длина ванты «в заготовке» составляет при опорах в одном уровне:

$$S = l \cdot \left[1 + \frac{8f^2}{3l^2} - \frac{H}{EA} \right],$$

при опорах в разных уровнях составляет:

$$S = l \cdot \left[\frac{1}{\cos \beta} + \frac{8f^2 \cdot \cos^3 \beta}{3l^2} - \frac{H}{EA \cdot \cos^2 \beta} \right] .$$

Усилие в наклонных оттяжках определяют по формуле:

$$N_0 = \frac{Hd}{t \cdot \cos \alpha} .$$

Площадь сечения ванты A вычисляют исходя из требований первой группы предельных состояний:

$$A = \frac{1,6 \cdot N}{k_n \cdot R_{un}}$$

где 1,6 – коэффициент надежности по материалу,

k_n – коэффициент, учитывающий понижение разрывного усилия каната по отношению к суммарному разрывному усилию проволок (для канатов типа ТК и ЛК $k_n = 0,81-0,85$);

R_{un} - временное сопротивление проволок каната разрыву (для канатов типа ТК и ЛК в зависимости от диаметра проволоки принимается 1176, 1372, 1568, 1666, 1764, 1862 и 1960 МПа).

Задача 3.1:

Подобрать сечение вант по исходным данным.

Исходные данные:

1. Поперечное сечение здания принимается по рис. 3.1.
2. Перекрывающий пролет $l = 72\text{ м}$
3. Шаг вант $t = 1,5\text{ м}$
4. Угол наклона оттяжек к горизонту $\alpha = 60^\circ$
5. Район строительства – г. Москва (III-й снеговой район)

Варианты ответов

1. $A = 8,60 \text{ см}^2$
2. $A = 8,69 \text{ см}^2$
3. $A = 9,90 \text{ см}^2$

Полное решение задачи:

Расчет нагрузок на 1 м^2 выполним в таблице 3.1.

Таблица 3.1

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кг/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка кг/м ²
Нагрузка до предварительного напряжения вант			
Канаты	10	1,5	10,5
Плиты железобетонные ребристые: приведенная толщина 0,05 м, плотность 2500 кг/м ³ (2500x0,05)	125	1,1	137,5
Итого	135	—	148,0
Нагрузка после напряжения вант пригрузом			
Заливка швов бетоном	15	1,3	19,5
Пароизоляция	3	1,3	3,9
Утеплитель (пенобетон): толщина 0,2 м, плотность 400 кг/м ³ (400x0,2)	80	1,3	104,0
Цементная стяжка: толщина 0,03 м, плотность 1800 кг/м ³ (1800x0,03)	54	1,3	68,9
Гидроизоляционное покрытие: три слоя рубероида на битумной мастике	12	1,3	15,6
Снег	128,6	1,4	180
Итого	292,6	—	391,9
Всего	427,6	—	539,9

Расчетную нагрузку определяем по формуле:

$$q = [q_n + (q_{кр} + q_{сн}) \cdot \gamma_f] \cdot t = (148,0 + 391,0 \cdot 1,2) \cdot 1,5 = 927,42 \text{ кг} / \text{м}$$

Назначаем стрелу провисания ванты:

$$f = \frac{l}{10} = \frac{72}{10} = 7,2 \text{ м}$$

Определяем величину распора, вертикальной составляющей и усилие в ванте:

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{927,42 \cdot 72^2}{8 \cdot 7,2} = 83467,8 \text{ кг}$$

$$V = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{927,42 \cdot 72}{2} = 33507,1 \text{ кг}$$

$$N = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{83467,8^2 + 33507,1^2} = 90511,4 \text{ кг}$$

Требуемую площадь сечения ванты из стального каната ЛК-РО при $R_{un} = 19600 \text{ кг} / \text{см}^2$ и $k_n = 0,85$ определяем по формуле:

$$A = \frac{1,6 \cdot N}{k_n \cdot R_{un}} = \frac{1,6 \cdot 905114}{0,85 \cdot 19600} = 8,69 \text{ см}^2 = 869,0 \text{ мм}^2$$

По сортаменту стальных канатов принимаем канат двойной свивки ЛК-РО диаметром 45,5 мм и площадью сечения всех проволок 991,84 мм². Так как 991,84 мм² > 869,0 мм², то несущая способность ванты обеспечена.

Погонная нормативная нагрузка на ванту до предварительного напряжения составляет:

$$q_n = 135 \cdot 1,5 = 202,5 \text{ кг} / \text{м}.$$

Прогиб ванты в этой стадии определяем при $E = 1,5 \cdot 10^6 \text{ кг} / \text{см}^2$:

$$\mu = 1 + \frac{8f^2}{3l^2} = 1 + \frac{8 \cdot 7,2^2}{3 \cdot 72^2} = 1,027$$

$$\Delta f = \frac{3}{128} \cdot \frac{\mu^2}{f^2} \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{EA} = \frac{3}{128} \cdot \frac{1,027^2}{7,2^2} \cdot \frac{202,5 \cdot 72^4}{1,5 \cdot 10^6 \cdot 8,69} = 0,2 \text{ м}.$$

Жесткость покрытия обеспечена, так как

$$\frac{\Delta f}{l} = \frac{0,2}{72} = \frac{1}{360} \leq \left[\frac{\Delta f}{l} \right] = \frac{1}{300}.$$

Определяем длину ванты «в заготовке»:

$$S = l \cdot \left[1 + \frac{8f^2}{3l^2} - \frac{H}{EA} \right] = 72 \cdot \left[1 + \frac{8 \cdot 7,2^2}{3 \cdot 72^2} - \frac{83467,8}{1,5 \cdot 10^6 \cdot 8,69} \right] = 73,5 \text{ м}$$

Угол наклона ванты к горизонту в точке закрепления на опоре составит:

$$\cos \varphi = \frac{H}{N} = \frac{83467,8}{905114} = 0,922$$

$$\varphi = 23^{\circ}.$$

Задания для самостоятельного решения:

№ варианта по последней цифре в зачетной книжке	Перекрывающий пролет $l, м$	Шаг вант $t, м$	Снеговой район
1	60	2,0	I
2	64	1,8	II
3	68	1,6	III
4	72	1,4	IV
5	76	1,2	V
6	80	1,0	I
7	84	1,5	II
8	88	1,4	III
9	92	1,3	IV
0	96	1,2	V

Сортамент стальных канатов

Канаты стальные для висячих покрытий

Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм ²	Расчетная масса 1000 м каната, кг	Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм ²	Расчетная масса 1000 м каната, кг
1	2	3	4	5	6
Канат одинарной свивки типа ТК конструкции 1×37 (1+6+12+18) по ГОСТ 3064-80					
12/1,7*	84,26	719	20/2,8*	228,74	1955
12,5/1,8	94,44	806	21/3	262,51	2240
14/2	116,89	993,6	22,5/3,2	298,52	2550
15,5/2,2	141,37	1200	24/3,4	337,03	2875
17/2,4	168,17	1425	27/3,8	420,84	3590
18,5/2,6	197,29	1685			
Канат двойной свивки типа ЛК-РО конструкции 6×36 (1+7+7/7+14)+7×7(1+6) по ГОСТ 7669-80					
28	373,25	3495	45,5	991,84	9045
30	422,76	3890	49	1163,04	10600
32,5	487,48	4445	52	1304,05	11850
35,5	580,11	5290	57	1520,73	13900
36,5	646,37	5895	61,5	1782,25	16250
39	716,29	6530	64	1880,27	17148
41	796,83	7265	68	2058,71	18775
42	843,90	7965	72	2316,38	21125
Канат закрытый несущий по ГОСТ 7676-73					
50	1713,8	14695,1	60	2408,69	20636,0
52	1846,16	15828,3	65	2763,97	23673,1
54	1988,1	17043,7	70	3231,84	27671,2
55	2016,33	17280,6			

* Под чертой – диаметр проволоки в мм.

Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм ²	Расчетная масса 1000 м каната, кг	Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм ²	Расчетная масса 1000 м каната, кг
1	2	3	4	5	6
Канат двойной свивки типа ЛК-Р конструкции 6×19 (1+6+6/6)+7×7(1+6) по ГОСТ 14954-80					
8	29,68	272,5	23	247,17	2265
8,8	35,7	327,5	25	279,27	2560
9,7	42,3	388	27	337,27	3090
11	53,58	491,5	29,5	404,55	3705
12	61,92	568	31	449,85	4125
12,5	70,91	650,5	33	497,7	4565
14	86,36	792	36	589,81	5410
15	100,48	921,5	38,5	674,88	6190
16,5	121,24	1115	41	768,45	7050
18	143,99	1320	46,5	988,71	9065
19	165,68	1520	49,5	1117,11	10250
20,5	192,11	1765	55	1379,27	12650
22	217,06	1990			

Примечания:

1. Канаты типа ТК с точечным касанием проволок.
2. Канаты типа ЛК с линейным касанием проволок.
3. Индексы О, Р означают соответственно, что проволоки в слоях каната одинакового или разного диаметра.
4. Цифровое обозначение, например 1×37 (1+6+12+18), раскрывает количество проволок в канате и формулу размещения проволок.

Практическое занятие № 3.2

На тему: «Компоновка мембранного покрытия»

Методические указания к решению задач.

Конструкции мембран

Мембранные покрытия выполняют из тонких провисающих листов (полос), исполняющих несущие и ограждающие функции.

Конструкция мембраны обычно состоит из монтажных элементов - гибких нитей - объединенных в сетку с заданной поверхностью, на которые раскатывают полосы, заранее раскроенные, сваренные и свернутые в рулоны на заводе.

Если монтажные элементы включают в работу и используют для стабилизации мембраны, то их выполняют в виде нитей конечной жесткости или вантовых ферм. Возможна сборка мембраны на земле с последующим подъемом на проектную отметку. Толщина мембран 4 - 6 мм. Благодаря малой толщине мембранные оболочки в основном испытывают растяжение, поэтому их называют безмоментными.

Все мембранные покрытия, кроме цилиндрических, работают в двух направлениях и сопротивляются деформациям сдвига, поэтому их жесткость существенно выше жесткости аналогичных висячих конструкций с гибкими нитями. К недостаткам мембран относятся большая поверхность металла, подверженного коррозии, и относительно невысокая (0,78 ч) огнестойкость, что иногда требует принятия соответствующих мер и увеличивает стоимость покрытия.

Кровлю мембранных покрытий выполняют по обычной схеме: утеплитель, выравнивающий слой, рулонный ковер. Если утеплитель, кроме основного назначения, используют для стабилизации покрытия, то его делают в виде бетонной рубашки или жесткий плитный утеплитель укладывают с зазорами 10.12 см, которые затем в короткий промежуток времени заливают расширяющимся раствором. Мембрану можно использовать в качестве гидроизоляции, выполняя ее из атмосферостойкой стали 10 ХНДП или алюминиевых сплавов. В этом случае утеплитель крепят к мембране снизу, устраивают пароизоляцию из фольгоизола или другого подобного материала и предусматривают защитную сетку.

По способу формообразования мембранные оболочки разделяют на покрытия с первоначально заданной стрелой провеса и первоначально плоские. Покрытия с заданной стрелой провеса собирают навесным способом на предварительно смонтированной системе вспомогательных элементов

(«постели»), которая должна быть выверена и прикреплена к опорному контуру. Раскатку свернутых в рулон полотнищ мембраны производят с помощью лебедок.

По другой схеме мембрану собирают на площадке или подмостях, а затем целиком поднимают. После подъема покрытие провисает под действием собственного веса.

Основы расчета мембранного покрытия.

Мембраны рассчитывают по безмоментной теории, учитывая только нормальные усилия N_1 , N_2 , N_1 – в направлении меридиана, соответствующее

напряжение $\sigma_1 = \frac{N_1}{t \cdot 1}$, кольцевое усилие (напряжение) N_2 , рассчитываемое из

формулы $\sigma_e = \frac{N_2}{t \cdot 1}$.

Уравнение Лапласа:

$$\frac{N_1}{R_1} + \frac{N_2}{R_2} = P,$$

где R_1 и R_2 - меридиональный и кольцевой радиусы кривизны оболочки;

P – проекция внешней нагрузки на нормаль к поверхности мембраны.

Таким образом, в общем случае мембрана находится в двухосном напряженном состоянии, поэтому прочность проверяют по формулам:

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2^2} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma_1 \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где $\gamma_c = 1$ при пролетах до 120 м и 0,8 при $l \geq 120$ м.

Провисающие мембраны на круглом (эллиптическом) плане.

Поверхность покрытия может быть выполнена в форме параболоида вращения, сферы, эллиптического параболоида. Как и цилиндрические мембраны, все перечисленные типы оболочек для уменьшения деформативности требуют стабилизации. Кроме указанных для цилиндрических оболочек способов, в оболочках на круглом плане широко практикуют использование технологических нагрузок.

На рис. 3.3 представлена схема сферической мембраны покрытия (г. Санкт-Петербург) из стального листа толщиной 6 мм. Мембрана дополнительно стабилизирована (кроме плиты) 56 тросовыми фермами с верхними поясами из швеллера. Нижний пояс ферм соединен с кольцом диаметром 72 м, свободно подвешенным к мембране.

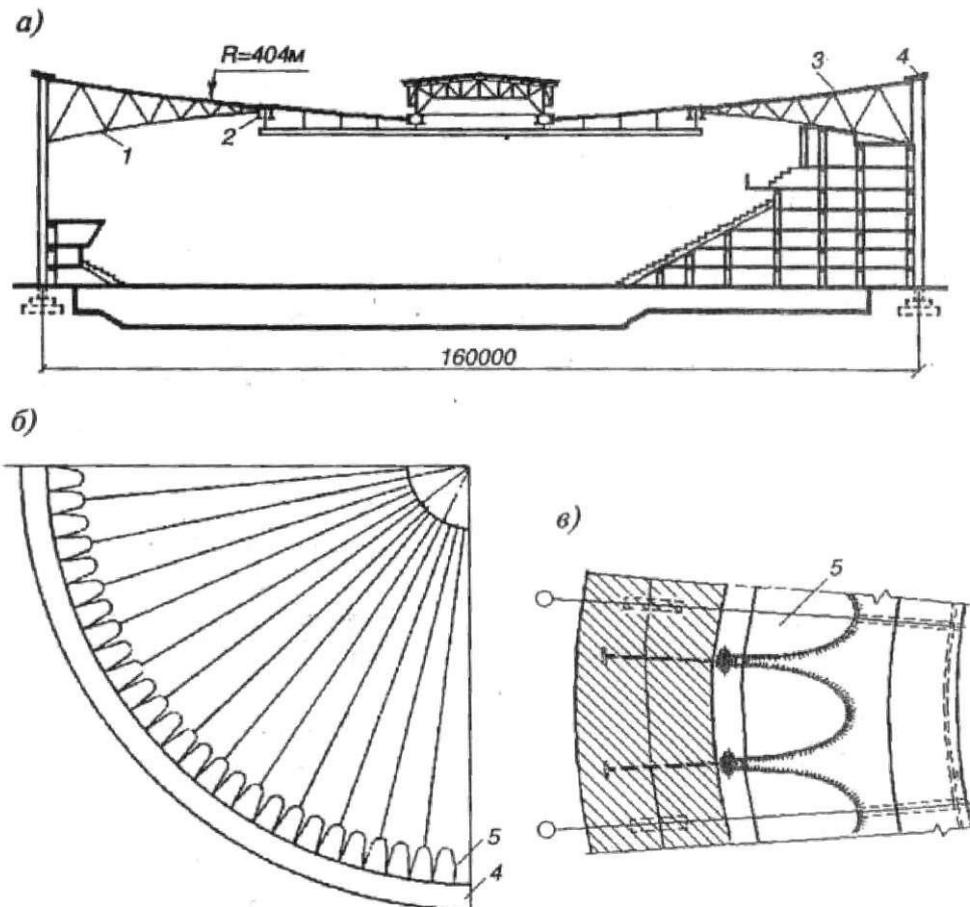


Рис. 3.3. Мембранное покрытие спортивного зала: 1 - стабилизирующая ферма; 2 - промежуточное кольцо; 3 - мембрана; 4 - опорное кольцо; 5 - вырезы в мембране; 6 - железобетонная плита

Основы безмоментного расчета.

Для круглых в плане зданий при равномерно распределенной по покрытию нагрузке равновесной формой будет параболоид:

$$z = f\left(\frac{x}{a}\right)^2 + f\left(\frac{y}{a}\right)^2,$$

где a - радиус покрытия, f - стрела подвеса мембраны.

Такая форма поверхности обеспечивает равномерное распределение меридиональных и кольцевых усилий по поверхности мембраны, что позволяет делать всю ее одинаковой толщины.

Определяем радиусы кривизны:

$$R_1 = \frac{[1 + (z')^2]^{3/2}}{z''} = \frac{[a^4 + (2fx)^2] \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{2fx}{a^2}\right)^2}}{2fa^2};$$

$$R_2 = \frac{x}{\sin \varphi}.$$

Нормальная к поверхности мембраны составляющая нагрузки:

$$p = q \cdot \cos \varphi.$$

Функции угла φ , входящие в ранее указанные равенства R_1 и R_2 , можно определять по формулам:

$$\sin \varphi = \frac{tg \varphi}{\sqrt{1 + tg^2 \varphi}}; \quad \cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + tg^2 \varphi}}; \quad tg \varphi = z' = \frac{2f}{a^2} x.$$

Расчетная схема параболоида вращения представлена на рис. 3.4. Определяем усилия в мембране от равномерно распределенной нагрузки.

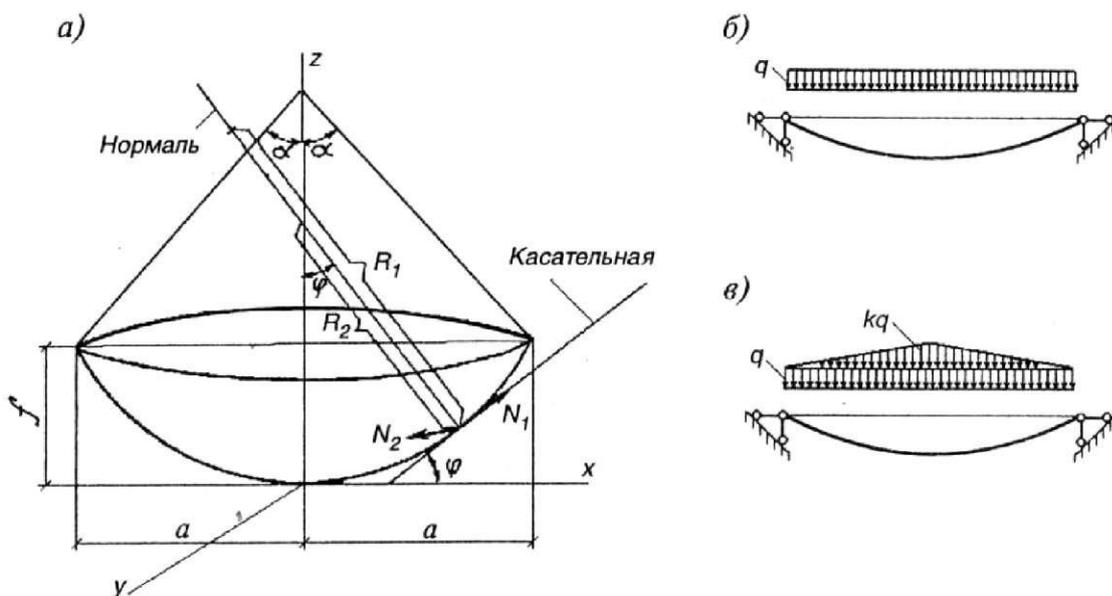


Рис. 3.4. Параболоид вращения:

a - расчётная схема; *б* - загрузка постоянной нагрузкой; *в* - загрузка снеговой нагрузкой

Меридиональное усилие найдем из условия равновесия отсеченной горизонтальной плоскостью части мембраны:

$$2\pi x N_1 \sin \varphi = G = \pi x^2 q$$

$$\text{Отсюда } N_1 = \frac{qx}{2 \sin \varphi};$$

Кольцевое усилие высчитываем по следующей формуле:

$$N_2 = \left(p - \frac{N_1}{R_1} \right) \cdot R_2.$$

Усилие в мембране от снеговой нагрузки и нормальная к поверхности составляющая которой распределена по закону:

$$p = q \cdot \left[1 + k \cdot \left(1 - \frac{x}{a} \right) \right] \cdot \cos \varphi$$

$$N_1 = \frac{qx}{2 \sin \varphi} \cdot \left[1 + k \left(1 - \frac{2x}{3a} \right) \right].$$

Кольцевое усилие определяем по формуле $N_2 = \left(p - \frac{N_1}{R_1} \right) \cdot R_2$ с подстановкой ранее посчитанных p и N_1 .

Перемещение оболочки по нормали w от действия равномерно распределенной нагрузки:

$$w = \frac{a^4}{4f^2} \cdot \frac{q}{Et} \cdot \left[\nu \cdot \left(1 - \frac{\cos \varphi}{\cos \alpha} + \frac{1}{2 \cos^2 \varphi} \right) - \frac{3}{4 \cos \varphi} - \frac{\cos \varphi}{4 \cos^2 \alpha} + \frac{1}{2 \cos^2 \varphi} \right]$$

Стрелка перемещения в середине оболочки при $\varphi = 0$ будет равна:

$$w = \frac{a^4}{4f^2} \cdot \frac{q}{Et} \cdot \left[\nu \cdot \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{\cos \alpha} \right) - \frac{1}{4} \left(1 + \frac{1}{\cos^2 \alpha} \right) \right]$$

Задача 3.2:

Рассчитать мембранное покрытие.

Исходные данные:

1. Диаметр мембранного покрытия 200 м.
2. Форма покрытия – гиперболический параболоид
3. Район строительства – Москва (III-й снеговой район)
4. Материал покрытия - сталь С235.
5. Стрела подвеса мембраны – 12 м.

Варианты ответов

1. Толщина мембраны 4 мм
2. Толщина мембраны 5 мм

3. Толщина мембраны 6 мм

Полное решение задачи:

1. Расчет нагрузок на 1 м² выполним в таблице 3.2.

Таблица 3.2

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная нагрузка			
Гидроизоляция (трехслойный рулонный ковер)	0,1	1,3	0,13
Цементная стяжка 2 см, плотностью 1800 кг/м ³	0,36	1,3	0,468
Теплоизоляция (пенобетон толщиной 12 см, плотностью 600 кг/м ³)	0,60	1,2	0,72
Стальная мембрана толщиной 6 мм (плотностью стали 7850 кг/м ³)	0,471	1,1	0,518
Итого	1,531	-	1,836
Снеговая нагрузка для III района	1,286	1,4	1,80

2. Определяем усилия в средней части мембраны на окружности радиусом 15 м.

Предварительно находим геометрические характеристики мембраны по формулам:

$$tg\varphi = \frac{2 \cdot 12}{100^2} \cdot 15 = 0,036; \quad \sin\varphi = \frac{tg\varphi}{\sqrt{1+tg^2\varphi}} = \frac{0,036}{\sqrt{1+0,036^2}} = 0,036;$$

$$\cos\varphi = \frac{1}{\sqrt{1+tg^2\varphi}} = \frac{1}{\sqrt{1+0,036^2}} = 1$$

Радиусы кривизны:

$$R_1 = \frac{[a^4 + (2fx)^2] \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{2fx}{a^2}\right)^2}}{2fa^2} = \frac{[100^4 + (2 \cdot 12 \cdot 15)^2] \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{2 \cdot 12 \cdot 15}{100^2}\right)^2}}{2 \cdot 12 \cdot 100^2} = 417,47 \text{ м}$$

$$R_2 = \frac{x}{\sin \varphi} = \frac{15}{0,036} = 416,67 \text{ м}$$

3. Рассмотрим расчет покрытия только при первом варианте его загрузки снеговой нагрузкой, т.е. принимая ее равномерно распределенной по всему покрытию.

Полная (постоянная и временная) расчетная нагрузка будет равна:

$$p = q \cdot \cos \varphi = 3,236 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Нормальную к поверхности мембраны составляющую внешней нагрузки определим по формуле:

$$p = q \cdot \cos \varphi \approx q = 3,236 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Меридиональное и кольцевое усилия найдем по формулам:

$$N_1 = \frac{qx}{2 \sin \varphi} = \frac{3,236 \cdot 15}{2 \cdot 0,036} = 674,17 \text{ кН} / \text{м}.$$

$$N_2 = \left(p - \frac{N_1}{R_1} \right) \cdot R_2 = \left(3,236 - \frac{674,17}{417,47} \right) \cdot 416,67 = 675,47 \text{ кН} / \text{м}.$$

В данном примере можно было сразу найти N_1 и N_2 , поскольку радиусы кривизны приблизительно равны:

$$R_1 \approx R_2 = R_{\max} = 417,47 \text{ м}.$$

Тогда в соответствии с уравнениями Лапласа

$$N_1 \approx N_2 = p \cdot R_{\max} / 2 = 3,236 \cdot 417,47 / 2 = 675,47 \text{ кН} / \text{м}.$$

4. Определим усилия в районе кольца мембраны, для чего повторим все вычисления при $x = 100 \text{ м}$.

Получаем:

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,24; \quad \sin \varphi = 0,2334; \quad \cos \varphi = 0,9724; \quad p = 3,15 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$R_1 = 453,18 \text{ м}; \quad R_2 = 428,45 \text{ м}; \quad N_1 = 674,81 \text{ кН} / \text{м}; \quad N_2 = 711,63 \text{ кН} / \text{м}.$$

5. Найдем толщину мембраны по наибольшему усилию

$$N_2 = 711,63 \text{ кН} / \text{м}$$

$$t \geq \frac{N_2}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{711,63}{23 \cdot 0,8 \cdot 100} = 0,387 \text{ см}.$$

Назначаем толщину мембраны 4 мм.

6. Проверяем прочность мембраны по приведенным напряжениям:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{t} = \frac{674,81}{0,4 \cdot 100} = 16,87 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{t} = \frac{711,63}{0,4 \cdot 100} = 17,79 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{(\sigma_1^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2^2)} = \sqrt{(16,87^2 - 16,87 \cdot 17,79 + 17,79^2)} = 17,35 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\sigma_{np} = 17,35 \text{ кН} / \text{см}^2 < 23 \cdot 0,8 = 18,4 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Прочность мембраны обеспечена.

7. Определим перемещение оболочки в середине пролета от нормативной нагрузки:

$$w = \frac{a^4}{4f^2} \cdot \frac{q}{Et} \cdot \left[\nu \cdot \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{\cos \alpha} \right) - \frac{1}{4} \left(1 + \frac{1}{\cos^2 \alpha} \right) \right]$$

$$w = \frac{10000^4}{4 \cdot 1200^2} \cdot \frac{1 \cdot 10^{-4}}{21000 \cdot 0,4} \cdot \left[0,3 \cdot \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{0,9724} \right) - \frac{1}{4} \left(1 + \frac{1}{0,9724^2} \right) \right] = -7,7 \text{ см}$$

что значительно меньше величины предельного прогиба (1/200).

Малая величина перемещения оболочки объясняется тем, что оно вызвано снеговой нагрузкой с таким же законом распределения ее по покрытию, как и постоянная нагрузка, поэтому обусловлено лишь упругими деформациями без кинематических перемещений. Перемещение оболочки от нагрузки, расположенной на части перекрытия, может быть существенно большим, поэтому на стадии рабочего проектирования следует оценить деформативность покрытия при всех возможных видах загрузки его снеговой нагрузкой, что можно сделать на основе численных расчетов.

Задания для самостоятельного решения:

№ варианта по последней цифре в зачетной книжке	Диаметр мембранного покрытия l , м	Стрела подвеса мембраны, м	Снеговой район
1	60	8	I
2	64	10	II
3	68	12	III
4	72	14	IV
5	76	8	V
6	80	10	I
7	84	12	II
8	88	14	III
9	92	8	IV
0	96	10	V

Раздел дисциплины: 4. Металлические конструкции многоэтажных зданий

Практическое занятие № 4.1

На тему: «Разработка геометрии и формирование расчетной схемы»

Методические указания к решению задач.

Общие сведения

Каркас многоэтажного здания воспринимает и передает на фундамент всех действующих на него нагрузки. Каркас представляет собой пространственную систему несущих конструктивных элементов стержневого типа, обеспечивающих его прочность, устойчивость и необходимую жесткость. В зависимости от способа восприятия вертикальных и горизонтальных нагрузок каркасы разделяют на рамные и связевые.

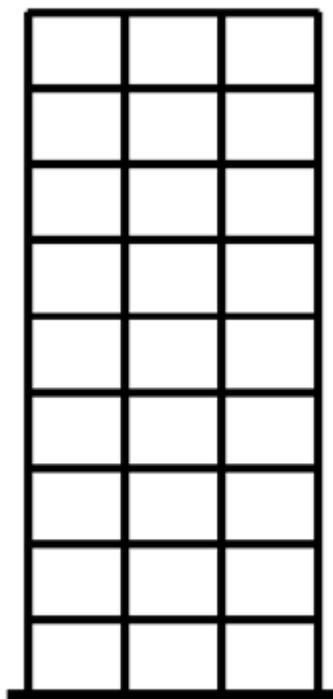


Рис. 4.1. Рамный каркас многоэтажного здания

Рамные каркасы состоят из жестко соединенных между собой в узлах вертикальных и горизонтальных элементов во всех направлениях,

образующих пространственные рамы (рис. 4.1). Рамная система воспринимает все вертикальные и горизонтальные нагрузки, и передает их на фундамент.

В уровнях междуэтажных перекрытий рамных каркасов (рис. 4.2) колонны объединены горизонтальными «дисками», образованными ригелями, балками настилов и сплошной бетонной заливкой по профнастилу.

Однако устройство жестких сопряжений во всех узлах многоэтажных зданий существенно повышает трудоемкость возведения каркаса.

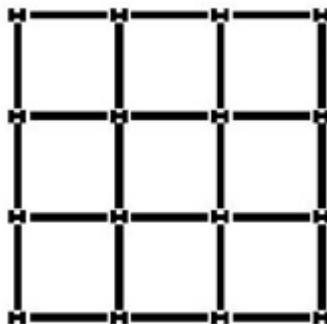


Рис. 4.2. Схема рамного каркаса в плане

Связевые каркасы проектируют в виде вертикальных связей по всей высоте здания, образующих вместе с ригелями и колоннами вертикальные (связевые) фермы (рис. 4.3). Эти связевые фермы расположены на некотором расстоянии друг от друга и соединены друг с другом горизонтальными «дисками» перекрытий. По расположению связевых ферм на плане здания различают каркасы с диафрагмами и с внутренним стволом (рис. 4.4).

Горизонтальная ветровая нагрузка через «диски» перекрытий передается на вертикальные связевые фермы и воспринимается ими, а вертикальная нагрузка воспринимается ригелями и колоннами, которые конструируют с шарнирными узловыми сопряжениями. Связевые фермы работают на изгиб как вертикальные решетчатые плоские стойки, жестко заделанные в фундаменте. Для связевых каркасов многоэтажных зданий применяют разные типы решеток в диафрагмах и внутренних стволах.

И в рамных, и в связевых каркасах колонны обычно располагают в плане с регулярным шагом 6 м и 9 м.

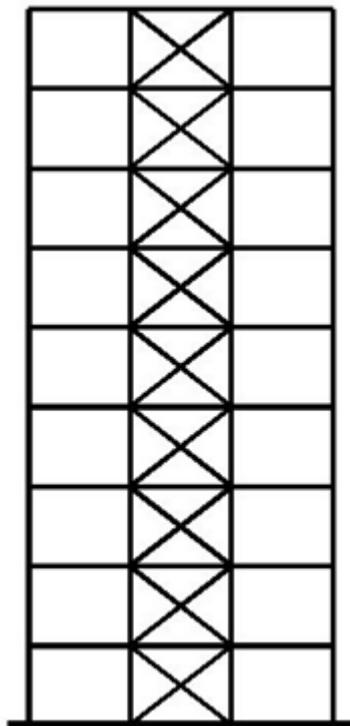


Рис. 4.3. Связевой каркас многоэтажного здания

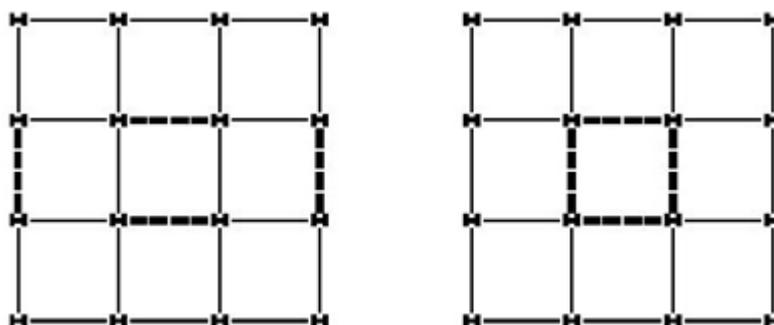


Рис. 4.4. Схемы связевых систем каркасов в плане

Конструкции элементов каркаса

Колонны – основные конструктивные элементы каркасов многоэтажных зданий. Колонны в связевых системах воспринимают только сжимающие усилия, а в рамных – преимущественно сжимающие усилия с изгибом в одной или двух плоскостях. Применяются в основном колонны двутаврового прокатного и составного сечения.

Ригели работают преимущественно на изгиб с небольшими продольными усилиями от горизонтальной ветровой нагрузки. При небольших пролетах (до 12 м) применяют в основном сплошные ригели из прокатных и составных двутавров.

В связевых каркасах применяют шарнирное сопряжение ригеля с колонной, которое проектируется так, чтобы изгибающие моменты не передавались с одного элемента на другой. Ригели прикрепляются к вертикальным ребрам (фасонкам) колонн при помощи болтовых соединений непосредственно через стенку двутавра или установки опорного фланца двутавра на опорный столик.

В рамных каркасах используют жесткое сопряжение ригеля с колонной, которое должно предавать изгибающие моменты с одного элемента на другой. Для этого верхний и нижний пояса двутавра ригеля обязательно соединяют с колонной разными способами. Например, при помощи усиленного болтового соединения опорного фланца, при помощи сварки поясов непосредственно к поясу колонны, соединения поясов и стенки ригеля при помощи накладок со специально устроенной на колонне двутавровой консолью.

Особенности работы и расчета каркаса

Многоэтажные каркасы зданий рассчитываются на вертикальные нагрузки от собственной массы конструкций, полезные нагрузки в помещениях, массы снега и на горизонтальные ветровые нагрузки. Кроме того, при расчете многоэтажных каркасов должны учитываться также температурные и сейсмические воздействия.

Расчет многоэтажных каркасов зданий производится по несущей способности и по деформациям. Максимальная деформация от ветровой нагрузки не должна превышать $1/500$ высоты здания.

Горизонтальная ветровая нагрузка в многоэтажных каркасах по сравнению с одноэтажными оказывает более существенное влияние на их несущую способность и жесткость. Это объясняется их большой высотой

многоэтажных зданий, которая намного превосходит размер его поперечного разреза. При большой высоте здания величина ветрового воздействия возрастает в несколько раз.

Также как и в одноэтажных зданиях действующие на каркас многоэтажных зданий нагрузки рассматриваются при их расчете отдельно.

В обычном рамном каркасе горизонтальную нагрузку от ветра через «диски» перекрытий передается на рамы всех рядов колонн, расположенные по направлению ветрового давления. Работа всех многоэтажных рам, расположенных в параллельных плоскостях каркаса, будет практически одинаковой. При этом все элементы многоэтажного каркаса принимают участие в работе на горизонтальную ветровую нагрузку практически одновременно.

В связевом многоэтажном каркасе ветровая нагрузка передается «дисками» перекрытий на плоские вертикальные связевые фермы (диафрагмы) или пространственную вертикальную ферму (внутренний ствол). Элементы каркаса, не входящие в состав вертикальных плоских или пространственных ферм не принимают участия в работе на горизонтальную ветровую нагрузку.

Нагрузки и воздействия

Постоянные и временные длительные нагрузки принимаются по архитектурно-строительным решениям. Кратковременные нагрузки принимаются в соответствии с назначением помещений здания согласно СП 20.13330.2016.

Наибольшую нагрузку составляет постоянная p_d , к которой относятся собственный вес несущих и ограждающих конструкций. Нормативные значения постоянных нагрузок определяют по проектным размерам и плотности материалов.

Нагрузка от веса несущих стальных конструкций на 1 м^2 площади всех перекрытий каркаса многоэтажного здания может быть предварительно вычислена по приближенной формуле:

$$p = 0,1 + 0,03 \left(q + k w_0 \frac{H}{L} \right) (1 + 0,01H),$$

где H и L – соответственно высота и ширина здания в плане (м),

q – сумма нагрузки от веса ограждающих конструкций и временной нагрузки на 1 м^2 ($q = 8\text{--}10 \text{ кН/м}^2$),

w_0 – ветровое давление,

k – коэффициент конструктивной схемы каркаса ($k = 3$ для рамных систем и $k = 2$ для связевых систем).

Нагрузка для расчета ригелей (балок) перекрытий этажей вычисляется как часть нагрузки p (4.1) для рамных и связевых систем, соответственно:

$$p_{\text{эт}} = p \left(0,3 + 6/n_{\text{эт}} \right), \quad p_{\text{эт}} = p \left(0,2 + 4/n_{\text{эт}} \right),$$

где $n_{\text{эт}}$ – число этажей в здании (при $n_{\text{эт}} \geq 20$).

Временная длительная нагрузка на единицу площади перекрытия многоэтажного здания должна приниматься $p_l \geq 3 \text{ кН/м}^2$. Постоянная нагрузка на единицу площади перекрытия многоэтажного здания принимается $p_d \geq 4 \text{ кН/м}^2$.

Кратковременная нагрузка p_t на перекрытия многоэтажных зданий обычно принимается в интервале $2\text{--}5 \text{ кН/м}^2$.

Для распределенных нагрузок применяются коэффициенты надежности γ_f : для металлических конструкций $\gamma_f = 1,05$, для распределенных временных нагрузок на перекрытия $< 2 \gamma_f = 1,3$, а при $> 2 \gamma_f = 1,2$.

Следовательно, суммарная равномерно распределенная нагрузка на перекрытие будет равна

$$P = \gamma_{fd} P_d + \gamma_{fl} P_l + \gamma_{ft} P_t.$$

Снеговая нагрузка на покрытия не оказывает существенного влияния на общее загружение многоэтажного здания, но ее также надо учитывать.

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется по формуле

$$S_0 = c_e c_t \mu S_g ,$$

где S_g – расчетный вес снегового покрова на 1 м² поверхности земли;

μ – коэффициент перехода к снеговой нагрузке на покрытие;

c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытия ветром;

c_t – термический коэффициент, учитывающий таяние снега.

Вес снегового покрова S_g зависит от снегового района, где предполагается строительство здания. Коэффициент надежности для снеговой нагрузки следует принимать $\gamma_f = 1,4$.

Ветровая нагрузка, имеющая на многоэтажные здания особое влияние, зависит средней w_m и пульсационной w_p составляющих. Средняя составляющая определяется по формуле

$$w_m = w_0 k(z_e) c ,$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления;

$k(z_e)$ – коэффициент изменения ветрового давления по высоте;

c – аэродинамический коэффициент.

Для прямоугольных в плане зданий аэродинамический коэффициент $c = 0,8$ с наветренной стороны и $c = -0,5$ с подветренной стороны.

Коэффициент $k(z_e)$ при большой высоте здания увеличивается в несколько раз и для городской застройки имеет следующие значения:

Таблица 4.1.

$z_e, \text{ м}$	≤ 5	10	20	40	60	80	100	150
$k(z_e)$	0,5	0,65	0,85	1,1	1,3	1,45	1,6	1,9

Нормативное значение ветрового w_0 давления зависит от ветрового района, где предполагается строительство.

Нормативное значение пульсационной составляющей w_p равно

$$w_p = w_m \zeta(z_e) v,$$

где $\zeta(z_e)$ – коэффициент пульсации давления ветра;

v – коэффициент пространственной корреляции пульсаций.

Коэффициент пульсации давления ветра принимается в зависимости от высоты и типа местности. Для городской застройки его значения существенно изменяется:

Таблица 4.2.

$z_e, \text{ м}$	≤ 5	10	20	40	60	80	100	150
$\zeta(z_e)$	1,22	1,06	0,92	0,80	0,74	0,70	0,67	0,62

Коэффициент пространственной корреляции пульсаций существенно увеличивает нагрузку от ветрового воздействия.

Расчетное значение ветровой нагрузки для статического расчета определяется по формуле

$$w = \gamma_f (w_m + w_p).$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициенты надежности ветровой нагрузки.

Задача 4.1:

Определить нагрузки на элементы каркаса многоэтажного здания.

Исходные данные:

№	$k,$ шт.	$h,$ м	$n_1,$ шт.	$l_1,$ м	$n_2,$ шт.	$l_2,$ м	кН/м ²				
							P_d	P_l	P_t	S_g	W_0
1	12	3	3	6	3	6	3,0	2,0	2,0	1,5	0,25
2	14	3	4	6	4	6	2,0	3,0	2,0	1,0	0,30

Здесь: k - количество этажей, h - высота этажа, l_1, l_2 - шаги колонн, n_1, n_2 - число шагов, p_d - собственный вес конструкций, p_l - временные длительные нагрузки, p_t - полезная кратковременная нагрузка, S - снеговая нагрузка, W - ветровая нагрузка.

Распределенной нагрузки от веса конструкций на ригели перекрытий

$$q_{d2} = p_d l_1 \text{ кН/м}, \quad q_{d1} = p_d l_2 / 4 \text{ кН/м}.$$

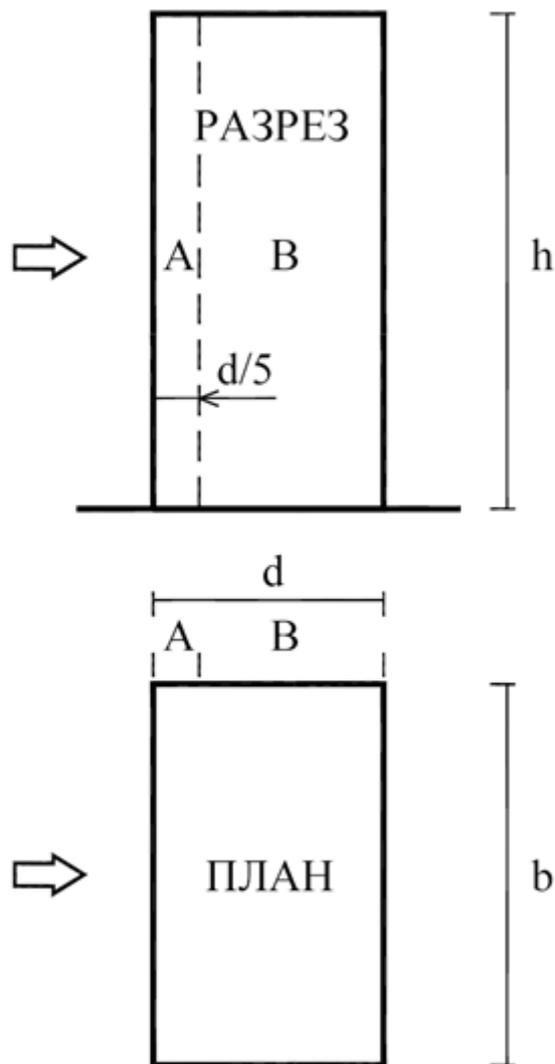


Рис. 4.5. Схема действия ветровой нагрузки

Временная длительная нагрузка на ригели перекрытий

$$q_{l2} = \gamma_f p_l l_1 \text{ кН/м}, \quad q_{l1} = \gamma_f p_l l_2 / 4 \text{ кН/м}.$$

Кратковременная нагрузка на ригели перекрытий

$$q_{t2} = \gamma_f p_t l_1 \text{ кН/м}, \quad q_{t1} = \gamma_f p_t l_2 / 4 \text{ кН/м}.$$

Снеговая нагрузка на ригели покрытия равна

$$q_{S2} = S l_1 \text{ кН/м}, \quad q_{S1} = S l_2 / 4 \text{ кН/м}.$$

Все распределенные нагрузки на поперечные ригели q_{j2} необходимо прикладывать с отступом от опорных узлов на расстояние $l_j / 8$ м.

Величины сосредоточенных сил в узлах от горизонтальной ветровой нагрузки с учетом $\gamma_f w_0 h l_i$ определяются по формуле

$$F_{w,i} = k_i c \gamma_f w_0 (1 + \zeta(z_e)_i v) h l_i = k_i c (1 + \zeta_i v),$$

где $v = 0,6$.

Величина аэродинамического коэффициента C зависит от того, для какой стороны здания он вычисляется. В многоэтажных зданиях на боковых стенах шириной учитываются две зоны (рис. 4.5).

+0,8 – с наветренной стороны; –0,5 – с подветренной стороны;

–1,0 и –0,8 – с боковых сторон, соответственно, в зонах А и В.

Величины сосредоточенных сил с наветренной стороны $F_{w,i}^H$ и с подветренной стороны $F_{w,i}^П$ каркаса, а также на боковых стенах в зонах А, АВ и В, т.е. $F_{w,i}^A$, $F_{w,i}^{AB}$ и $F_{w,i}^B$ надо приводить в табличной форме.

Практическое занятие № 4.2

На тему: «Формирование расчетной схемы и статический расчет»

Методические указания к решению задач.

Задача статического расчета

Задачей статического расчета многоэтажного здания является получение эпюр усилий N , M , Q . Эпюры позволяют проанализировать характер напряженного состояния каркаса. Эти усилия в каждом элементе используются для их конструктивного расчета согласно СП «Стальные конструкции» на основе анализа его напряженного состояния.

Исчерпание их несущей способности элементов многоэтажного каркаса может произойти как в результате исчерпания прочности, так и в результате потери устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изогнутых) элементов.

В некоторых случаях изгиб наблюдается во взаимно перпендикулярных плоскостях, что характеризует его как кривой изгиб. Если продольные силы растягивают элемент, то расчет следует выполнять на прочность по формуле:

$$\left(N_i / A_{n,i} \pm M_{x,i} y / I_{xn,i} \pm M_{y,i} x / I_{yn,i} \right) / (R_y \gamma_c) \leq 1,$$

где N_i – продольная сила растяжения;

A_{ni} – площадь сечения нетто;

x , y – расстояние от главных осей до рассматриваемой точки.

$M_{x,i}$, $M_{y,i}$ – изгибающие моменты относительно главных осей;

$I_{nx,i}$, $I_{ny,i}$ – момент инерции сечения нетто относительно главных осей.

При сжимающих продольных силах формула (4.1) также используется в случае, если $N_i / A_{in} \leq 0,1 R_y$ или для проверки прочности ослабленных отверстиями элементов. Основным же расчетом в этом случае является расчет на устойчивость как внецентренно-сжатых элементов.

Внецентренно-сжатые элементы, подверженные изгибу только в плоскости наибольшей жесткости ($I_{x,i} > I_{y,i}$ и действуют N_i и $M_{x,i}$), рассчитываются на устойчивость по формуле

$$\frac{N_i}{\varphi_{e,i} A_i R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где N_i – продольная сила сжатия;

A_i – площадь сечения брутто;

$\Phi_{e,i}$ – коэффициент устойчивости при внецентренном сжатии,
принимаемый в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_x$ и
приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} .

Условная гибкость конструктивного элемента вычисляется по формуле

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y/E} = \frac{l_{ef}}{i_x} \sqrt{R_y/E},$$

где R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести;

$E = 2,06 \cdot 10^4$ (кН/см²) – модуль упругости стали;

$l_{ef} = \mu l$ – расчетная длина в плоскости действия момента;

i_x – радиус инерции сечения в плоскости действия момента;

μ – коэффициент приведения расчетной длины.

Приведенный относительный эксцентриситет определяется как

$$m_{ef} = \eta m_x,$$

где m_x – относительный эксцентриситет;

η – коэффициент влияния формы сечения, зависящий от значений

m , $\bar{\lambda}$ и отношения A_f/A_w .

$$m_x = e A / W_{cx},$$

где $e = M_x / N$ – эксцентриситет;

$W_c = I_x / y_c$ – момент сопротивления для наиболее сжатого волокна;

y_c – расстояние от оси сечения до наиболее сжатого волокна.

При $m_{ef} > 20$ расчет следует выполнять как для изгибаемых элементов,
подверженных сжатию.

Внецентренно-сжатые элементы проверяются также на устойчивость
из плоскости действия момента по формуле

$$\frac{N}{c \varphi_y A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где φ_y – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_y$;

c – коэффициент, учитывающий влияние момента M_x при изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

Элементы, изгибаемые в двух плоскостях, проверяются по формуле

$$\sigma_i = \frac{M_{x,i}}{I_{x,i}} y_i + \frac{M_{y,i}}{I_{y,i}} x_i,$$

где $M_{x,i}, M_{y,i}$ – изгибающие моменты относительно главных осей;

$I_{x,i}, I_{y,i}$ – момент инерции сечения относительно главных осей;

x, y – расстояние от осей до рассматриваемых точек сечения.

Задача 4.2:

Выполнить статический расчет каркаса многоэтажного здания.

Исходные данные:

№	k , шт.	h , м	n_1 , шт.	l_1 , м	n_2 , шт.	l_2 , м	кН/м ²				
							P_d	P_l	P_t	S_g	W_o
1	12	3	3	6	3	6	3,0	2,0	2,0	1,5	0,25
2	14	3	4	6	4	6	2,0	3,0	2,0	1,0	0,30

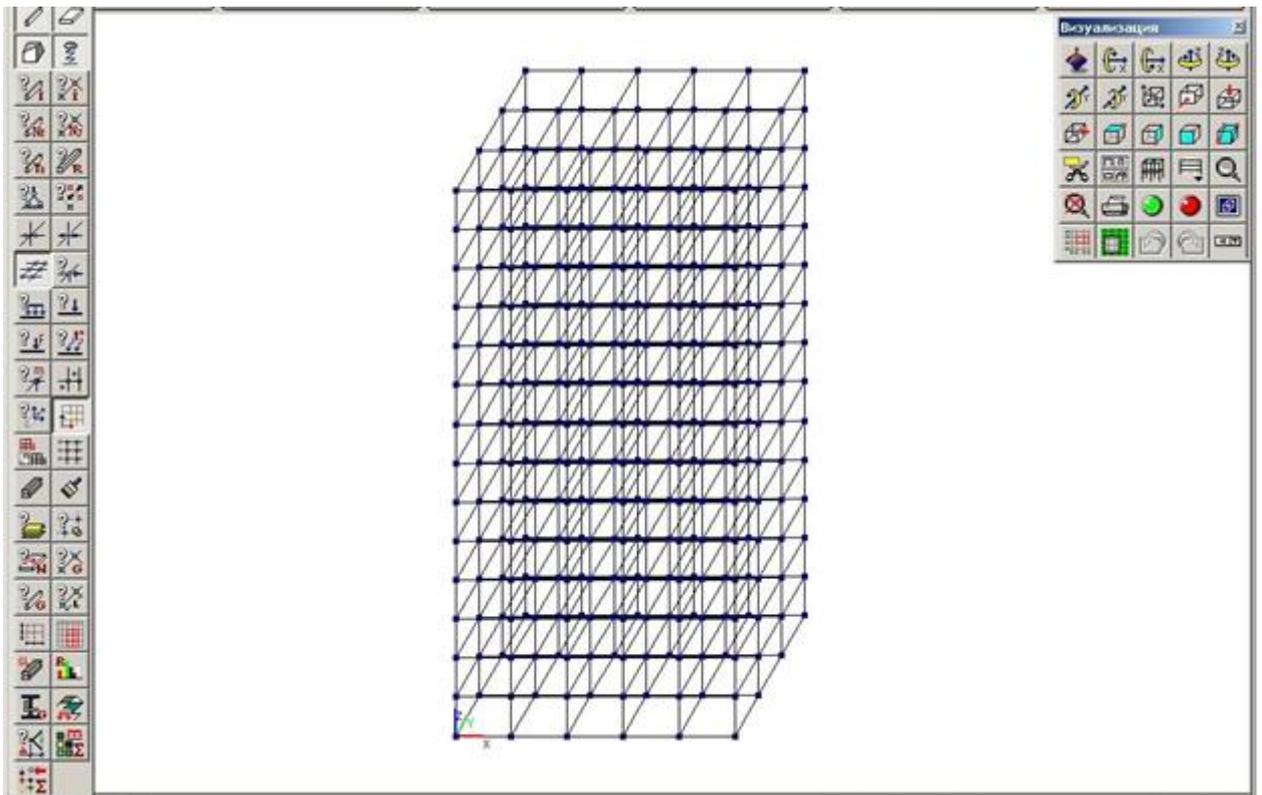


Рис. 4.7. Геометрический вид заготовки расчетной модели

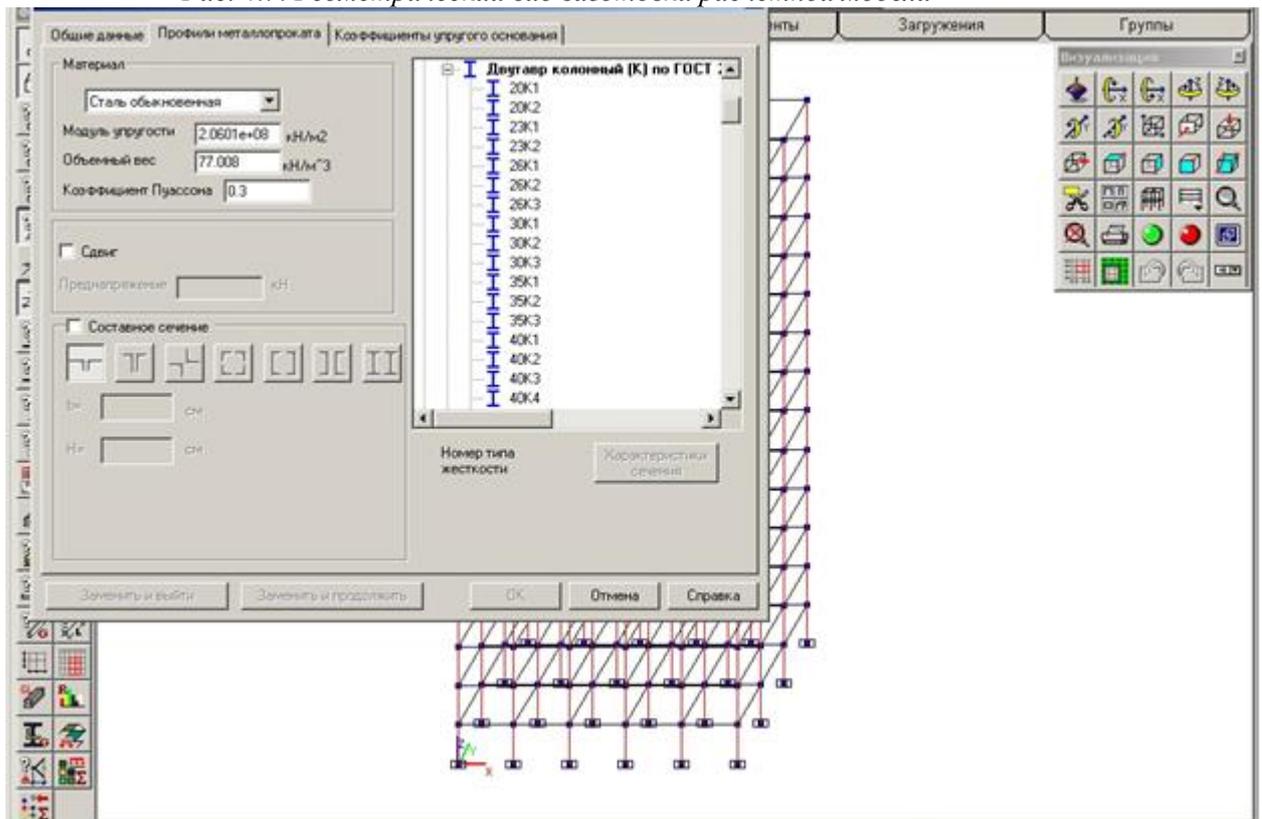


Рис. 4.8. Назначение жесткостей (профилей) колоннам

Диски междуэтажных перекрытий и покрытия аппроксимируем стальной пластиной $t_s = 8$ мм (рис. 4.9).

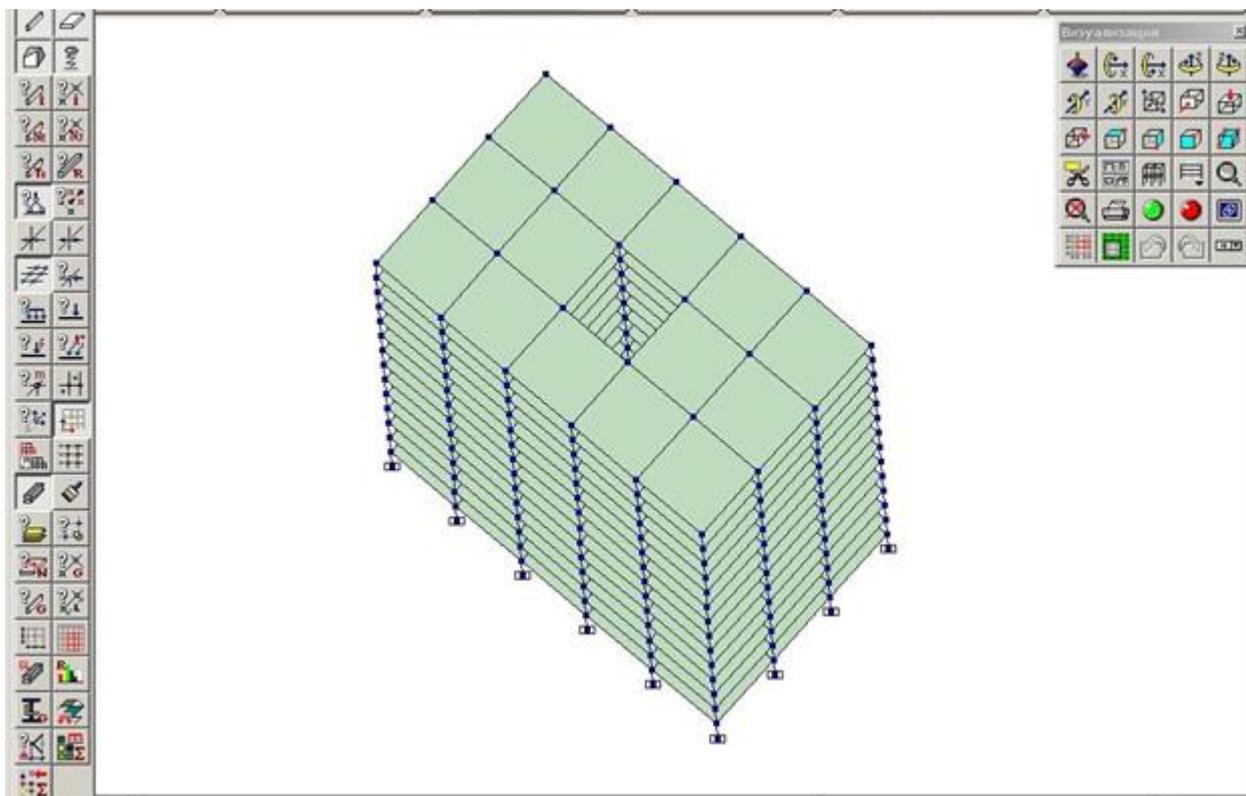


Рис. 4.9. Расчетная модель после ввода пластин перекрытий

Прикладываем нагрузки в расчетной модели по видам и обозначаем их отдельными загрузками. Вес перекрытий прикладывается в виде распределенной нагрузки не на полную длину к поперечным ригелям и на полную длину – к продольным ригелям, вес каркаса – в виде сосредоточенной в узлах и распределенной на ригелях (рис. 4.10).

От собственного веса каркаса нагрузку на колонны прикладываем одинаковую во всех узлах. На поперечные и продольные ригели прикладываем разную распределенную нагрузку по всей длине.

Временную длительную и кратковременную нагрузки на междуэтажные перекрытия задаем распределенными на поперечные и продольные ригели (рис. 4.11, 4.12). Снеговую нагрузку на покрытие назначим также распределенной на ригелях (рис. 4.13). Эти нагрузки также как и от веса перекрытий к поперечным ригелям будут приложены не по всей длине.

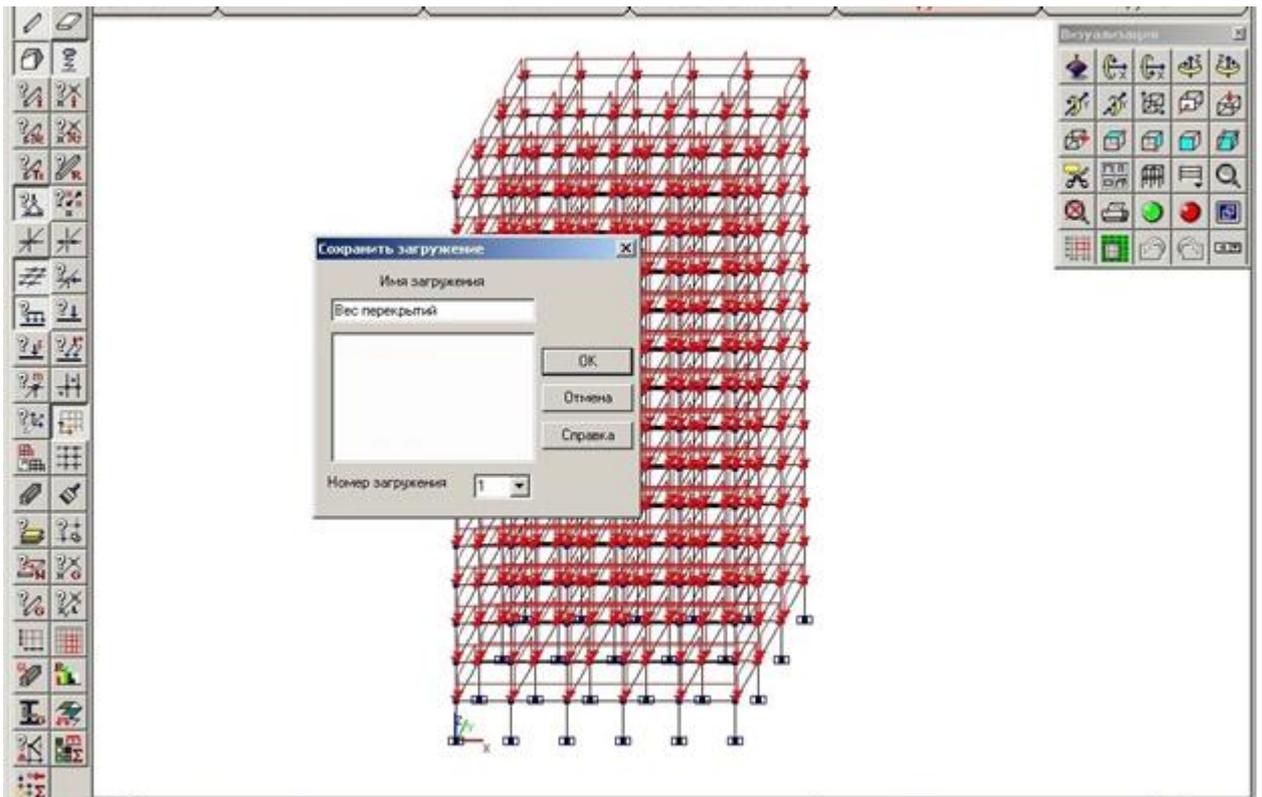


Рис. 4.10. Назначение нагрузки от веса перекрытий

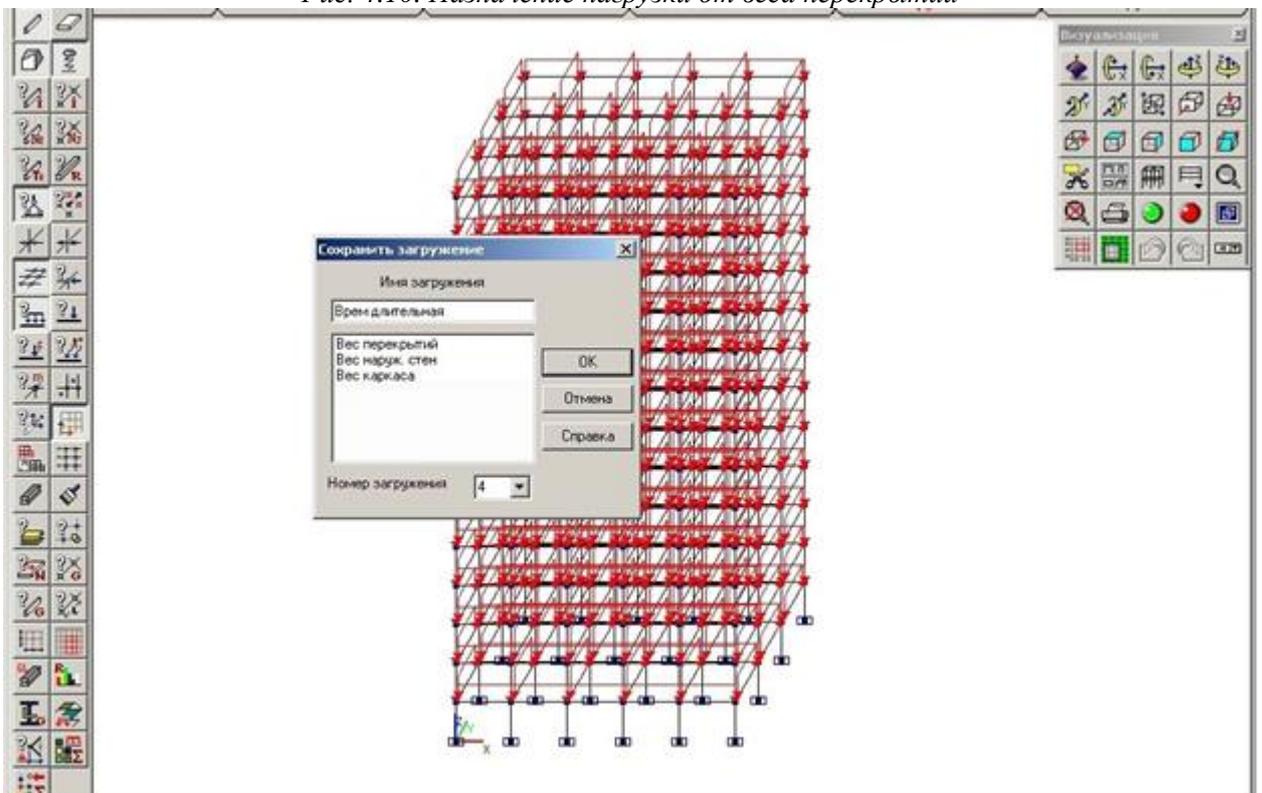


Рис. 4.11. Назначение временной длительной нагрузки на перекрытия

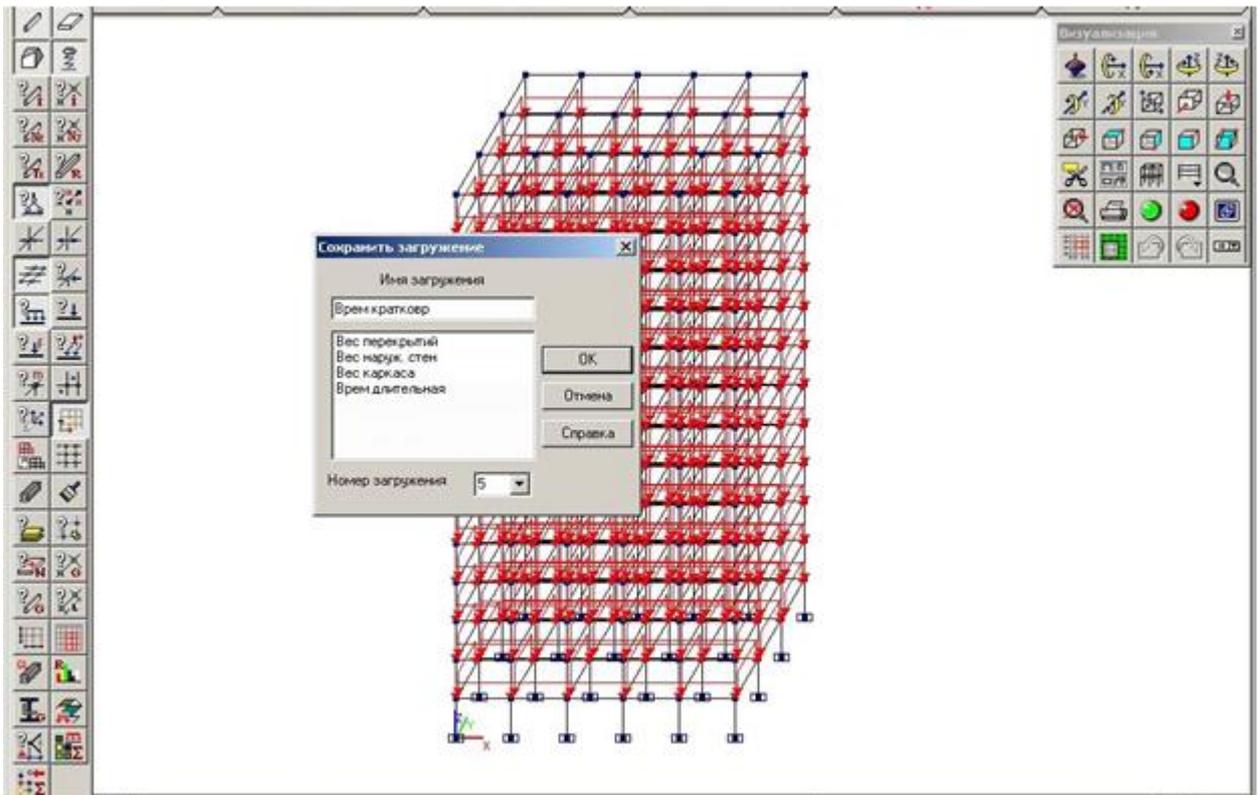


Рис. 4.12. Назначение кратковременной нагрузки на перекрытия

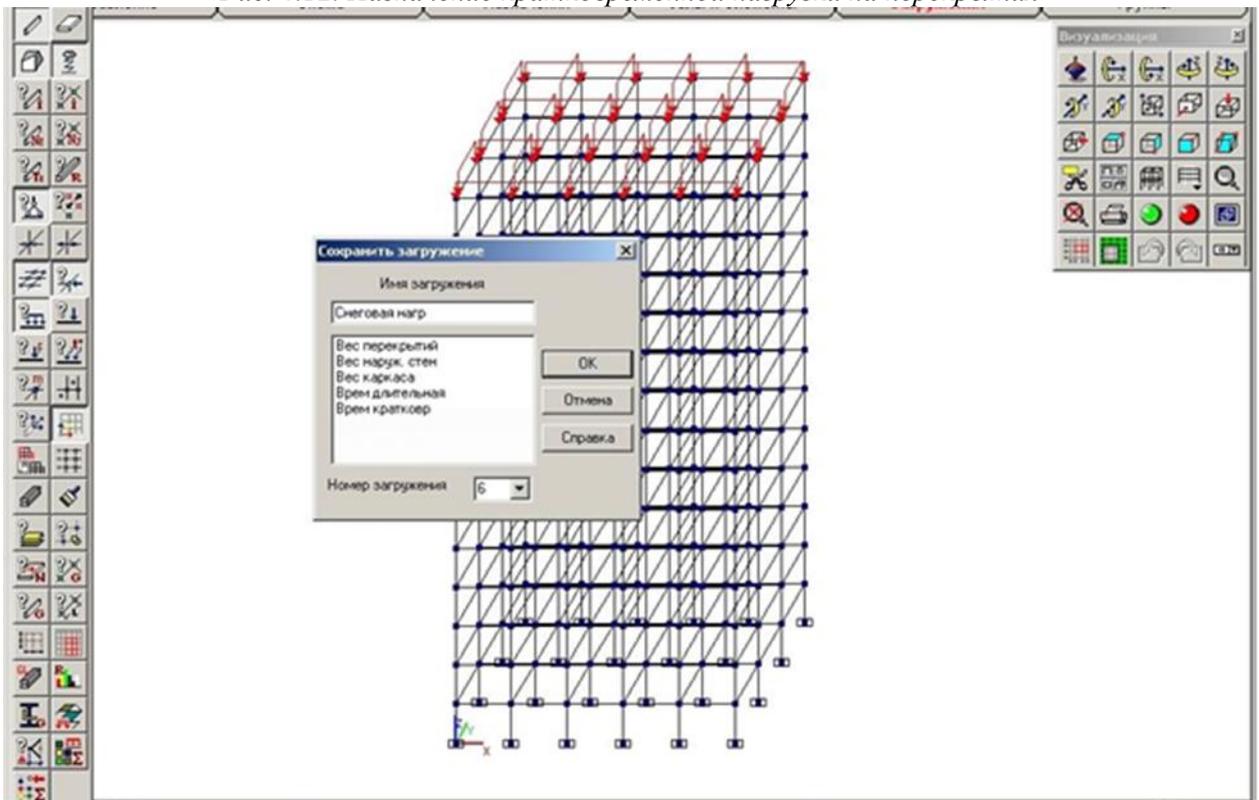


Рис. 4.13. Назначение снеговой нагрузки на покрытие

Ветровая нагрузка прикладывается к узлам по периметру перекрытий в виде сосредоточенных горизонтальных сил (рис. 4.14, 4.15).

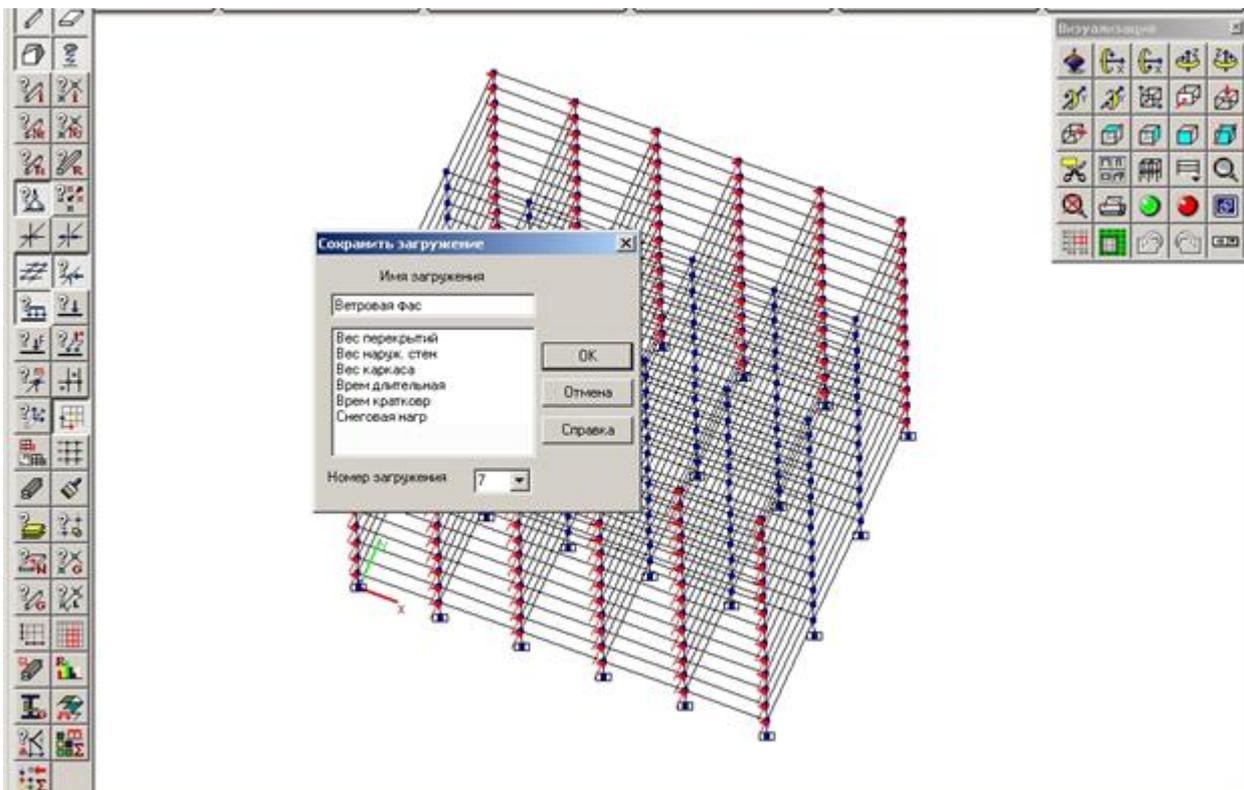


Рис. 4.14. Назначение ветровой нагрузки на фасадные стены

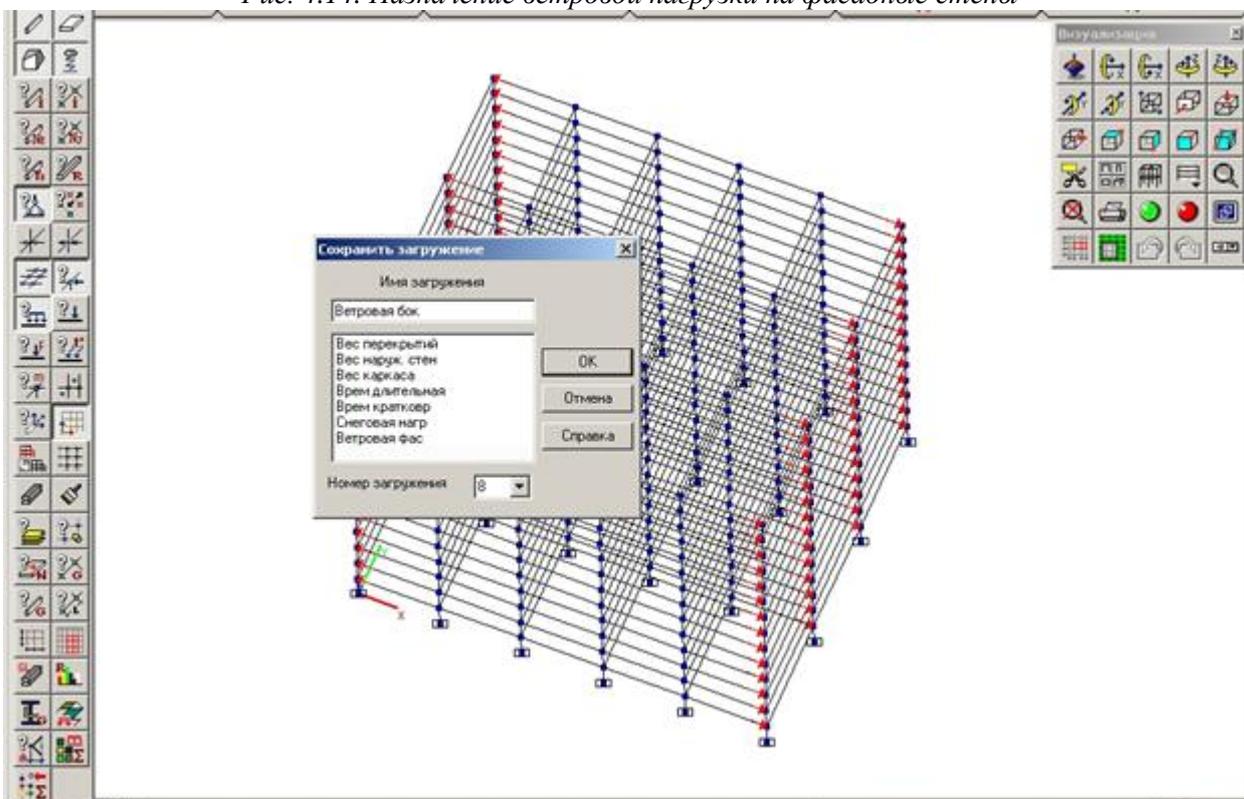


Рис. 4.15. Назначение ветровой нагрузки на боковые стены

Вероятность одновременного появления нескольких видов временных нагрузок учитывается коэффициентами сочетания ψ_{li} , ψ_{ti} и определяется по формуле:

$$C_{m1} = P_d + (\psi_{l1}P_{l1} + \psi_{l2}P_{l2} + \dots) + (\psi_{t1}P_{t1} + \psi_{t2}P_{t2} + \dots),$$

где P_d – постоянная нагрузка;

P_{li} – временная длительная i -ая нагрузка;

P_{ti} – кратковременная i -ая нагрузка;

$\psi_{l1} = 1$; $\psi_{l2} = \psi_{l3} = \psi_{li} = 0,95$ – для временных длительных нагрузок;

$\psi_{t1} = 1$; $\psi_{t2} = 0,9$; $\psi_{t3} = \psi_{t4} = 0,7$ – для кратковременных нагрузок.

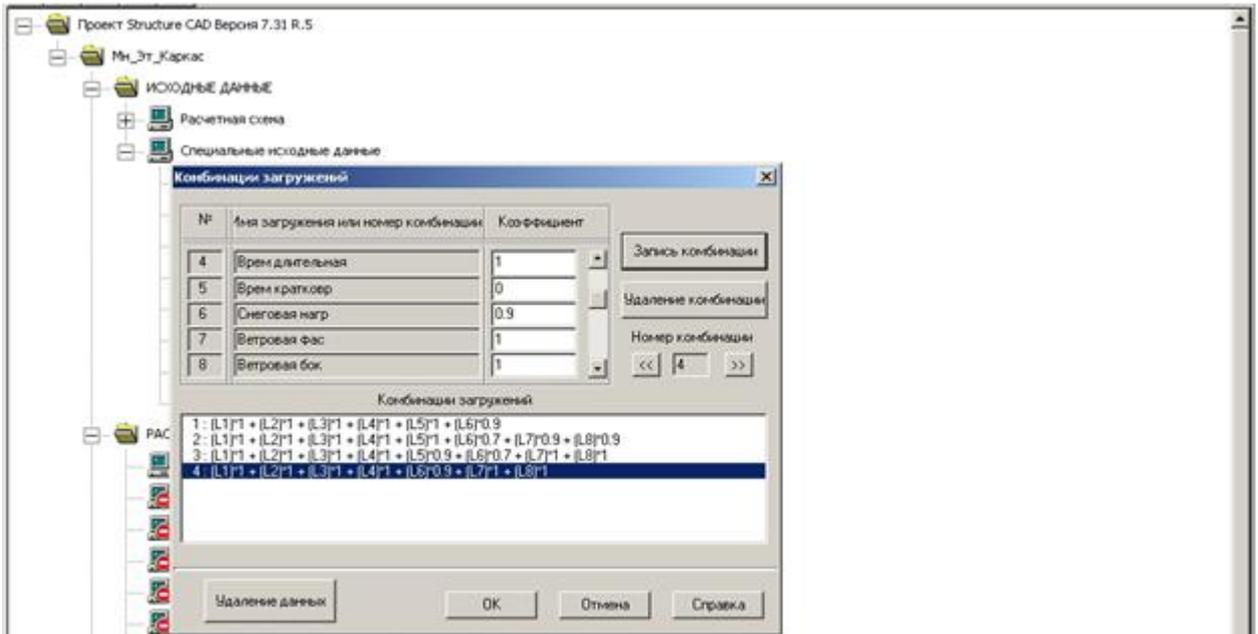


Рис. 4.16. Задание различных комбинаций нагрузжений

Анализ результатов расчета

После завершения статического расчета выполняется анализ его результатов. Первоначальную оценку расчета следует выполнять по деформации каркаса по отдельным комбинациям нагрузок (рис. 4.16).

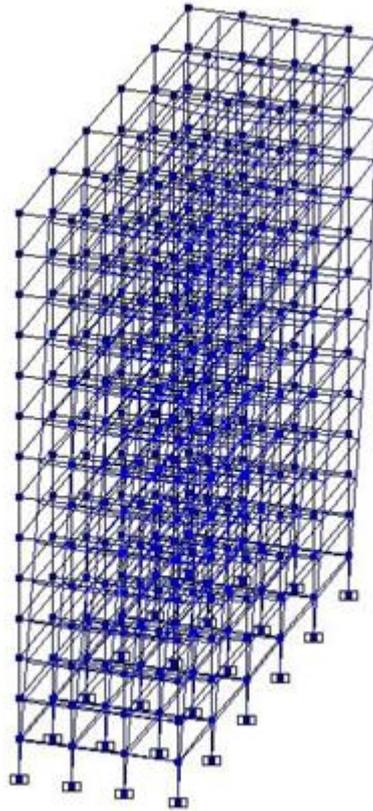


Рис. 4.16. Общая деформация рамного каркаса

Анализ напряженного состояния производится по продольным усилиям N и моментам M_y , M_z , которые определяют несущую способность всего каркаса. Эпюры N показывают, что наибольшие усилия возникают в колоннах нижних этажей (рис. 4.17), а эпюры моментов M_y , M_z не показывают существенного отличия по высоте каркаса (рис. 4.18, 4.19).

Для более подробного анализа отдельных стержней каркаса можно рассмотреть фрагмент каркаса (рис. 4.20 - 4.22).

Эпюры N и M_y , M_z , показывают, что в многоэтажных зданиях внутренние усилия в колоннах увеличиваются к основанию, причем наиболее существенному изменению подвержена продольная сила N . Поэтому при проектировании каркасов назначению сечений колонн по высоте здания уделяется особое внимание.

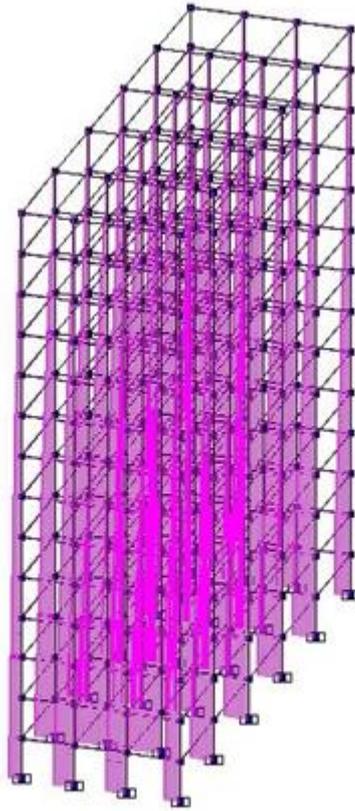


Рис. 4.17. Этюры N в стержнях рамного каркаса

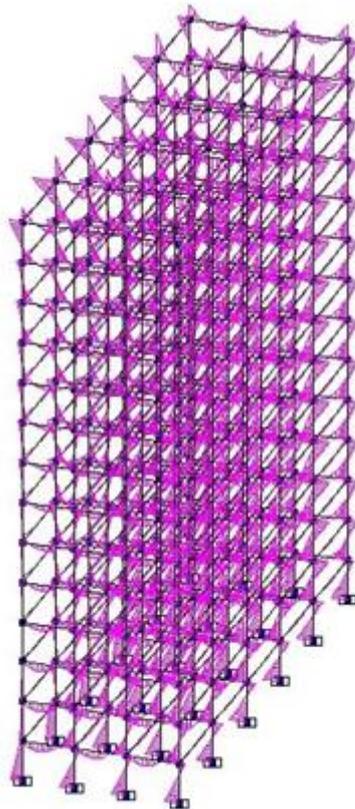


Рис. 4.18. Этюры M_y в стержнях каркаса рамного каркаса

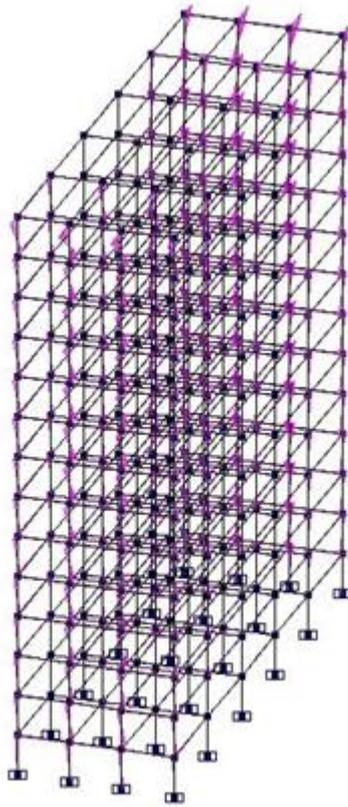


Рис. 4.19. Этюры M_z в стержнях рамного каркаса

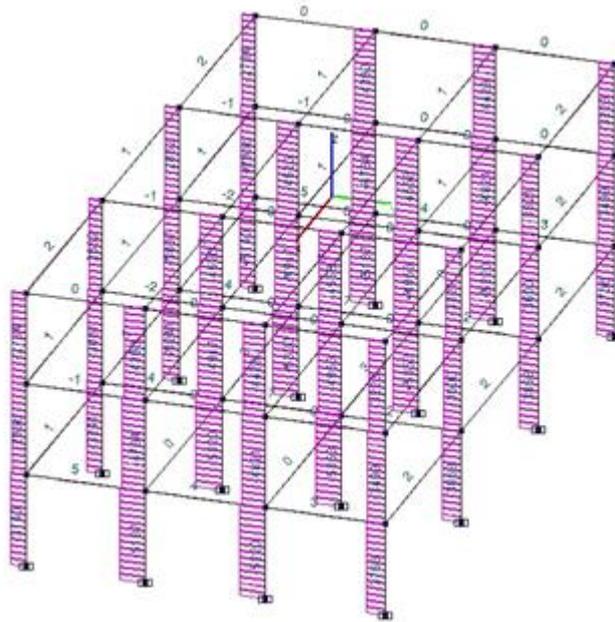


Рис. 4.20. Этюры N в средней части первых 3-х этажей каркаса

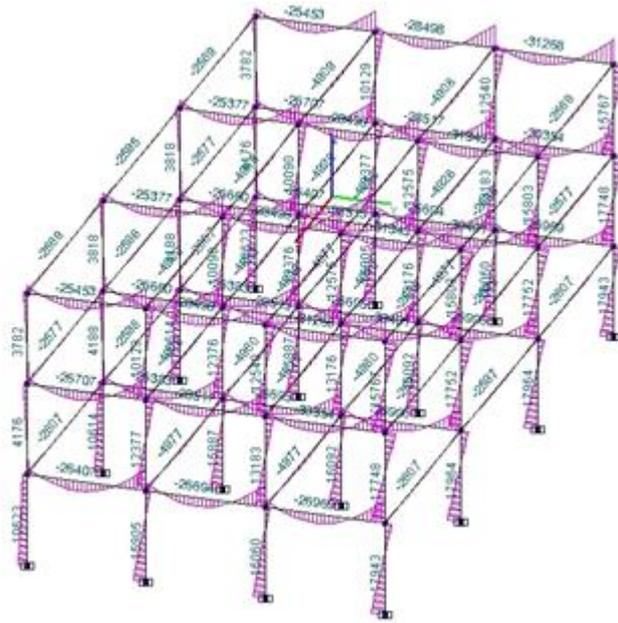


Рис. 4.21. Эпюры M_y в средней части первых 3-х этажей каркаса

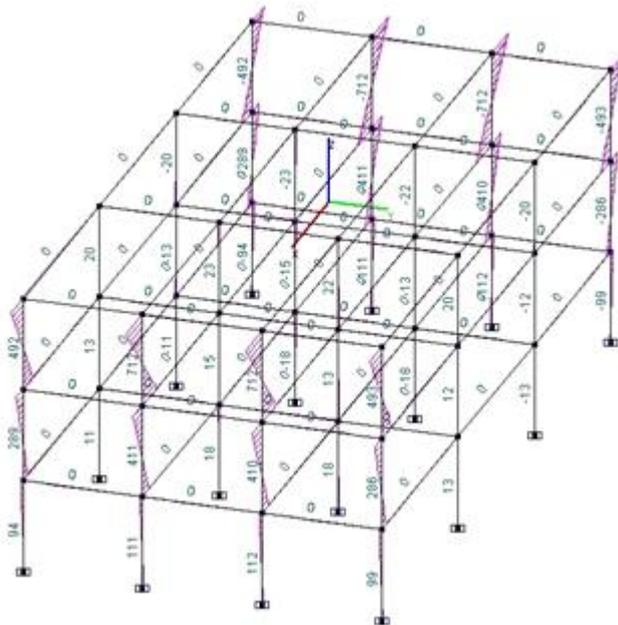


Рис. 4.22. Эпюры M_z в средней части первых 3-х этажей каркаса

Значения усилий N и M_y , M_z могут быть использованы для проверки несущей способности отдельных конструктивных элементов каркаса многоэтажного здания. Ригели проверяются по прочности на изгиб, а колонны проверяются по устойчивости на внецентренное сжатие (сжатие с изгибом).

Раздел дисциплины: 5. Большепролетные покрытия с плоскими несущими конструкциями

Практическое занятие № 5.1

На тему: «Расчет и проектирование элементов большепролетного покрытия»

Методические указания к решению задач.

Аркой называется брус, выгнутый вверх в вертикальной плоскости, опоры которого сопротивляются горизонтальному сдвигу. При действии вертикальной нагрузки в нем возникает горизонтальная сила распора, уменьшающая изгибающий момент.

Покрытия в виде арок состоят:

- криволинейные несущие конструкции, воспринимающие нагрузку в пролёте и передающие её на фундаменты;
- затяжки, иногда устанавливаемые для восприятия распора арок;
- связи между несущими элементами покрытия;
- фундаменты, чаще всего отдельно стоящие (под каждой аркой).

Покрытия в виде арок, у которых низ несущих конструкций поднят на отметку выше уровня земли, включают следующие элементы:

- вертикальные несущие конструкции: колонны;
- криволинейные несущие конструкции, воспринимающие нагрузку в пролёте и передающие её на колонны;
- связи между несущими элементами покрытия;
- вертикальные связи между колоннами;
- элементы, воспринимающие распор и обеспечивающие неизменность контура здания: контурные балки, опорный контур, пилоны, контрфорсы, затяжки, диафрагмы;
- фундаменты отдельно стоящие под каждой колонной.

Оси арки выгодно придать очертание кривой давления от полной нагрузки, т.е. эпюры балочного момента. При сближении оси с кривой давления изгибающий момент будет практически отсутствовать.

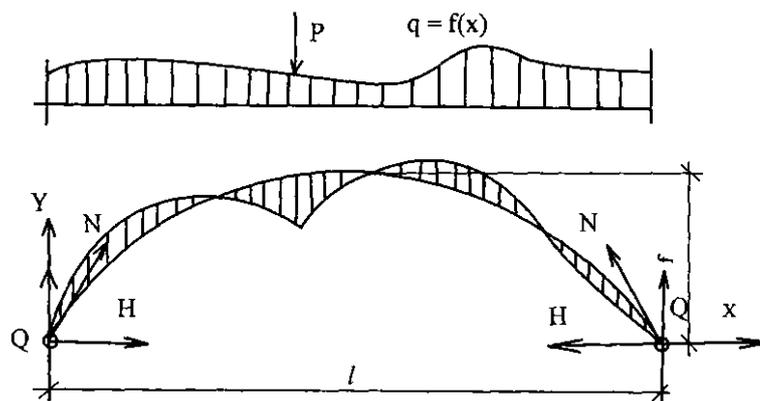


Рис. 5.1. Нагрузки и эпюры M арки

Основы расчета трехшарнирной арки

Сложность расчета арок заключается в неопределенности величины распора. Чем жестче сечение арки и податливее опоры, тем большая доля изгибающего момента остается в арке, частично превращая ее в криволинейную балку. В трехшарнирной балке определение величины распора упрощается, поскольку в шарнире момент равен нулю. Если шарнир расположен в середине пролета арки, то при нагрузке постоянной интенсивности q и стреле арки f распор равен:

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f}$$

Если опоры расположены на одном уровне, то вертикальные реакции Q_a и Q_b определяются также как в шарнирно опертой балке. Сила, сжимающая арку, при $q = const$ равна:

$$N = \sqrt{H^2 + Q^2} = \frac{q \cdot l^2}{8f} \cdot \sqrt{1 + 16\eta^2},$$

где $\eta = \frac{f}{l}$. Наклон оси арки к горизонту выгодно принимать по условию

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{Q}{H}.$$

Если это условие соблюдать для всех сечений, то при полном загрузении поперечные силы в арке будут отсутствовать. Площадь сечения A будет равна:

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$

Поскольку сила N переменна по длине арки, то сечение A возможно изменять. Одно из условия устойчивости, также технологичности изготовления, чаще всего, сохранять принятое сечение A на всем протяжении арки.

Коэффициент φ определяют из условия:

$$\lambda = \frac{\mu \cdot S}{2 \cdot i},$$

где S – длина оси арки, μ - коэффициент условий опирания.

При шарнирном опирании $\mu = 1$, при заделке обеих опор $\mu = 0.7$.

При малом весе покрытия решающую роль при определении параметров сечения будет играть временная неравномерная нагрузка (снеговая).

Например, неблагоприятным будет загрузка снегом интенсивностью P половины пролета (рис. 5.2). При этом появятся изгибающие моменты - положительные и отрицательные, - расположение и характер которых будут зависеть от условий опирания.

Сечение арки как сжато-изогнутого стержня лучше принимать развитым в высоту, симметричным относительно обеих главных осей.

Упрощая расчет и в сторону запаса прочности совмещая сечение с максимальной силой с сечением с максимальным моментом, производим проверку краевого напряженного состояния по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} + \frac{M}{W}.$$

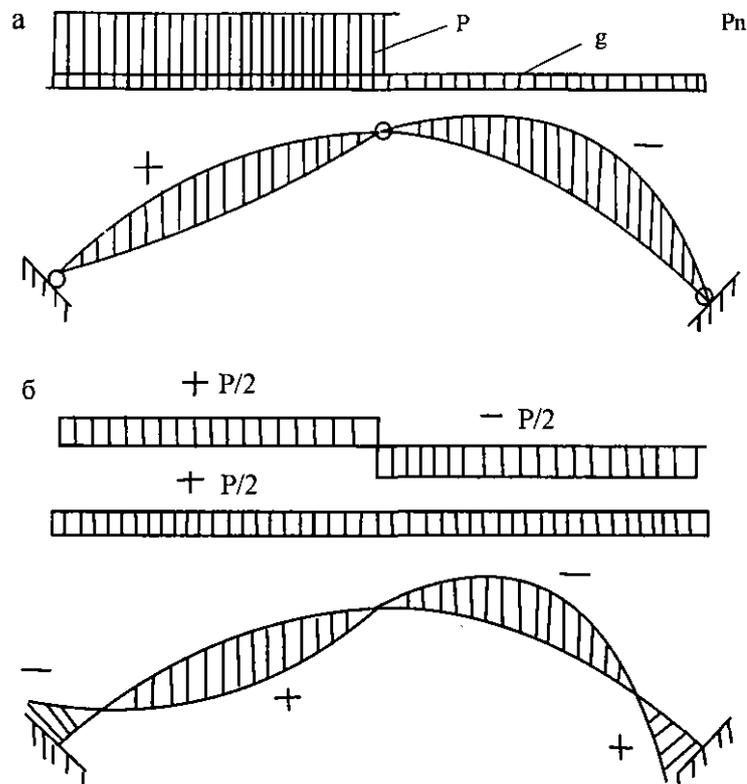


Рис. 5.2. Снеговая нагрузка на половине пролета

Получаем площадь:

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left(1 + \frac{3\varphi \cdot e}{h} \right),$$

где $e = \frac{M}{N}$ - эксцентриситет, h – высота сечения, принимается с учетом гибкости

$$\lambda = \frac{\mu \cdot S}{2 \cdot i}, \text{ принимая } i = 0.408h.$$

Зная пролет и стрелу арки, условия опирания и задавшись коэффициентами продольного изгиба, определяем высоту:

$$h = \frac{\mu \cdot S}{0,816 \cdot \lambda}.$$

Вертикальные реакции будут равны:

$$Q_A = \frac{gl}{2} + \frac{3}{8}Pl, \quad Q_B = \frac{gl}{2} + \frac{1}{8}Pl$$

Распор равен:

$$H = \frac{(g + 0.5P) \cdot l^2}{8f}.$$

Максимальная сила N возникает вблизи опоры A , равная:

$$N = H \sqrt{1 + \frac{Q_A^2}{H^2}} = \frac{(g + 0.5P) \cdot l^2}{8f} \cdot \sqrt{1 + \eta^2} \cdot \frac{(4g + 3P)^2}{(g + 0.5P)^2}$$

Наклон силы N теперь не равен наклону оси к горизонту.

Значения моментов будут зависеть от условий опирания. При шарнирных опорах они достигнут максимума в четвертях пролета.

Величины можно определить, разлагая нагрузку P на симметричную по всему пролету, равную $\frac{P}{2}$, и кососимметричную, равную в нагруженном

полупролете $+\frac{P}{2}$ и в ненагруженном полупролете $-\frac{P}{2}$. В четвертях пролета

моменты будут равны: $M = \pm \frac{Pl^2}{64}$.

Если опоры защемлены, то половина моментов передастся на опоры, момент будет равен: $M = \pm \frac{Pl^2}{128}$

Усиление арок к опорам и их защемление будет способствовать снижению пролетных моментов. Но, поскольку сами моменты в пролетах арок малы по сравнению с балочными, а также из-за отрицательного влияния возможных

сдвигов и поворотов опор на прочность и устойчивость арок, усиление их на опорах рекомендуется в исключительных случаях.

Задача 5.1:

Подобрать сечение арки по исходным данным.

Исходные данные:

1. Пролет арки $l = 50\text{ м}$
2. Высота стрелы 20 м
3. Нагрузки $g = 66,7\text{ кг} / \text{м}^2$, $p = 133,3\text{ кг} / \text{м}^2$
4. Материал – сталь С235
5. Шаг арок – 6 м

Варианты ответов

1. $A=25,0\text{ см}^2$
2. $A=25,63\text{ см}^2$
2. $A=26,60\text{ см}^2$

Полное решение задачи:

$$g + p = 66,7 + 133,3 = 200\text{ кг} / \text{м}^2$$

$$R_y \cdot \gamma_c = 2,3\text{ т} / \text{м}^2$$

При шаге арок 6 м расчетная нагрузка $q = 6,0 \cdot 0,2 = 1,2\text{ т} / \text{м}$.

$$\text{Распор в арке } H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{1,2 \cdot 50^2}{8 \cdot 20} = 18,75\text{ т}$$

$$\text{Опорная реакция } Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1,2 \cdot 50}{2} = 30\text{ т}.$$

$$\text{Сила сжатия } N = \sqrt{H^2 + Q^2} = \sqrt{18,75^2 + 30^2} = 35,37\text{ т}.$$

Примем, что опоры арки защемлены, гибкость $\lambda = 92$, что соответствует $\varphi = 0,6$.

$$\text{Радиус инерции } i = \frac{\mu \cdot S}{2 \cdot \lambda} = \frac{0,7 \cdot 50 \left(1 + \frac{8 \cdot 20^2}{3 \cdot 50^2} \right)}{2 \cdot 92} = 0,271\text{ м}$$

$$\text{Высота сечения арки } h = \frac{i}{0,408} = 0,664\text{ м}$$

$$\text{Площадь сечения: } A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{35,37}{0,6 \cdot 2,3} = 25,63 \text{ см}^2.$$

Сечение оказалось неконструктивным, гибким; если это двутавр, то на стенку должно приходиться всего 13 см² площади, что при высоте 66 см соответствует 2 мм. На полки приходится по 6,5 см². Сечение не обеспечивает ни общую устойчивость из плоскости, ни местную. Выходом из затруднения может служить увеличение шага арок, например, принять шаг равным 12 м. Это увеличит вдвое нагрузку и площадь сечения, доведя ее до 52 см². Толщина стенки $t = 4$ мм позволяет обеспечить устойчивость стенки, если укрепить ее продольными и поперечными ребрами.

Проверка на снег на половине пролета.

Сила сжатия:

$$N = H \sqrt{1 + \frac{Q_A^2}{H^2}} = \frac{(g + 0.5P) \cdot l^2}{8f} \cdot \sqrt{1 + \eta^2 \cdot \frac{(4g + 3P)^2}{(g + 0.5P)^2}}$$

$$N = \frac{(0,8 + 0,8) \cdot 50^2}{8 \cdot 20} \cdot \sqrt{1 + \frac{20^2}{50^2} \cdot \frac{(4 \cdot 0,8 + 3 \cdot 1,6)^2}{(0,8 + 0,8)^2}} = 55,9 \text{ м}$$

Изгибающий момент:

$$M = \frac{Pl}{128} = \frac{1,6 \cdot 50^2}{128} = 31,25 \text{ мм}$$

Площадь сечения:

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} \cdot \left(1 + \frac{3\varphi \cdot e}{h}\right) = \frac{55,9}{0,6 \cdot 2,3} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,6 \cdot 31,25}{55,9 \cdot 0,66}\right) = 102,3 \text{ см}^2$$

Выгоднее высоту сечения увеличить до 0,8 м, получается:

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} \cdot \left(1 + \frac{3\varphi \cdot e}{h}\right) = \frac{55,9}{0,6 \cdot 2,3} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,6 \cdot 31,25}{55,9 \cdot 0,8}\right) = 91,6 \text{ см}^2$$

Площадь A уменьшилась за счет высоты h и увеличения коэффициента φ . И все же она оказалась почти вдвое большей, чем потребовалось при расчете на полную нагрузку. Кроме того, шаг арок можно уменьшить до 8 - 9 м, что положительно скажется на массе кровельных прогонов.

Задания для самостоятельного решения:

№ варианта по последней цифре в зачетной книжке	Пролет арки $l, м$	Шаг арок, м	Временная нагрузка, кг/м ²
1	60	6,0	140
2	64	6,5	160
3	68	7,0	180
4	72	7,5	200
5	76	8,0	220
6	80	8,5	240
7	84	9,0	260
8	88	9,5	120
9	92	10,0	100
0	96	12,0	80

Практическое занятие № 5.2

На тему: «Расчет и проектирование узлов большепролетного покрытия»

Методические указания к решению задач.

Узлы конструкции могут выполняться жёстко, шарнирно или упруго податливо. Ниже приведены шарнирные узлы крепления арок.

Данный вариант шарнира (рис. 5.3), состоит из верхнего и нижнего балансиров, в гнезда которых укладывают плотно пригнанную цилиндрическую цапфу. Опорную часть большепролетной конструкции прикрепляют к верхнему балансиру через плиту и притягивают болтами к балансиру. С учетом допускаемого давления на фундамент нижний балансир обычно имеет большую площадь опирания, чем верхний. Для восприятия отрицательных опорных реакций от действия ветра легкие и высокие конструкции крепятся к опорам анкерными болтами.

Принцип работы узла заключается в том, что вертикальная составляющая сосредоточенной силы от верхнего балансира 3 передается на цапфу 2, которая в свою очередь передает нагрузку на нижний балансир 3.

В случае равенства диаметров цапфы и выемки нижнего балансира нагрузка от цапфы распределяется по выемке на всю ее длину, в результате чего возникают нормальные напряжения от границ выемки до вертикальной оси, проходящей через центр тяжести цапфы, что иллюстрируется пунктирной линией. На практике оказывается, что для обеспечения возможности поворота

конструкции на опоре указанные выше диаметры не совпадают, поэтому зона касания становится меньше, а максимальное напряжение возрастает.

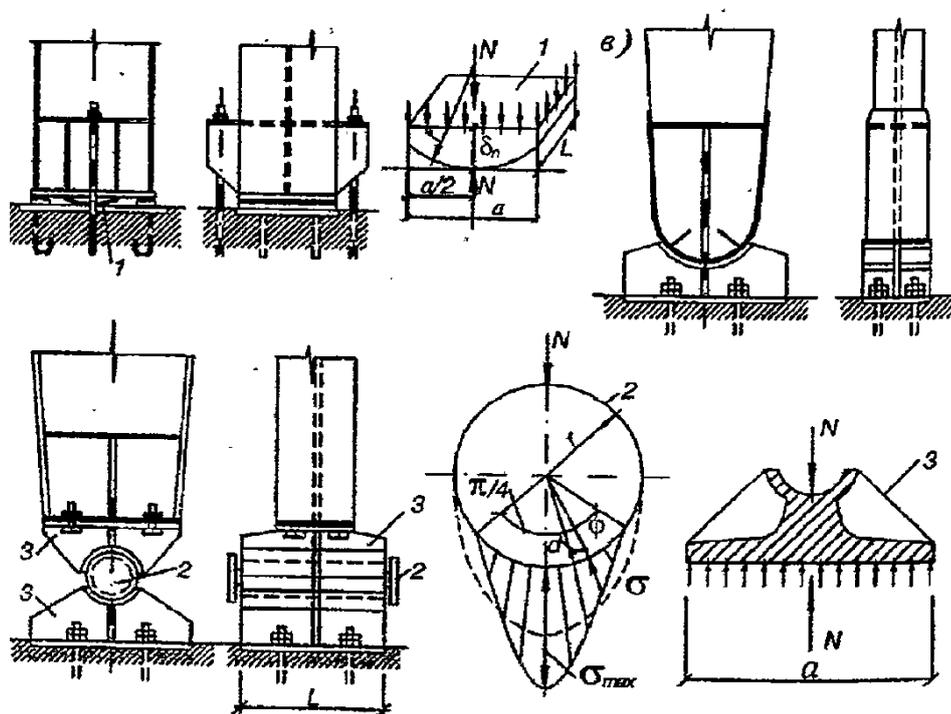


Рис.5.3. Шарнирные узлы крепления арок к фундаменту



Рис.5.4. Опорный узел

В трёхшарнирных арках коньковые узлы шарнирные. При небольших пролётах могут использоваться листовые и болтовые шарниры (рис.5.5). При

больших пролётах усилия в коньковом шарнире велики, что требует применения плиточных или балансирных шарниров (рис.5.6).

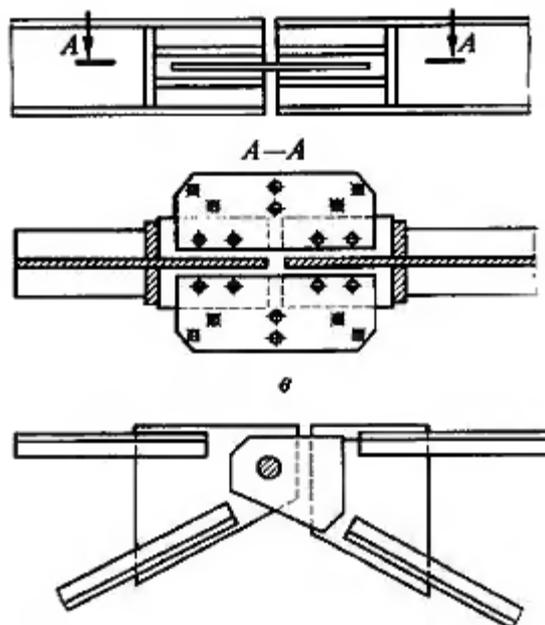


Рис.5.5. Коньковые узлы рам и арок: листовой и болтовой

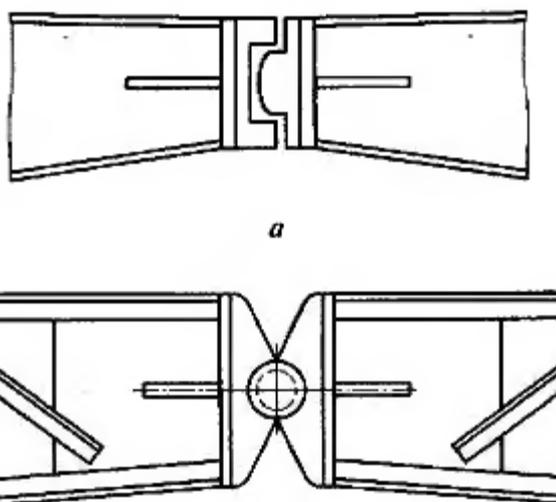


Рис.5.6. Коньковые узлы рам и арок: плиточный и балансирный

После анализа конструктивного решения сооружения осуществляется предварительное определение сечений элементов. Начальные сечения элементов назначаются либо по аналогичным проектам, выполненным ранее, либо с использованием приближённых методов.

Задача 3.1:

Подобрать размеры плиты балансирующего шарнира по исходным данным.

Исходные данные:

1. Давление на опору $N=20000$ кН
2. $R_{lp}=220$ МПа

Полное решение задачи:

В качестве опоры в узле примыкания внешней и внутренней арки устраивается конструкция балансирующего шарнира.

1) Определение предварительного диаметра цапфы:

Согласно пункту 15.12.2 СП 16.13330.2017 Расчет на смятие в цилиндрических балансирующих шарнирах (цапфах) проводится по формуле:

$$\frac{N}{1,25 \cdot r \cdot l \cdot R_{lp} \cdot \gamma_c} \leq 1$$

где N – давление на опору

r, l – радиус и длина балансирующего шарнира;

R_{lp} – расчетное сопротивление на местное смятие при плотном касании в цилиндрических шарнирах (цапфах), определяемое в соответствии с 6.1. СП 16.13330.2017.

По конструктивным требованиям принимаем длину шарнира 1,2 м.

Определим радиус балансирующего шарнира:

$$r = \frac{N}{1,25 \cdot l \cdot R_{lp} \cdot \gamma_c} = \frac{20000}{1,25 \cdot 1,2 \cdot 220 \cdot 10^6} = 0,06 \text{ м}$$

$$d = 2r = 0,12 \text{ м}$$

Принимаем диаметр балансирующего шарнира 140 мм.

Дополнительные материалы

Сбор снеговой нагрузки большепролетные покрытия

Снеговая нагрузка на большепролетное здание определяется так:

- нормативная снеговая нагрузка:

$$S_o = 0.7c_e c_t S_g \mu$$

- расчётная снеговая нагрузка:

$$S = \gamma_f S_o = 1.4S_o$$

Коэффициент c_e – учитывает снос снега с покрытия при действии ветра (СП 20.13330.2016), c_t – термический коэффициент.

Коэффициент μ определяется в зависимости от формы здания. Для покрытий пролётом до 100 м включительно можно использовать данные, содержащиеся в приложении Г к СП 20.13330.2016. При больших пролётах требуется проведение специальных исследований.

На рис.5.7 показано распределение снега на сводчатых покрытиях. Рассматривается два возможных варианта распределения снега на сводчатом покрытии.

$$\mu_1 = \cos 1,5\alpha; \mu_2 = 2 \sin 3\alpha,$$

где α – уклон покрытия, град.

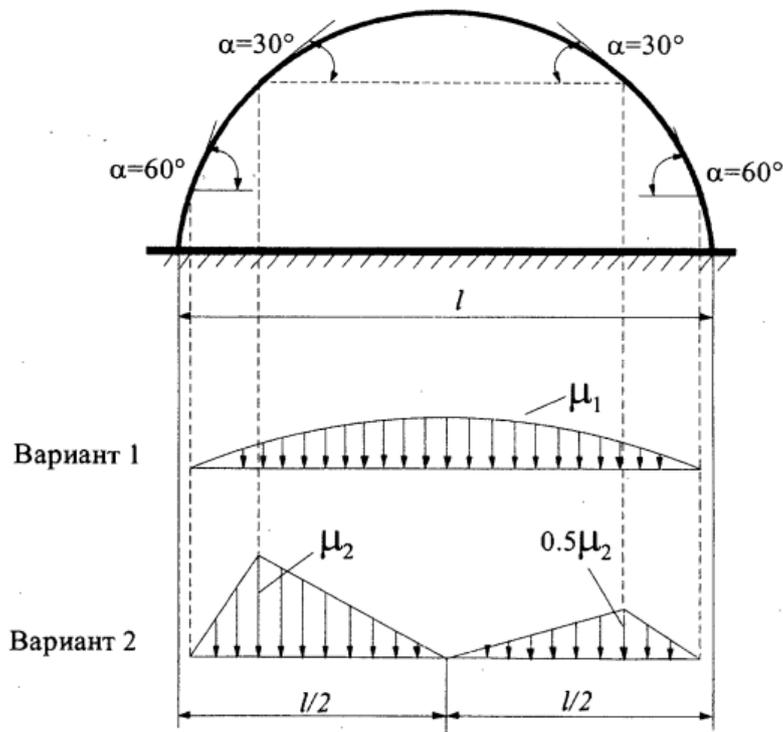


Рис.5.7. Распределение снега на сводчатом покрытиях

Пример 1. Определение снеговой нагрузки на арочное покрытие кругового очертания

Требуется определить снеговую нагрузку на круговую арку пролётом 36 м (рис.5.8). Здание строится в г.Москва, III снеговой район. Шаг арок 12 м. На рис.5.8 показано нормативное распределение снега на круговом арочном покрытии.

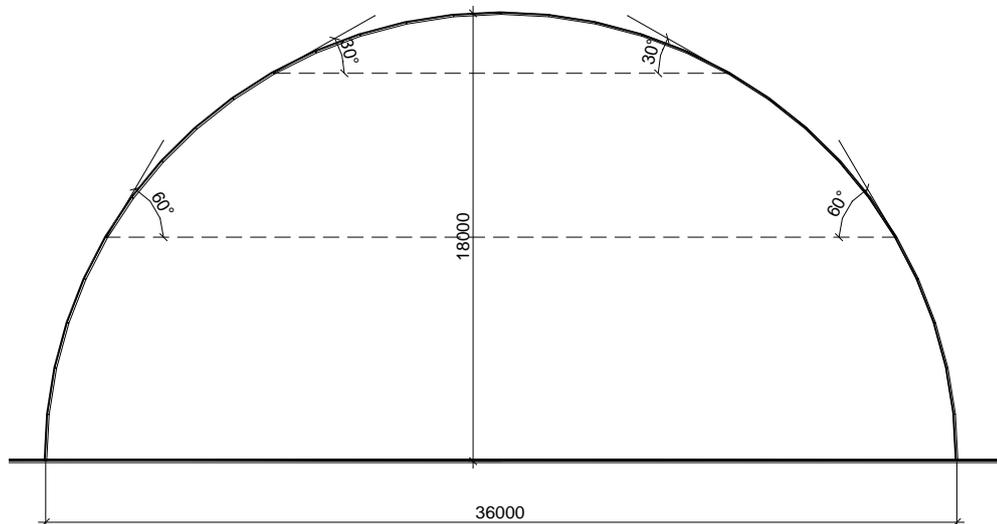


Рис.5.8. Арка кругового очертания

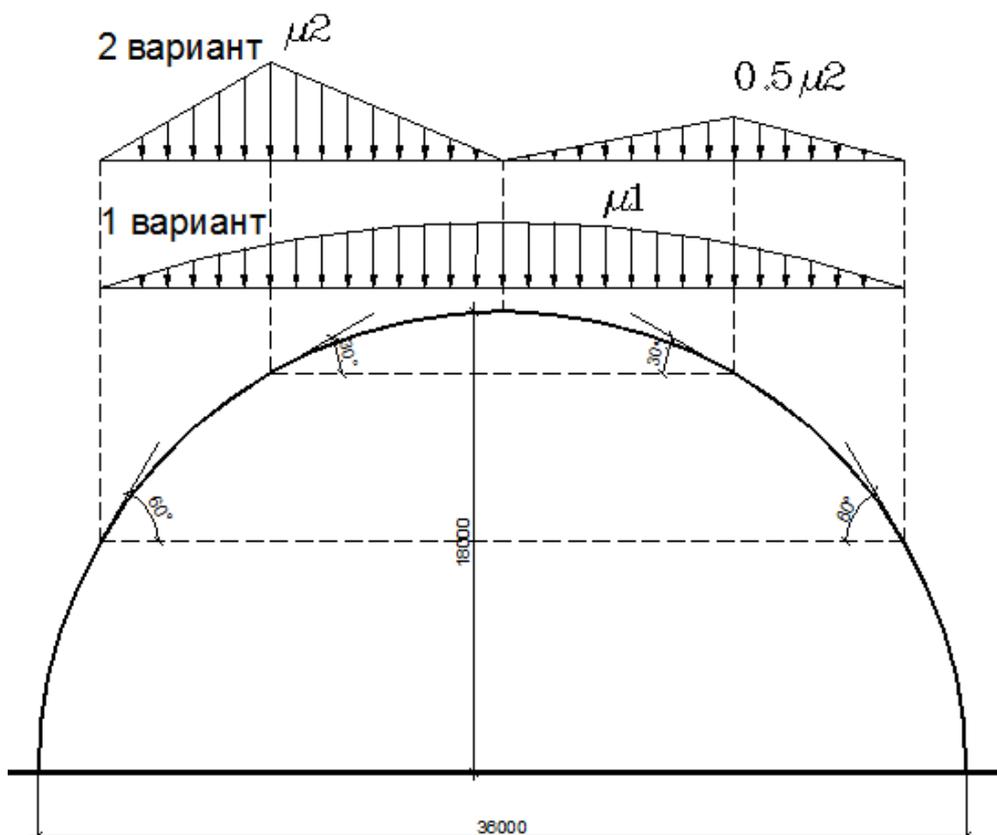


Рис5.9. Распределение снега на арке кругового очертания

Величина коэффициентов распределения снега на покрытии определяется по формулам:

$$\mu_1 = \cos 1.5\alpha$$

$$\mu_2 = 2 \sin 3\alpha$$

Снеговая нагрузка на горизонтальную поверхность составляет, кН/м:

- 1 вариант снеговой нагрузки: расчётная $\mu_1 * 1.8 * 12 = 21.600 \mu_1$, нормативная $0.7 * 21.6 \mu_1 = 15.120 \mu_1$;
- 2 вариант снеговой нагрузки:
расчётная $1.8 * 12 \mu_2 = 21.6 \mu_2$, нормативная $0.7 * 21.6 \mu_2 = 15.120 \mu_2$,
расчётная $0.5 * 1.8 * 12 \mu_2 = 10.800 \mu_2$, нормативная $10.8 * 0.7 \mu_2 = 7.560 \mu_2$.

При использовании вычислительных комплексов круговую арку разбивают на отдельные прямолинейные элементы. Число этих элементов по длине арки принимается не менее 10. Снеговая нагрузка передаётся с кровли на прогоны, размещённые с постоянным шагом по дуге окружности. Собранную на горизонтальную поверхность снеговую нагрузку передают на прогоны с учётом переменного уклона кровли и шага прогонов.

Сбор ветровой нагрузки на большепролётное покрытие

Ветровая нагрузка на большепролётное покрытие складывается из средней и пульсационной составляющей:

$$W = W_m + W_p,$$

где W_m - средняя составляющая ветровой нагрузки, W_p - пульсационная составляющая ветровой нагрузки.

Средняя составляющая ветровой нагрузки:

$$w_m = w_o k c \gamma_f,$$

где w_o - нормативное значение ветрового давления, k - коэффициент учитывающий изменение ветрового давления по высоте, c - аэродинамический коэффициент определяется формой сооружения по действующим нормам, γ_f - коэффициент надёжности для ветровой нагрузки, равный 1.4.

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки:

$$w_p = w_m \xi \zeta v,$$

Расчётная ветровая нагрузка:

$$w = w_o k c \gamma_f (1 + \xi \zeta v),$$

Аэродинамический коэффициент c определяется формой сооружения в соответствии с приложением СП 20.13330.2016.

На рис.5.10 показаны аэродинамические коэффициенты для прямоугольных зданий со сводчатыми покрытиями.

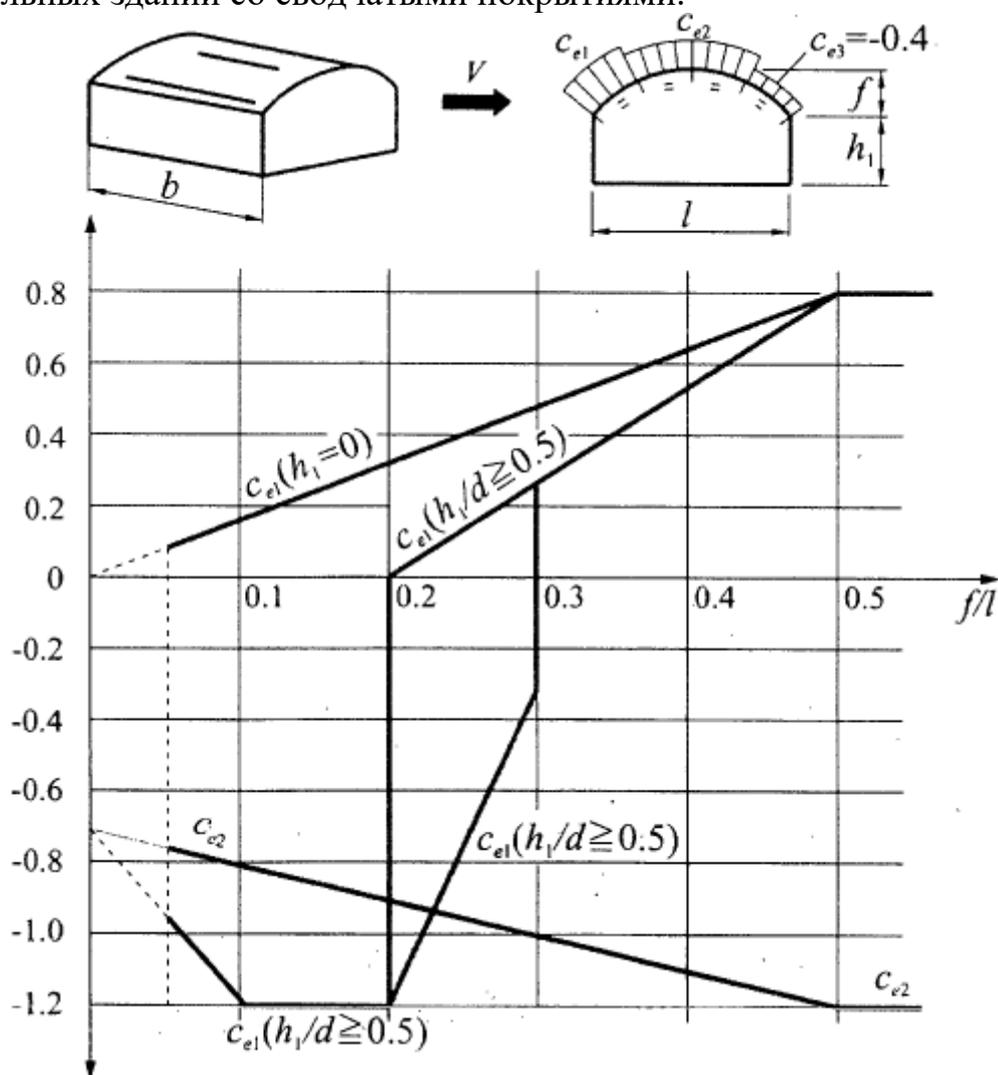


Рис.5.10. Распределение ветра на сводчатое покрытие прямоугольных зданий

Пример 2. Определение ветровой нагрузки на арочное покрытие кругового очертания

Требуется определить снеговую нагрузку на круговую арку пролётом 48 м (рис.5.11). Шаг арок 12 м, радиус окружности 25 м, стрела подъёма 18 м. Здание строится в г.Москва, I ветровой район, тип местности В. Длина здания 80 м.

Отношение $f/l=18/48=0.375$, поэтому $c_{e1}=0.6$, $c_{e2}=-1.08$, $c_{e3}=-0.4$. На рис.12.5 показано распределение аэродинамических коэффициентов на круговом арочном покрытии.

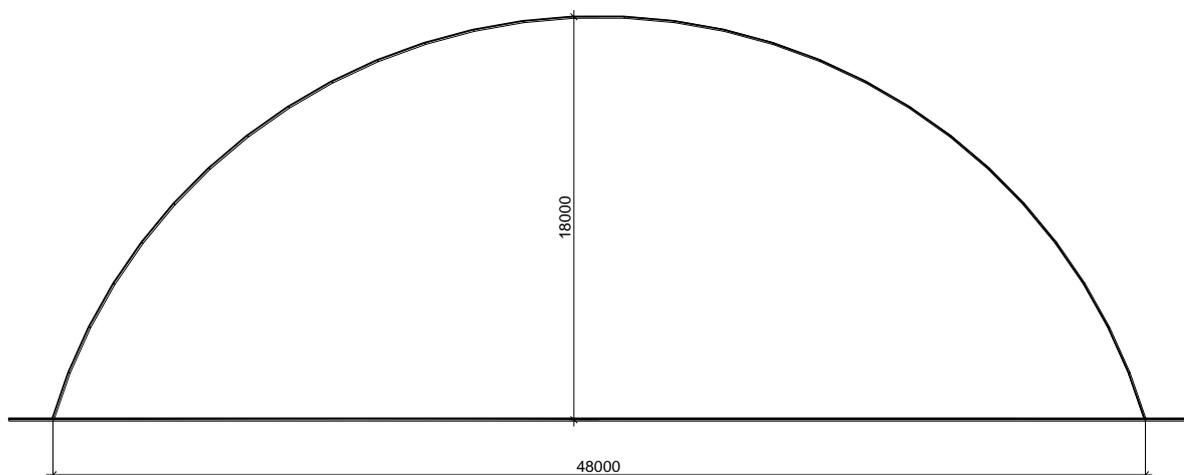


Рис.5.11. Большепролётное арочное покрытие

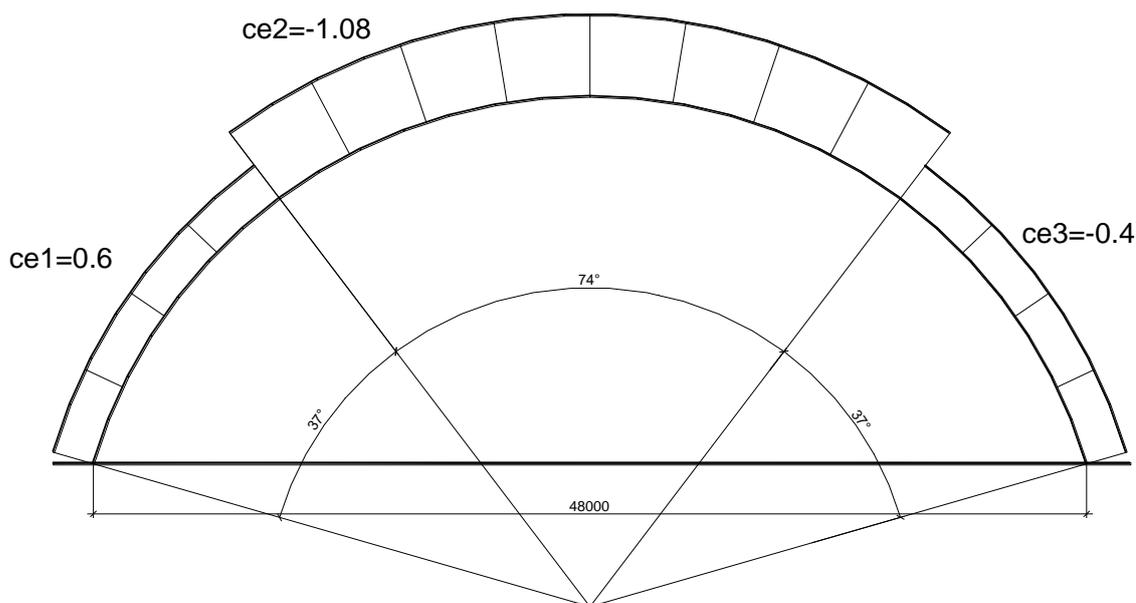


Рис5.12. Аэродинамические коэффициенты для ветровой нагрузки на большепролетное арочное покрытие

Положительные аэродинамические коэффициенты означают, что ветровое давление направлено к поверхности покрытия, отрицательное - от поверхности.

Расчётная ветровая нагрузка складывается из средней и пульсационной составляющей. Величину расчётной нагрузки определяют по формуле:

$$w = w_o k \gamma_f (1 + \xi \zeta \nu) c$$

Величина $w_o = 0.23$ кПа, $k = 0.81$, $\gamma_f = 1.4$, $\zeta = 1.03$, $\nu = 0.614$. С учетом этого расчётная ветровая нагрузка равна:

$$w = 0.23 * 0.81 * 1.4 * (1 + 1.03 * 0.614) c = 0.426 c$$

Ветровая нагрузка с учётом аэродинамических коэффициентов составляет, кПа:

- на 1 участке: $w_1 = 0.426 * 0.6 = 0.256$;
- на 2 участке: $w_2 = -0.426 * 1.08 = -0.460$;
- на 3 участке: $w_3 = -0.426 * 0.4 = -0.170$.

Раздел дисциплины: 6. Пространственные конструкции покрытий зданий

Практическое занятие № 6.1

На тему: «Разработка геометрии и формирование расчетной схемы»

Методические указания к решению задач.

Общие сведения

Среди всего многообразия геометрических форм пространственных покрытий зданий наибольший интерес в проектировании вызывают купольные каркасы.

По геометрической схеме каркаса купола разделяют на три основных вида: ребристые, ребристо-кольцевые и сетчатые (рис. 1). Ребристые купола состоят из отдельных меридиональных ребер, расположенных в радиальных направлениях, опирающихся на нижнее (опорное) кольцо и соединенных в вершине верхним кольцом. В ребристо-кольцевых куполах, кроме нижнего и верхнего колец, меридиональные ребра опоясываются еще несколькими промежуточными кольцами. С увеличением пролета ребристо-кольцевые купола становятся экономичнее ребристых благодаря лучшей пространственной работе. Сетчатый купол получают путем добавления в каждую ячейку каркаса связей крестового типа. Это повышает пространственную жесткость купольного каркаса.

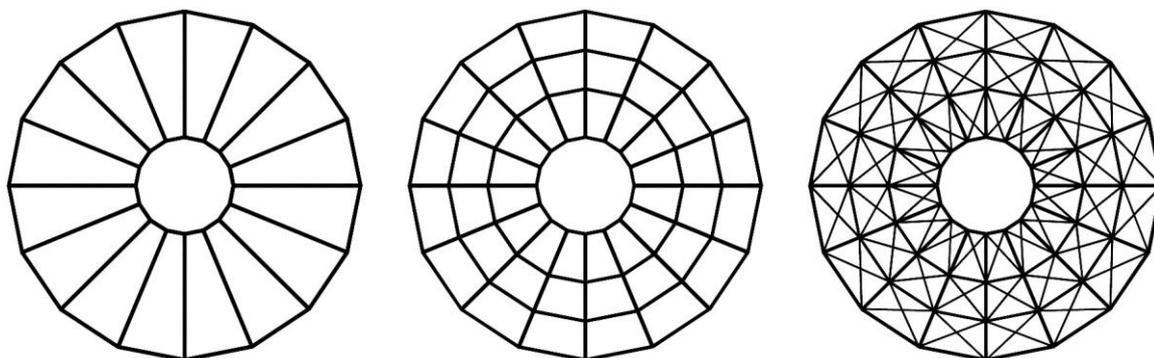


Рис. 6.1. Геометрические схемы каркасов металлических куполов.

Купола являются пространственными стержневыми системами с многочисленными элементами и их проектирование сопряжено с решением сложных задач. К одной из основных задач относится расчет пространственного каркаса на различные виды нагрузок. Даже определение силовых воздействий от действующих на купола нагрузок является непростой задачей.

Наибольшее распространение в практике строительства получили ребристо-кольцевые купола (рис. 2).

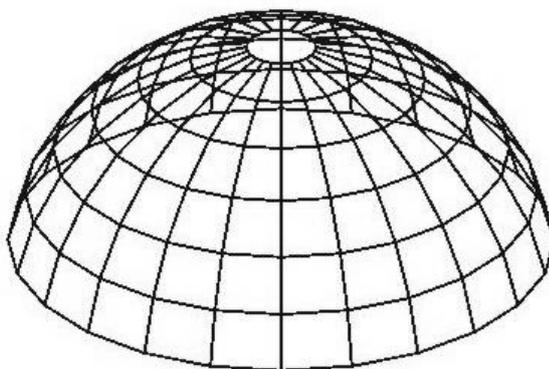


Рис. 6.2. Каркас ребристо-кольцевого купола.

Конструкции элементов каркаса

Основными несущими конструкциями ребристо-кольцевых куполов являются меридиональные ребра. Ребра воспринимают сжимающие усилия с изгибом, причем зачастую изгиб проявляется в двух плоскостях по отношению к их поперечному сечению. Применяются в основном меридиональные ребра двутаврового прокатного и составного сечения.

Верхнее кольцо купольного каркаса работает на сжатие с изгибом, а нижнее кольцо – на растяжение с изгибом. Промежуточные кольца хоть и находятся в состоянии сжатия с изгибом, но преимущественно работают на изгиб. Все кольца проектируют в основном из двутавров.

Сопряжения ребер с верхним кольцом и промежуточных колец с ребрами проектируются жесткими по нормали к купольной оболочке.

Особенности работы и расчета каркаса

Купольные каркасы рассчитываются на вертикальные нагрузки от собственной массы конструкций, массы снега и ветровые нагрузки, направленные нормально к оболочке купола.

Расчет купольных каркасов производится по несущей способности и по деформациям. Максимальная деформация не должна превышать $1/300$ пролета здания.

Из-за увеличения площади ячеек купольного каркаса от вершины к основанию нагрузка на него возрастает. Купольный каркас хорошо работает на симметричные нагрузки, а несимметричные нагрузки вызывают резкое увеличение усилий в его элементах. Кроме того, несимметричные нагрузки на купол повышают вероятность общей потери устойчивости каркаса.

Для проектирования купольных каркасов необходимы точные представления об их геометрической форме и о положении их отдельных элементов и узлов. Для получения таких сведений выполняют специальный расчет, который называют геометрическим. Основной задачей геометрического расчета является вычисление координат всех узлов каркаса здания или сооружения, необходимых для конструирования и расчета. По известному пространственному положению узлов каркасов строятся их геометрические модели в виде стержневых систем и определяются необходимые для статического расчета размеры.

Также как и в обычных зданиях действующие на купольные каркасы нагрузки рассматриваются при их расчете отдельно.

Нагрузки и воздействия

Постоянные и временные длительные нагрузки принимаются по архитектурно-строительным решениям. Кратковременные нагрузки принимаются в соответствии с назначением помещений здания согласно СП 20.13330.2016.

К конструкциям нагрузка прикладывается в виде расчетного значения p , которое определяется по формуле

$$P = P_n \gamma_p ,$$

где P_n – нормативная нагрузка, кН/м²;

γ_p – коэффициент надежности по нагрузке (больше 1).

Коэффициент надежности по нагрузке учитывает возможное увеличение ее фактического значения по сравнению с нормативным, например, для ограждающих конструкций вследствие отклонения по толщине.

Большинство нагрузок, действующих в зданиях и сооружениях, являются распределенными по поверхности покрытий, перекрытий и стен. Однако, в соответствии с особенностями сопряжений ограждающих конструкций с несущим каркасом они могут быть представлены распределенными по длине стержней или сосредоточенными в узлах.

Поскольку на узел каждого промежуточного кольца купола прикладывается нагрузка с прилегающих частей ячеек каркасной сетки, то для определения действующей узловой силы F_i надо вычислить суммарную площадь частей вышележащих и нижележащих ячеек. Ячейки каркасной сетки купола по своему очертанию представляют собой трапеции, размеры которых изменяются с каждым ярусом. Поэтому точное вычисление грузовых площадей для купольного каркаса представляет собой непростую задачу.

Для узлов на всех кольцах купола, кроме верхнего и опорного, грузовые площади складываются из частей верхней и нижней ячеек каркасной сетки по отношению к рассматриваемому кольцу. Следовательно, для каждого i -го кольца, при $1 < i < n$, грузовую площадь можно вычислить как сумму $A_i + A_{i+1}$, слагаемые которой равны:

$$A_i = \frac{h_i}{8}(3a_i + a_{i-1}), \quad A_{i+1} = \frac{h_{i+1}}{8}(3a_i + a_{i+1})$$

где $h_i = \sqrt{L^2 - (a_i - a_{i-1})^2 / 4}$, $h_{i+1} = \sqrt{L^2 - (a_{i+1} - a_i)^2 / 4}$;

L – расстояние между узлами вдоль меридионального ребра;

a_i – расстояние между узлами вдоль i -го кольца.

Снеговая нагрузка на покрытии не оказывает существенного влияния на общее нагружение многоэтажного здания, но ее также надо учитывать.

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется по формуле

$$S_0 = c_e c_t \mu S_g ,$$

где S_g – расчетный вес снегового покрова на 1 м² поверхности земли;

μ – коэффициент перехода к снеговой нагрузке на покрытие;

c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытия ветром;

c_t – термический коэффициент, учитывающий таяние снега.

Вес снегового покрова S_g зависит от снегового района, где предполагается строительство здания. Коэффициент надежности для снеговой нагрузки следует принимать $\gamma_f = 1,4$.

Значения коэффициента μ зависит от схемы распределения снеговой нагрузки на покрытии, которая для куполов имеет три варианта, как показано на рис. 6.3.

Для варианта 1: $\mu_1 = 1$ при $\alpha \leq 30^\circ$, $\mu_1 = 0$ при $\alpha \geq 60^\circ$, промежуточные значения – по интерполяции.

Для варианта 2: $\mu_2 = C_r (z/r)^2 \sin \beta$ при $z \leq r$, где множитель

$$C_r = 2,55 - \exp[0,8 - 14(f/d)],$$

$$\mu_3 = 1,5 \sin \beta \text{ при } \alpha = 45^\circ, \mu_3 = 0 \text{ при } \alpha \geq 60^\circ,$$

промежуточные значения – по интерполяции.

Значение коэффициентов μ_j будем определять по этому углу. Если рассмотреть меридиональное ребро, все узлы которого расположены в координатной плоскости XZ , то угол наклона купола в узле α_i можно

определить через $\text{arctg}(x_i/z_i)$. Здесь x_i и z_i координаты узлов относительно центра кривизны купола.

Для углов в интервале $60^\circ \geq \alpha \geq 30^\circ$ значение коэффициента μ_1 может быть вычислено по формуле

$$\mu_{1i} = [60 - \text{arctg}(x_i/z_i)]/30.$$

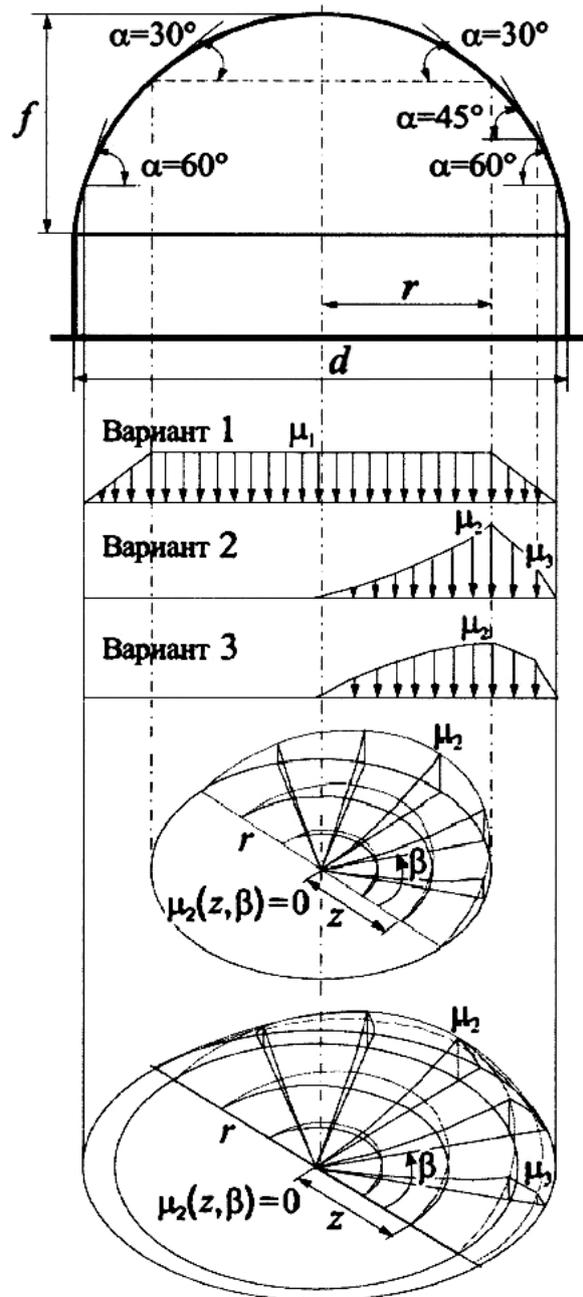


Рис. 6.3. Снеговая нагрузка на купол.

Нормативное значение ветровой нагрузки определяется как сумма средней w_m и пульсационной w_p составляющих, т.е.

$$w = w_m + w_p .$$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m определяется по формуле

$$w_m = w_0 k(z_e) c ,$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления;

$k(z_e)$ – коэффициент изменения ветрового давления по высоте,

принимаемый в зависимости от эквивалентной высоты z_e ;

c – аэродинамический коэффициент.

Нормативное значение ветрового w_0 давления зависит от ветрового района, в котором расположено место строительства здания.

Ветровая нагрузка на купольное покрытие здания имеет очень сложную конфигурацию, которая зависит от коэффициента c ., определяемый для точек А, В и С (рис.6.4).

Эквивалентная высота z_e относительно невысоких зданий определяется следующим образом:

а) при $h \leq d$ $z_e = h$;

б) при $h \leq 2d$ для $z \geq h - d$ $z_e = h$, а для $z < h - d$ $z_e = d$;

в) при $h > 2d$ для $z \geq h - d$ $z_e = h$, для $d < z < h - d$ $z_e = d$, а
для $z \leq d$ $z_e = d$.

Здесь z – высота от поверхности земли, d – размер здания в направлении, перпендикулярном к направлению ветра, h – высота здания.

Нормативное значение пульсационной составляющей w_p для сооружений определяется по формуле

$$w_p = w_m \zeta(z_e) v ,$$

где $\zeta(z_e)$ – коэффициент пульсации давления ветра;

v – коэффициент пространственной корреляции пульсаций.

В цилиндрической части здания ветровая нагрузка действует нормально к поверхности с изменением интенсивности по окружности (рис. 6.5).

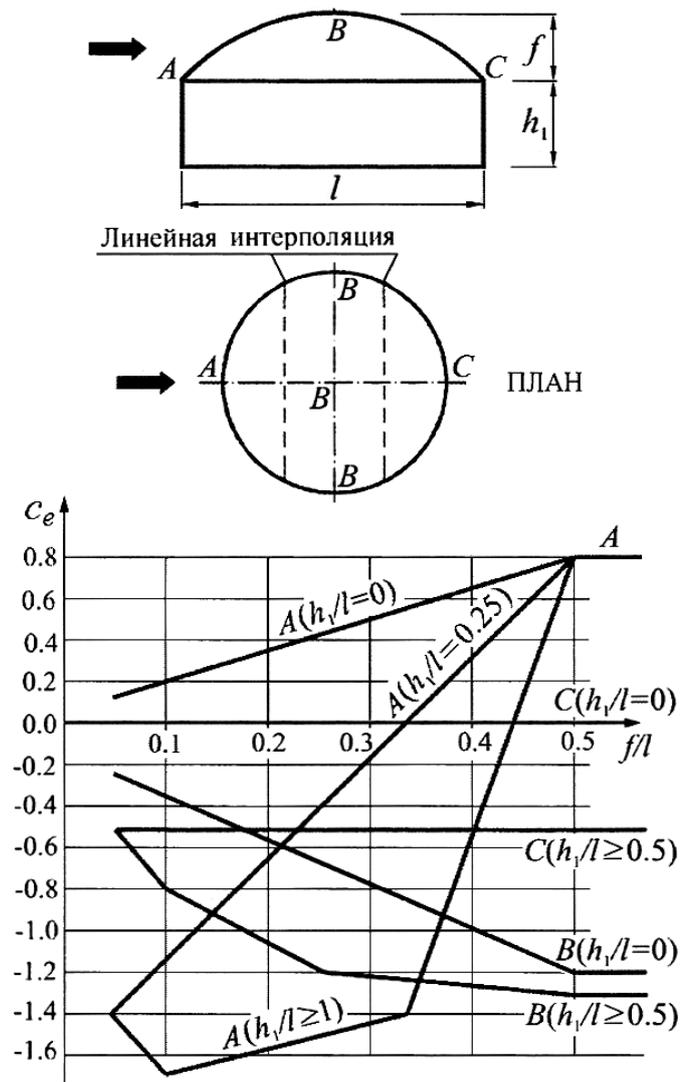


Рис. 6.4. Ветровая нагрузка на купол.

Аэродинамический коэффициент c_{e1} ветрового давления в направлении цилиндрической поверхности определяется по формуле

$$c_{e1} = k_{\lambda 1} c_{\beta},$$

где $k_{\lambda 1} = 1$ при $c_{\beta} > 0$ и $k_{\lambda 1} = k_{\lambda}$ при $c_{\beta} < 0$;

C_{β} – коэффициент, принимаемый в зависимости от величины угла β по графику (рис. 6.5).

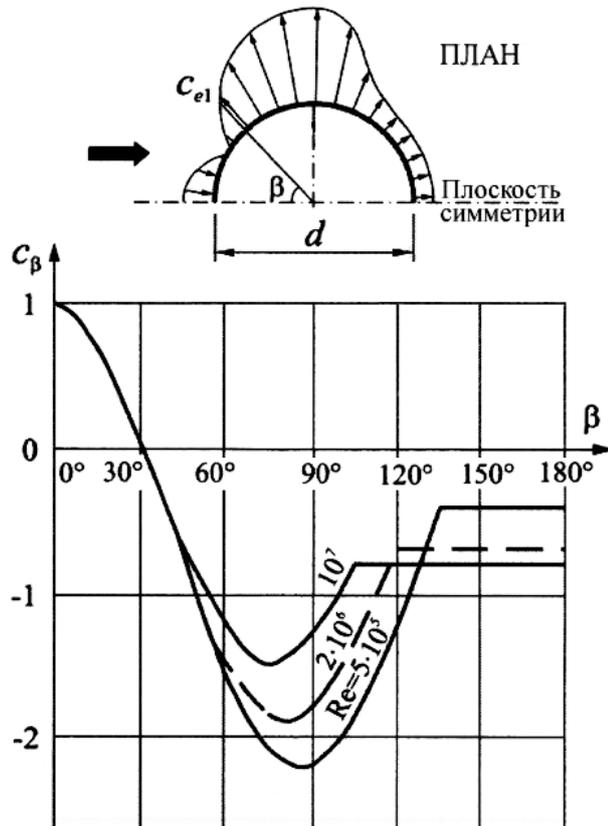


Рис. 6.5. Ветровая нагрузка на цилиндрическую стенку.

Задача 6.1:

Определить нагрузки на каркас здания с куполом.

Исходные данные:

№ вар	Кол-во ребер (сект.) N	Кол-во колец (ярус.) K	Радиус сферы купола R м	Длина панели ребра L м	Диам. верхн. кольца $d = 2r$ м	Высота колонн H м	Пост. нагр. на куполе P кН/м ²	Снег. нагр. на куполе S_g кН/м ²	Ветр. нагр. на каркас W_0 кН/м ²
1	24	7	25	4,0	7,0	12	0,8	1,4	0,3
2	24	8	30	3,5	6,0	10	0,8	1,4	0,3

Геометрический расчет

Выполним расчет металлического каркаса здания с купольным покрытием сферической формы, опирающегося на колонны. Купол ребристо-кольцевой с радиусом 36 м, имеет 24 ребра, и разбит по высоте кольцами на 9 ярусов. Расстояние между кольцами по скату 4 м, диаметр верхнего кольца 7 м, высота колонн 12 м.

Основной задачей геометрического расчета является вычисление координат узлов каркаса здания. Координаты узлов определяют форму каркаса, по ним строятся их геометрические схемы и определяются необходимые для статического расчета размеры. Исходными данными для геометрического расчета пространственного каркаса здания или сооружения служат размеры здания, расстояния между характерными узлами. Необходимо также знать общее количество узлов, координаты отдельных узлов, радиусы кривизны и углы поворота.

Составим эскиз фрагмента каркаса из двух секторов и пронумеруем узлы по ребрам сверху вниз. Аналогично пронумеруем узлы по соседнему ребру. Сооружение насчитывает 24 ребра, то всего узлов в каркасе будет 240 и последним узлом будет нижний узел колонны под 24-м ребром.

Пронумеруем также верхний узел этого ребра. Для удобства за центр кривизны следует брать начало глобальной системы координат, а номер этой точки будет следующим после номера последнего узла каркаса (241).

Для геометрического расчета понадобятся еще две вспомогательные точки: на оси Z (242) и на оси X (243), которые расположим на расстоянии радиуса (36 м) от начала координат.

Неизвестными являются расстояния между узлами ребер купола в уровне его колец. Таких расстояний будет 9.

Работа будет производиться на основе данных полученного ранее эскиза фрагмента каркаса. Графическим путем определим положение узлов на линии первого меридионального ребра в программе AutoCAD. Положение узла 1 определяем как точку пересечения окружности радиусом 36 м с

центром в точке 241 и окружности радиусом 3,5 м с центром в точке 242. Положение узлов 2–9 определяем как точек пересечения окружности радиусом 36 м с центром в точке 241 и окружностей радиусом 4 м с меняющимся положением центра от узла 1 до узла 8 в направлении точки 243. Положение узла 10 определяем как точки пересечения окружности радиусом 12 м и вертикальной прямой из узла 9.

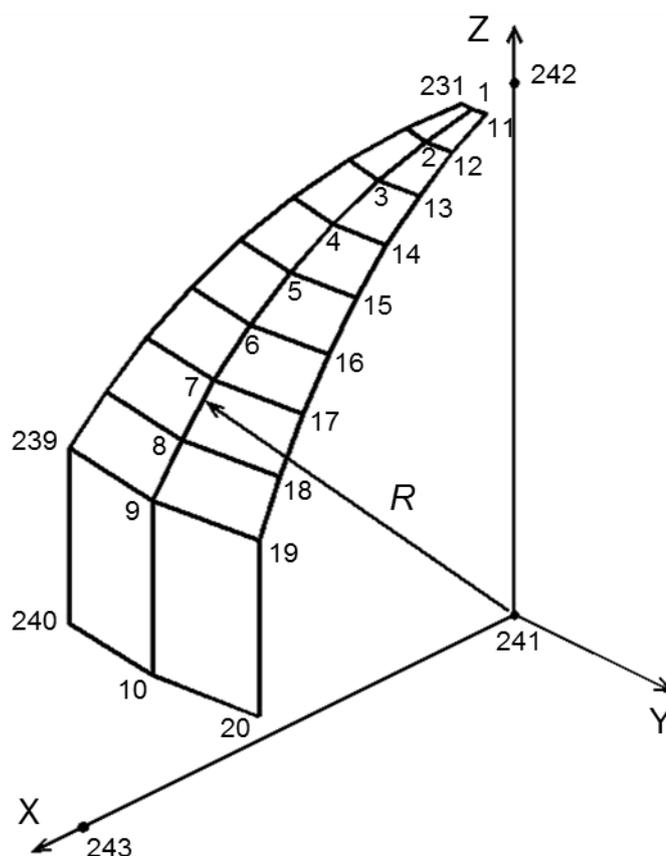


Рис. 6.5. Эскиз части каркаса здания.

После завершения процедур построения нужно графическим путем определить и выписать значения координат X и Z для узлов 1–10.

В компьютерной программе SCAD посредством ввода узлов назначаем координаты X и Z каждого их узлов 1–10. Затем добавлением стержней указываем начало и конец каждого стержня между узлами от 1 до 10.

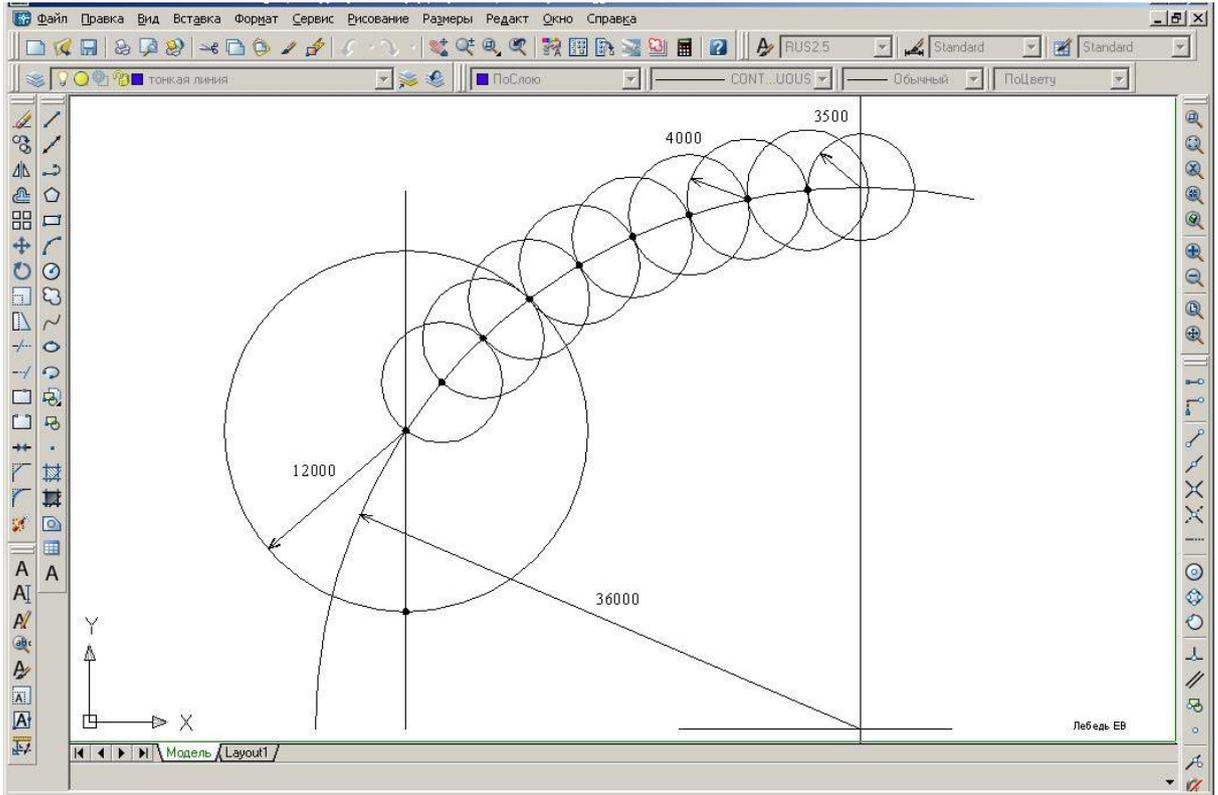


Рис. 6.6. Графическое определение положения узлов

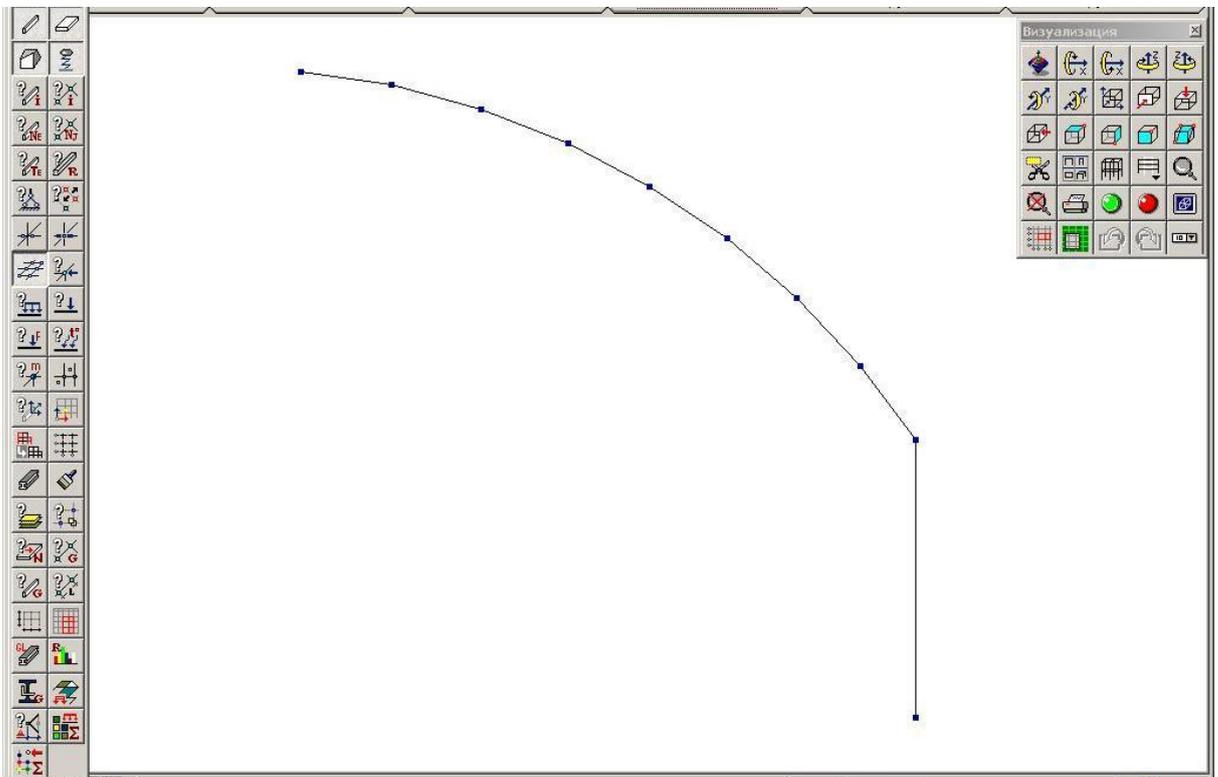


Рис. 6.7. Начало построения геометрической схемы

Для того чтобы получить геометрическую схему всего каркаса следует воспользоваться процедурой циклического копирования схемы, в которой указываются: ось Z, вокруг которой будет осуществляться поворот; угол поворота в градусах; общее количество последовательных поворотов. Для того чтобы копирование выполнилось вместе с кольцевыми стержнями, перед его началом должны быть выделены все узлы в плоскости первого меридионального ребра.

Для дальнейшего проектирования понадобятся координаты узлов каркаса и характерные расстояния. Поэтому придется сформировать в файлах Excel данные о девяти расстояниях между узлами соседних меридиональных ребер (в пределах сектора) и координаты узлов четверти купола. Эти данные можно получить в программе SCAD посредством как информацию об элементах и информацию об узлах.

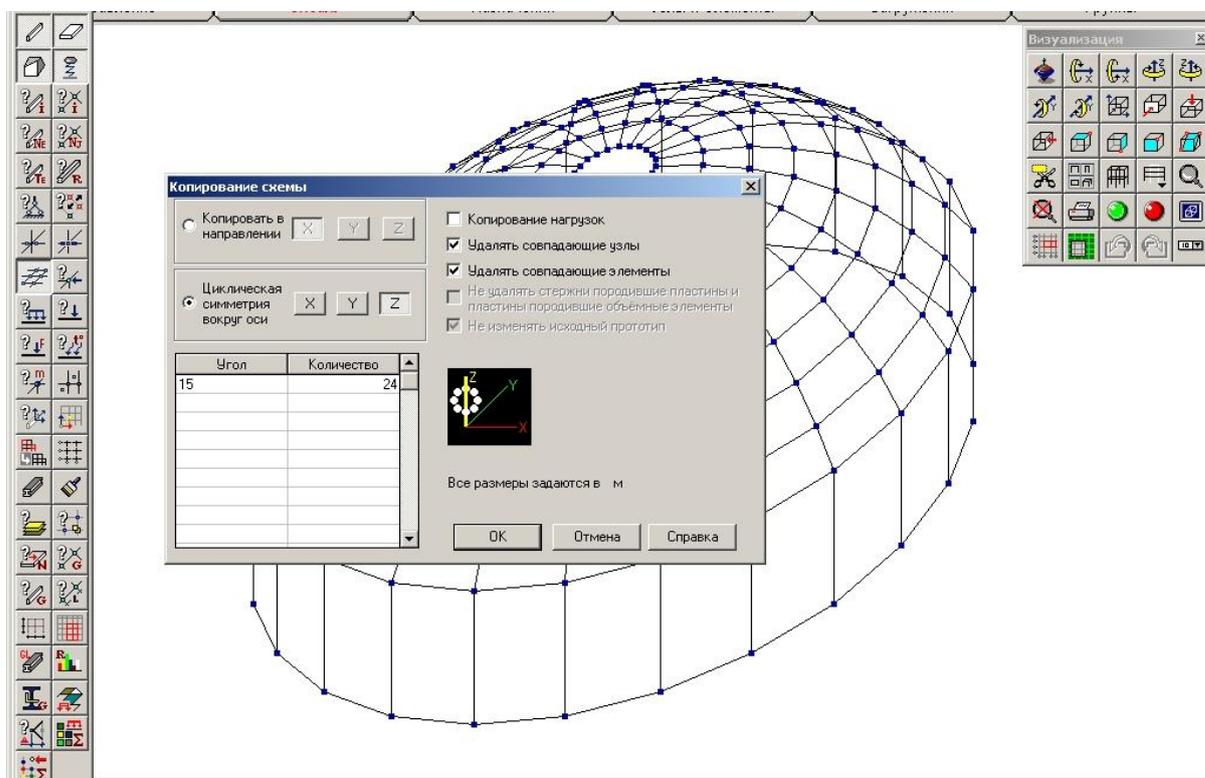


Рис. 6.8. Завершение построения геометрической схемы

Координаты и расстояния для удобства дальнейшего использования при проектировании записываются в файлах Excel.

№ узла	x	y	z
1	3496	0	35830
2	7449	0	35221
3	11311	0	34177
4	15032	0	32711
5	18569	0	30842
6	21876	0	28591
7	24912	0	25988
8	27642	0	23064
9	30030	0	19855
10	30030	0	7855
11	3377	905	35830
12	7195	1928	35221
13	10925	2927	34177
14	14520	3891	32711
15	17936	4806	30842
16	21130	5662	28591
17	24064	6448	25988
18	26700	7154	23064
19	29007	7772	19855
20	29007	7772	7855
21	3028	1748	35830
22	6451	3725	35221
23	9795	5655	34177
24	13018	7516	32711
25	16181	9284	30842

Рис. 6.9. Координаты узлов каркаса

№ узлов	Расстояние
1<->11	913
2<->12	1945
3<->13	2953
4<->14	3924
5<->15	4847
6<->16	5711
7<->17	6503
8<->18	7216
9<->19	7839

Рис. 6.10. Расстояния между узлами

Вычисление действующих на каркас нагрузок

Значения различных видов нагрузок в задании в качестве равномерно-распределенной на 1 м^2 поверхности конструкции.

Расстояния между узлами на каждом кольце a_i были ранее определены в процессе геометрического расчета и записаны в файл Excel. Создадим в Excel таблицу, которую дополним изначально известными параметрами: $r = 3,5 \text{ м}$, $L = 4 \text{ м}$, $H = 12 \text{ м}$.

Вычислим высоты h_i всех ячеек купола сверху вниз, затем вычислим грузовые площади и узловые силы F_i для собственного веса конструкций.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1	ПОСТОЯННАЯ НАГРУЗКА НА КАРКАС															
2																
3	Исходные данные	Расстояния GERA			Вычисленные высот и площадей				Вычисление узловых нагрузок							
4			№ узлов	α (мм)	α (м)	h (м)	Купол	A1 (м²)	A2 (м²)	F (кН)						
5	r (м) =	3,500	1<->11	913	0,913	3,470		1,584	2,322	3,235						
6	L (м) =	4,000	2<->12	1945	1,945	3,967		3,346	4,359	6,380						
7	H (м) =	12,000	3<->13	2953	2,953	3,968		5,359	6,344	9,690						
8			4<->14	3924	3,924	3,970		7,308	8,254	12,885						
9			5<->15	4847	4,847	3,973		9,171	10,067	15,929						
10			6<->16	5711	5,711	3,977		10,926	11,760	18,784						
11	Распределенная нагрузка (кН/кв.м)		7<->17	6503	6,503	3,980		12,548	13,309	21,410						
12	R_k =	0,828	8<->18	7216	7,216	3,984		14,019	14,699	23,779						
13	R_c =	0,632	9<->19	7839	7,839	3,988		15,320	7,893	19,220						
14			карниз		7,995	0,997										
15							Стена									
16			9<->19	7839	7,839	12,000			47,034	29,725						
17			10<->20	7839	7,839	12,000			47,034	29,725						
18																
19																
20																
21																

Рис. 6.11. Грузовые площади и узловые силы от веса конструкций

Используя данные для вычисления координат отрезков меридионального ребра между соседними узлами, углов их наклона к горизонту, вычислим значения коэффициента μ_1 в программе Excel.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1	Коэффициент μ_1 снеговой нагрузки															
2																
3	Исходные данные	Координаты узлов XZ				Координаты стержней		Тангенсы и углы		Коэфф. μ_1						
4			№ узла	X (мм)	Z (мм)	Стержень	Xc (мм)	Zc (мм)	tg(α)	угол α°						
5			1	3496	35830											
6	μ =	3,141593	2	7449	35221	1<->2	5473	35526	0,15404	8,757	1,000					
7			3	11311	34177	2<->3	9380	34699	0,27032	15,127	1,000					
8			4	15032	32711	3<->4	13172	33444	0,39384	21,496	1,000					
9			5	18569	30842	4<->5	16801	31777	0,52871	27,866	1,000					
10			6	21876	28591	5<->6	20223	29717	0,68051	34,236	0,859					
11			7	24912	25988	6<->7	23394	27290	0,85725	40,605	0,647					
12			8	27642	23064	7<->8	26277	24526	1,07139	46,974	0,434					
13			9	30030	19855	8<->9	28836	21460	1,34374	53,344	0,222					
14																
15																
16																
17																

Рис. 6.12. Коэффициенты и силы варианта 1 снеговой нагрузки

Вычислим максимальные значения коэффициентов μ_2 , μ_3 при $\beta = 90^\circ$, когда $\sin\beta = 1$ и они расположены на ребре в плоскости XZ. Значение коэффициентов μ_2 определяем по формуле $\mu_{2i} = C_r(z_i/r)^2$

Высота z_e , м	Коэффициент пульсаций давления ветра ζ для типов местности		
	А	В	С
≤ 5	0,85	1,22	1,78
10	0,76	1,06	1,78
20	0,69	0,92	1,50
40	0,62	0,80	1,26
60	0,58	0,74	1,14
80	0,56	0,70	1,06
100	0,54	0,67	1,00
150	0,51	0,62	0,90
200	0,49	0,58	0,84
250	0,47	0,56	0,80
300	0,46	0,54	0,76

Для эквивалентной высоты $z_e = h$ и местности В определяем коэффициент пульсации $\zeta(z_e) = 0,901$. Параметры $\rho = b = 42$ м, $\chi = h = 23,2$ м, тогда коэффициент корреляции $\nu = 0,691$. Следовательно, произведение коэффициентов $\zeta(z_e)\nu = 0,623$.

С учетом $\gamma_f = 1,4$ для каркаса проектируемого здания расчетное значение ветровой нагрузки можно вычислить по формуле

$$w_{\text{расч},i} = 1,4 w_{m,i} (1 + 0,623) = 2,272 w_{m,i}.$$

Вычисляем ветровую нагрузку для купола и для цилиндрической стенки, которую будем прикладывать в виде распределенной нагрузки q_j по длине каждого j -го элемента каркаса.

Исходными данными будут служить значения распределенной по поверхности расчетной ветровой нагрузки в точках А, С и по сечению ВВ

$$w_{\text{расч},A} = -0,080 \text{ кН/м}^2, w_{\text{расч},B} = -0,425 \text{ кН/м}^2, w_{\text{расч},C} = -0,098 \text{ кН/м}^2.$$

Числовые значения распределенной ветровой нагрузки определяются для начала и конца каждого стержня ребер по линейной интерполяции:

$$w_{i(+)} = w_B - (w_B - w_C) \cdot x_i / x_C, w_{i(-)} = w_B - (w_B - w_A) \cdot x_i / x_A,$$

где $i(+)$, $i(-)$ – номера узлов, соответственно, с положительной и

отрицательной стороны оси X ;

Расчетные значения распределенной ветровой нагрузки $w_{расч}$ (кН/м²):

β	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$w_{расч}$	0,361	0,245	0,007	-0,176	-0,344	-0,434	-0,364
β	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°
$w_{расч}$	-0,364	-0,225	-0,225	-0,225	-0,225	-0,225	-0,225

Нагрузка q_j по длине колонн и расстояния между ними a_j .

Ветровая нагрузка q на колонны						
Исходные данные	Расстояние между узлами		Ширина грузовой площади		Распределенная нагрузка	
Угол β	W (кН/м ²)	№ узлов	a (мм)	a (м)	q_w (кН/м)	
-15	0,245	140<->130				
0	0,361	130<->120	7839	7,839	2,603	
15	0,245	120<->110	7839	7,839	1,801	
30	0,007	110<->100	7839	7,839	0,109	
45	-0,176	100<->90	7839	7,839	-1,365	
60	-0,344	90<->80	7839	7,839	-2,620	
75	-0,434	80<->70	7839	7,839	-3,245	
90	-0,364	70<->60	7839	7,839	-2,786	
105	-0,225	60<->50	7839	7,839	-1,900	
120	-0,225	50<->40	7839	7,839	-1,764	
135	-0,225	40<->30	7839	7,839	-1,764	
150	-0,225	30<->20	7839	7,839	-1,764	
165	-0,225	20<->10	7839	7,839	-1,764	
180	-0,225	10<->240	7839	7,839	-1,764	
195	-0,225	240<->230				

Рис. 6.16. Распределенная ветровая нагрузка на колонны

Практическое занятие № 6.2

На тему: «Формирование расчетной схемы и статический расчет»

Методические указания к решению задач.

Исходные данные:

№ вар	Кол-во ребер (сект.) N	Кол-во колец (ярус.) K	Радиус сферы купола R м	Длина панели ребра L м	Диам. верхн. кольца d = 2r м	Высота колонн H м	Пост. нагр. на куполе P кН/м ²	Снег. нагр. на куполе Sg кН/м ²	Ветр. нагр. на каркас W ₀ кН/м ²
1	24	7	25	4,0	7,0	12	0,8	1,4	0,3
2	24	8	30	3,5	6,0	10	0,8	1,4	0,3

Задача статического расчета

Задачей статического расчета каркаса здания с куполом является получение эпюр усилий N , M , Q . Эпюры позволяют проанализировать характер напряженного состояния каркаса.

Эти усилия в каждом элементе используются для их конструктивного расчета согласно СП «Стальные конструкции» на основе анализа его напряженного состояния.

Исчерпание их несущей способности элементов каркасов пространственных каркасов может произойти как в результате исчерпания прочности, так и в результате потери устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изогнутых) элементов.

подавляющее большинство конструктивных элементов пространственных каркасов зданий подвергаются сжатию с изгибом или растяжению с изгибом. В некоторых случаях изгиб наблюдается во взаимно перпендикулярных плоскостях, что характеризует его как криволинейный изгиб. Если продольные силы растягивают элемент, то расчет следует выполнять на прочность по формуле:

$$\left(N_i / A_{n,i} \pm M_{x,i} y / I_{xn,i} \pm M_{y,i} x / I_{yn,i} \right) / (R_y \gamma_c) \leq 1,$$

где N_i – продольная сила растяжения;

A_{ni} – площадь сечения нетто;

x, y – расстояние от главных осей до рассматриваемой точки.

$M_{x,i}, M_{y,i}$ – изгибающие моменты относительно главных осей;

$I_{nx,i}, I_{ny,i}$ – момент инерции сечения нетто относительно главных осей.

При сжимающих продольных силах формула (4.1) также используется в случае, если $N_i / A_{in} \leq 0,1 R_y$ или для проверки прочности ослабленных

отверстиями элементов. Основным же расчетом в этом случае является расчет на устойчивость как внецентренно-сжатых элементов.

Внецентренно-сжатые элементы, подверженные изгибу только в плоскости наибольшей жесткости ($I_{x,i} > I_{y,i}$ и действуют N_i и $M_{x,i}$), рассчитываются на устойчивость по формуле

$$\frac{N_i}{\varphi_{e,i} A_i R_y \gamma_c} \leq 1 ,$$

где N_i – продольная сила сжатия;

A_i – площадь сечения брутто;

$\varphi_{e,i}$ – коэффициент устойчивости при внецентренном сжатии,

принимаемый в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_x$ и

приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} .

Условная гибкость конструктивного элемента вычисляется по формуле

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = \frac{l_{ef}}{i_x} \sqrt{R_y / E} ,$$

где R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести;

$E = 2,06 \cdot 10^4$ (кН/см²) – модуль упругости стали;

$l_{ef} = \mu l$ – расчетная длина в плоскости действия момента;

i_x – радиус инерции сечения в плоскости действия момента;

μ – коэффициент приведения расчетной длины.

Приведенный относительный эксцентриситет определяется как

$$m_{ef} = \eta m_x ,$$

где m_x – относительный эксцентриситет;

η – коэффициент влияния формы сечения, зависящий от значений

m , $\bar{\lambda}$ и отношения A_f / A_w .

$$m_x = e A / W_{cx} ,$$

где $e = M_x / N$ – эксцентриситет;

$W_c = I_x / y_c$ – момент сопротивления для наиболее сжатого волокна;

y_c – расстояние от оси сечения до наиболее сжатого волокна.

При $m_{ef} > 20$ расчет следует выполнять как для изгибаемых элементов, подверженных сжатию.

Внецентренно-сжатые элементы проверяются также на устойчивость из плоскости действия момента по формуле

$$\frac{N}{c \varphi_y A R_y \gamma_c} \leq 1 ,$$

где φ_y – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_y$;

c – коэффициент, учитывающий влияние момента M_x при изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

Расчетная модель каркаса здания с куполом

При создании расчетной модели в какой-либо специализированной программе выбираем тип системы 5 – *Система общего вида* и назначаем *Единицы измерения*, соответствующие нормативным требованиям.

В качестве примера формирования расчетной модели пространственного каркаса, выполнения статического расчета и анализа его результатов используется программа SCAD.

В разделе *Расчетная схема* экрана управления проектом программы SCAD открываем рабочее окно расчетной модели с ранее полученной геометрической схемой. Геометрическая схема стержневой системы в рабочем окне служит началом создания расчетной модели каркаса.

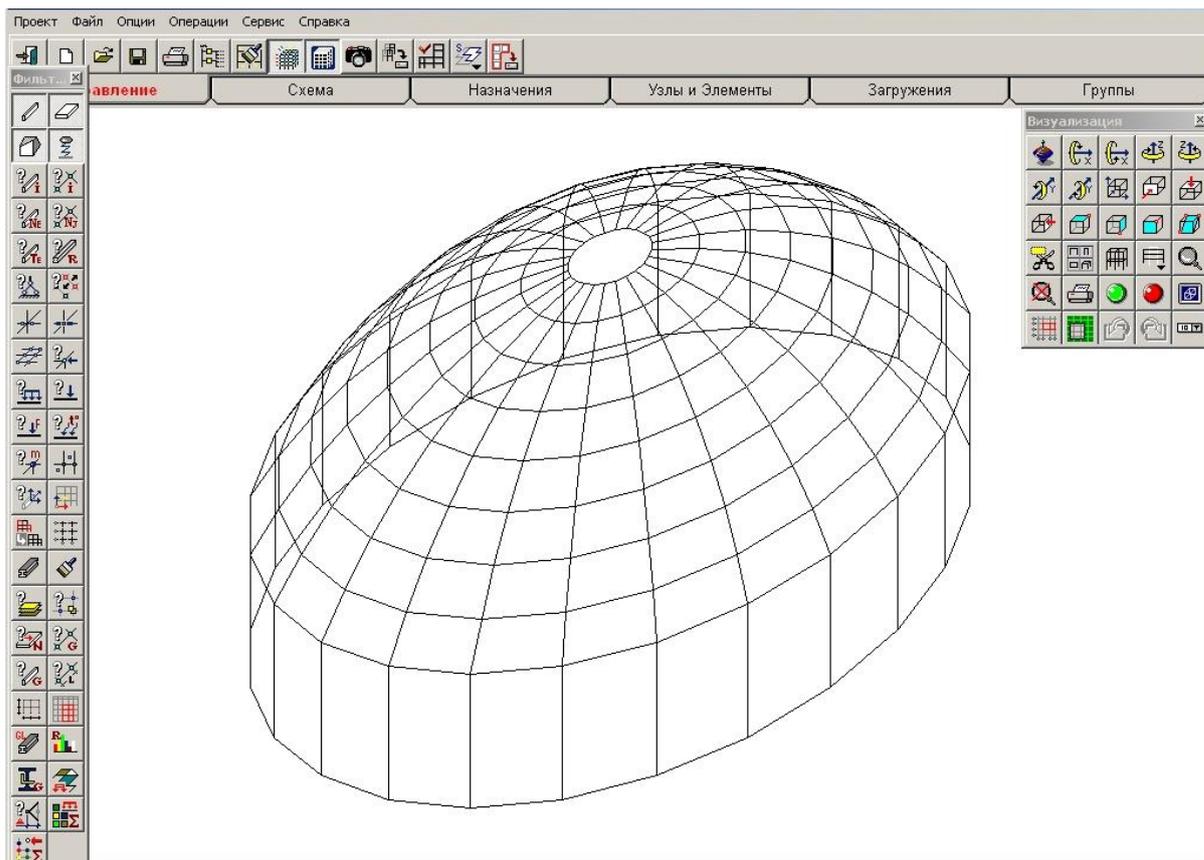


Рис. 6.17. Начало создания расчетной модели

Удаляем стержни, соединяющие нижние узлы колонн, и устанавливаем жесткие *Связи* в нижних узлах колонн. Назначаем жесткости стержням расчетной модели каркаса: меридиональные ребра - широкополочный двутавр номер 70Ш2, колонны - трубы сечением 630x9, опорное кольцо двутавр 50Ш1, верхнее кольцо - двутавр 70Ш2, промежуточные кольца - двутавр 40Ш1.

В каркасе здания с куполом сечения меридиональных ребер ориентированы к центру кривизны автоматически. А ориентацию осей сечений колонн и промежуточных колец необходимо изменить.

По умолчанию в программе SCAD сопряжение между стержнями в узлах каркаса здания считаются жесткими. Поэтому задаем шарнирное сопряжение стержней в отдельных группах узлов. К таким узлам относятся: соединения колонн с нижним кольцом купола, соединения ребер купола с

верхним и нижним кольцами, промежуточных колец с ребрами из плоскости наибольшей жесткости сечений.

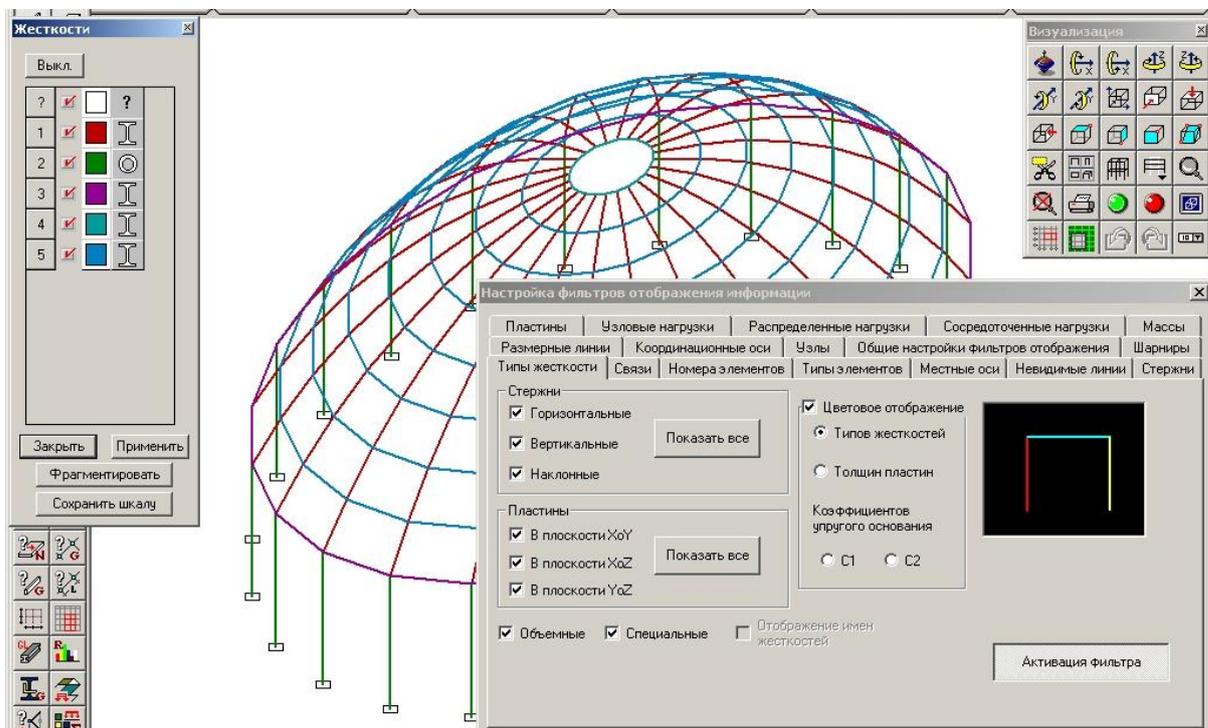


Рис. 6.18. Жесткости элементов каркаса

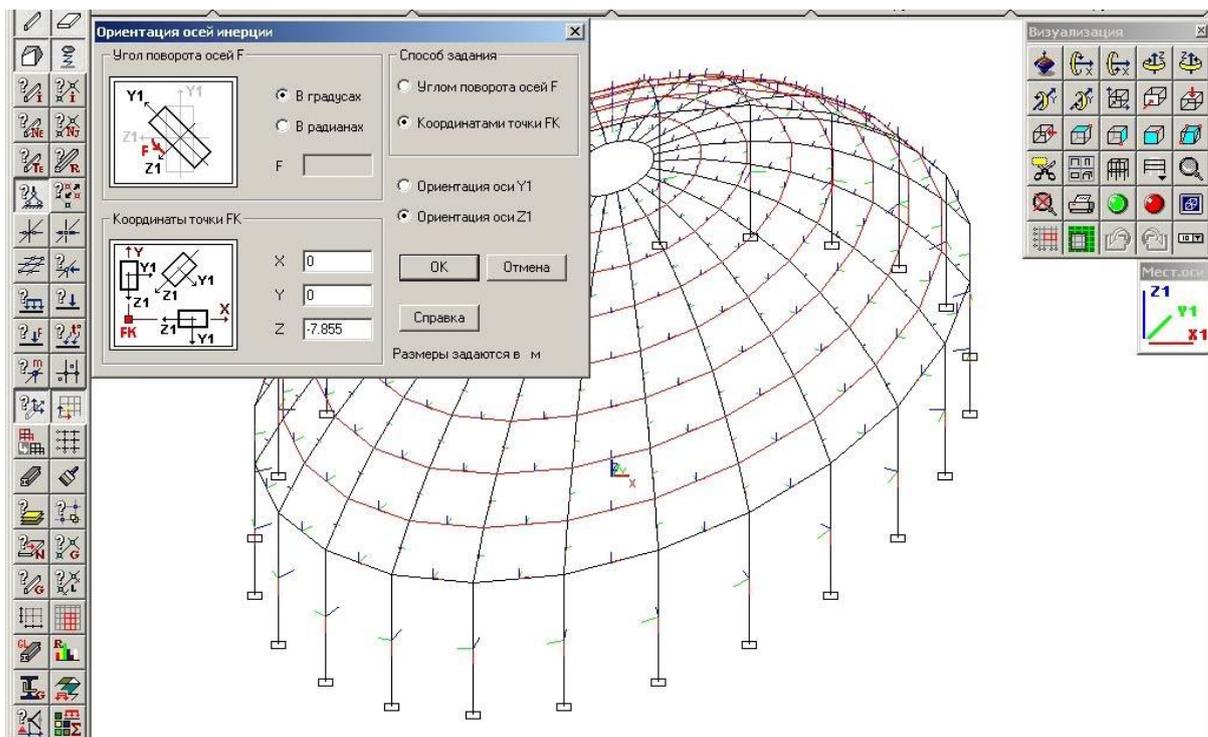


Рис. 6.19. Изменение ориентации осей промежуточных колец

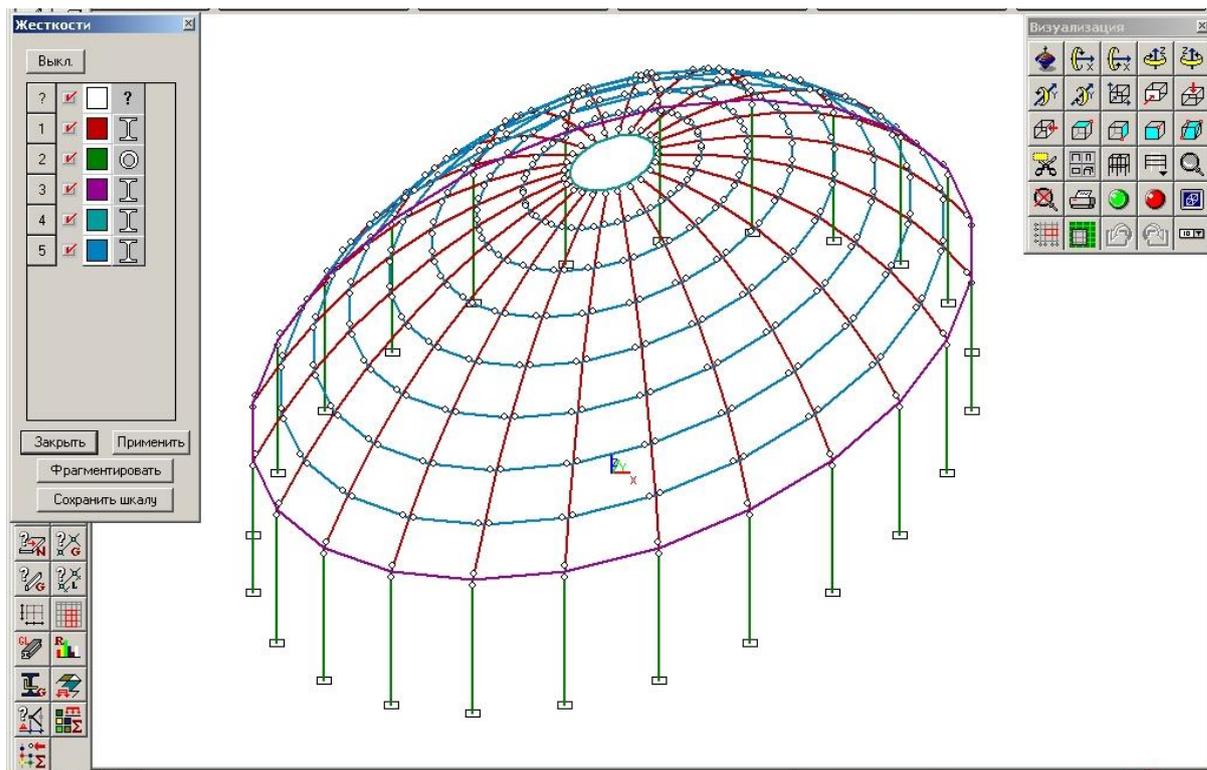


Рис. 6.20. Шарнирные сопряжения элементов

Приложение нагрузок к расчетной модели

Постоянная нагрузка назначается в двух видах – как узловая и как распределенная по стержням. Последняя, от веса элементов каркаса, прикладывается автоматически путем нажатия соответствующей кнопки.

Снеговая нагрузка варианта 1 назначается также, как и постоянная от веса ограждающих конструкций на куполе. Снеговая нагрузка варианта 2 назначается только с одной стороны купола.

Ветровая нагрузка распределена по форме трапеции по длине отдельных стержней меридиональных ребер купола. Ветровая нагрузка на колонны равномерно распределена по высоте.

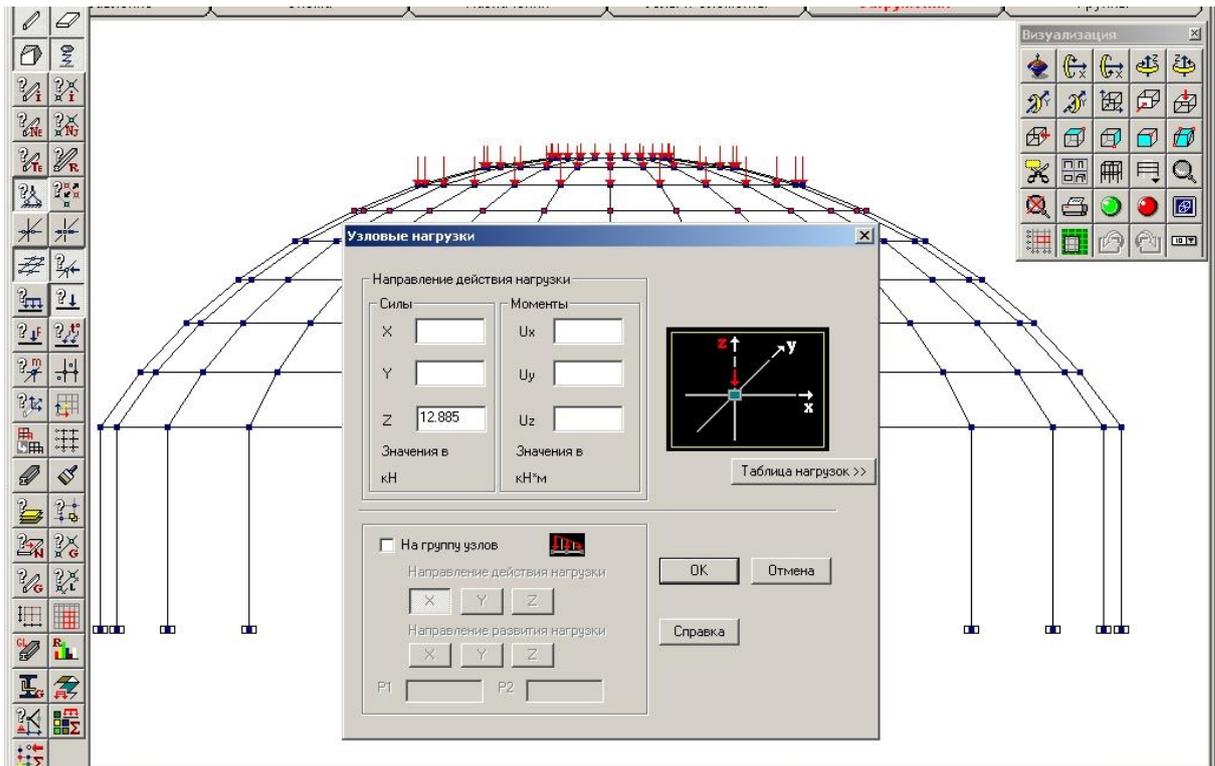


Рис. 6.21. Приложение постоянной нагрузки

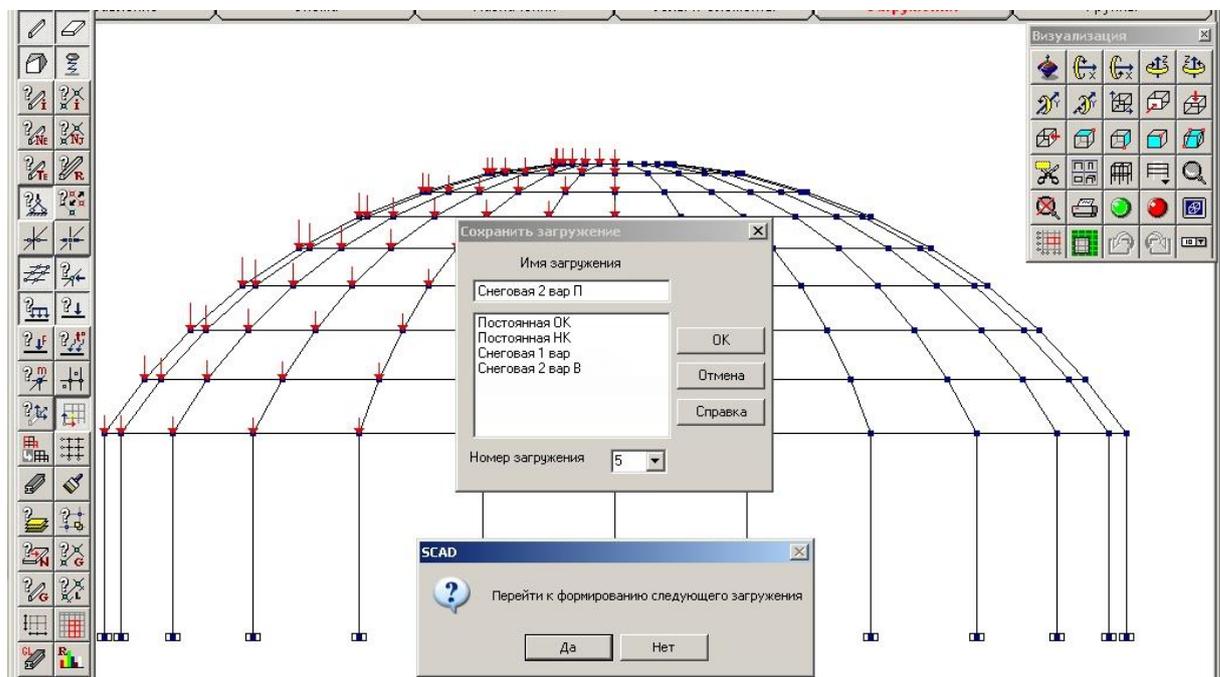


Рис. 6.22. Приложение снеговой нагрузки варианта 2

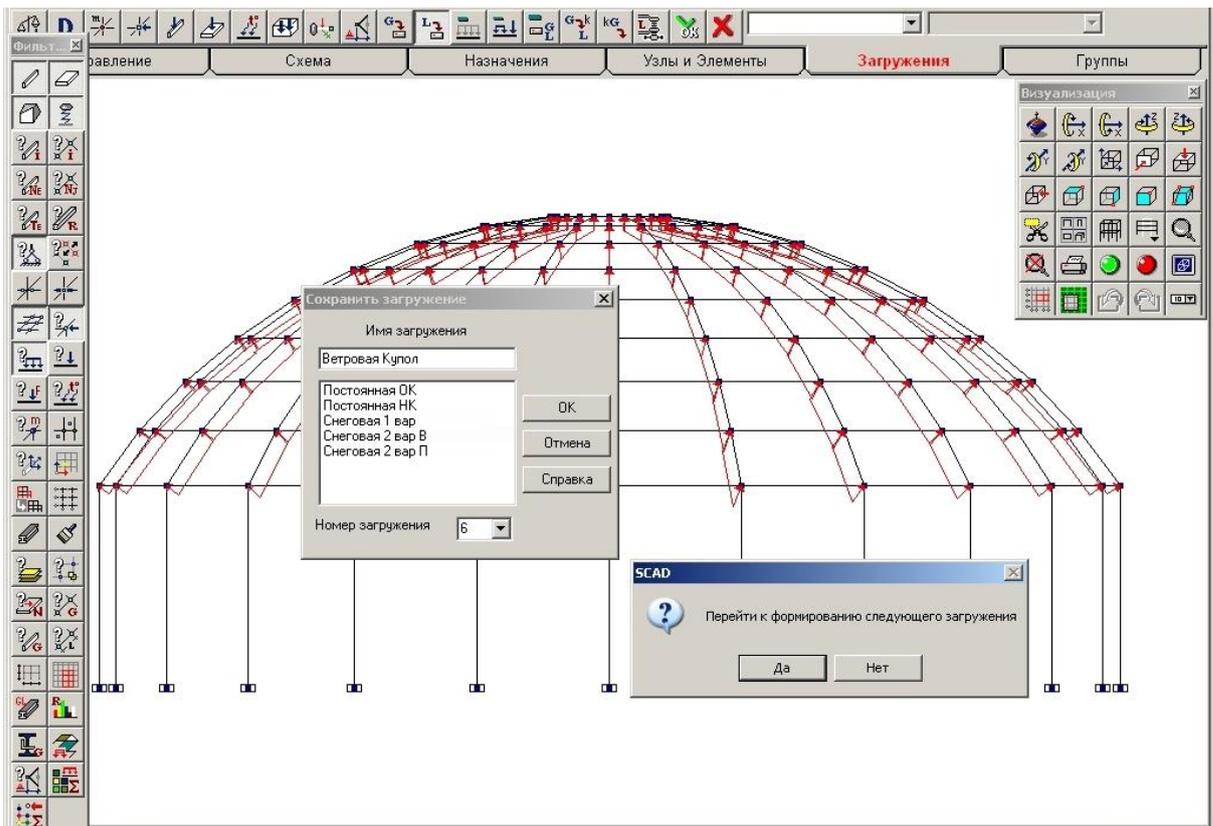


Рис. 6.23. Приложение ветровой нагрузки на куполе

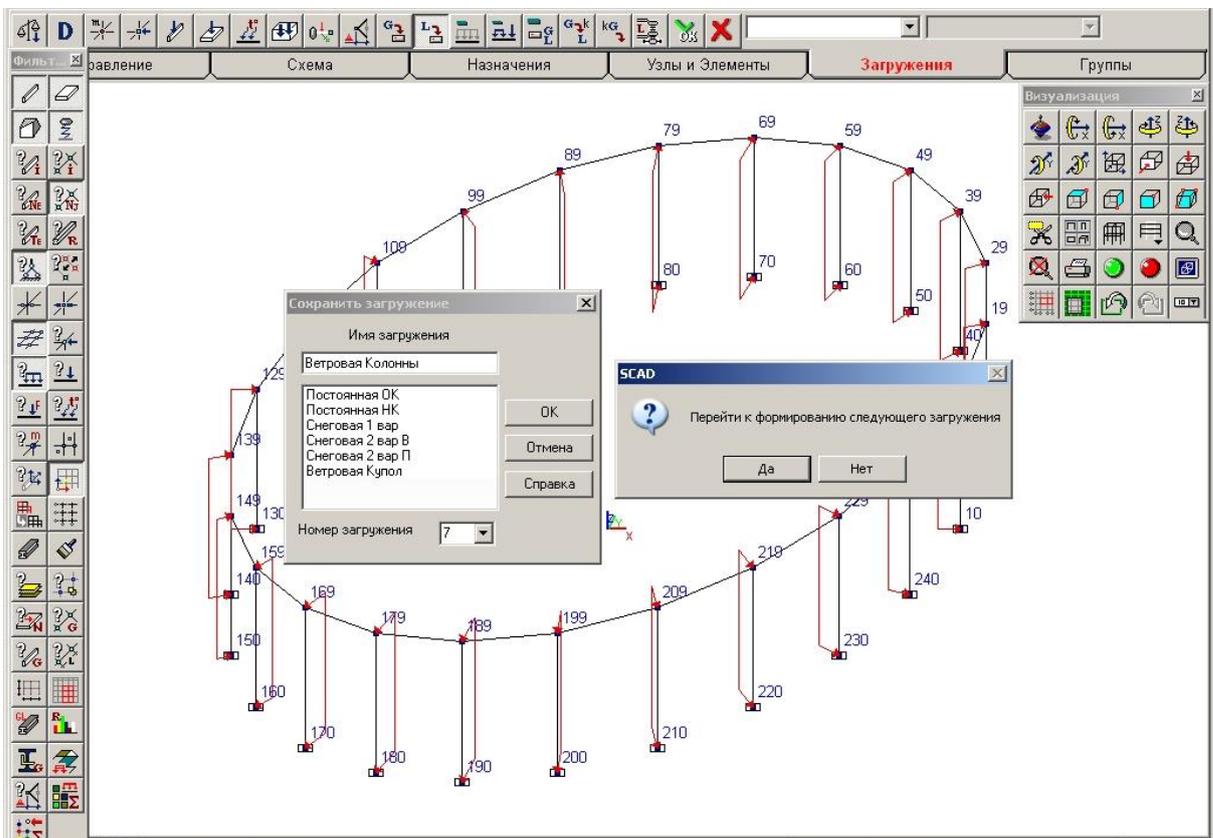


Рис. 6.24. Приложение ветровой нагрузки на колонны

Для проектируемого каркаса здания следует рассмотреть несколько сочетаний нагрузок, которые представляются несколькими комбинациями. Эти комбинации необходимо задать перед началом статического расчета.

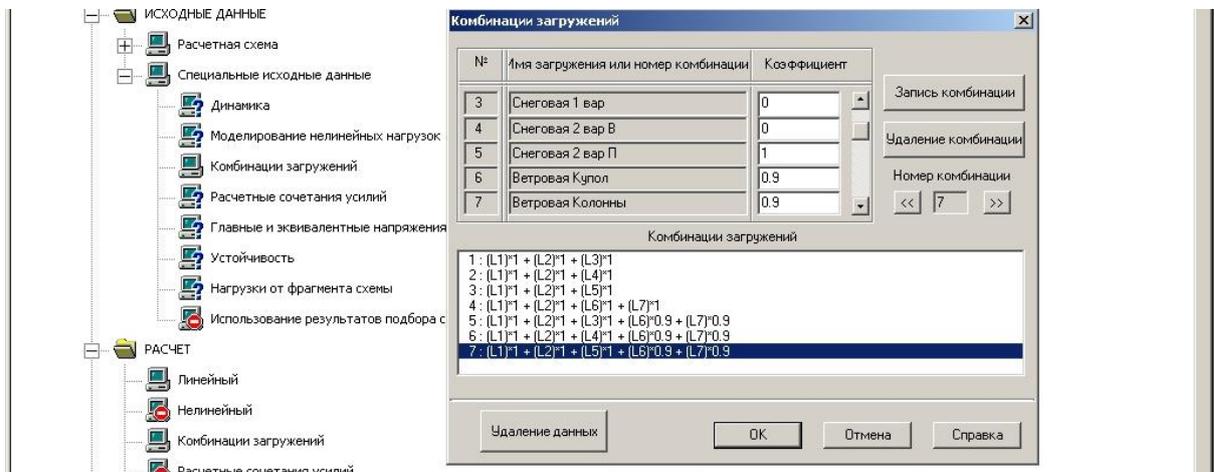


Рис. 6.25. Комбинации нагрузок

Анализ результатов расчета

Первую оценку расчета лучше выполнить по деформации каркаса, просматривая главные перемещения его узлов.

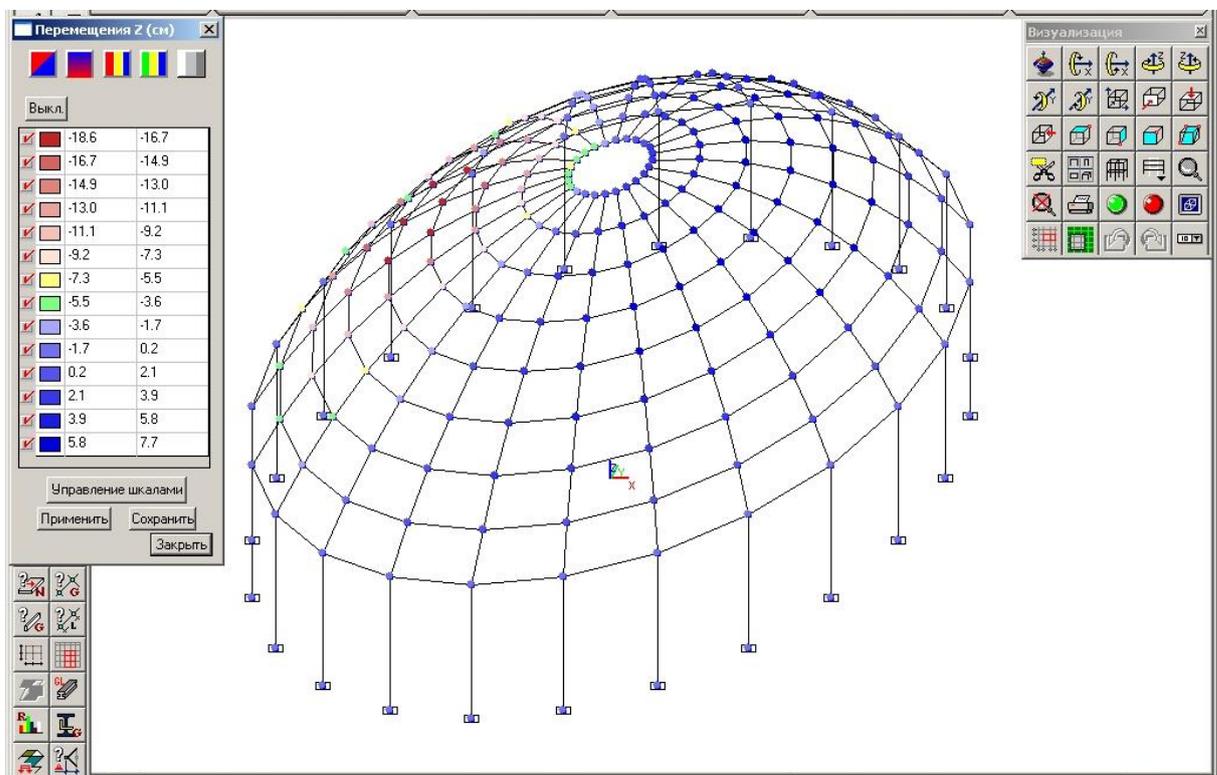


Рис. 6.26. Перемещения узлов каркаса

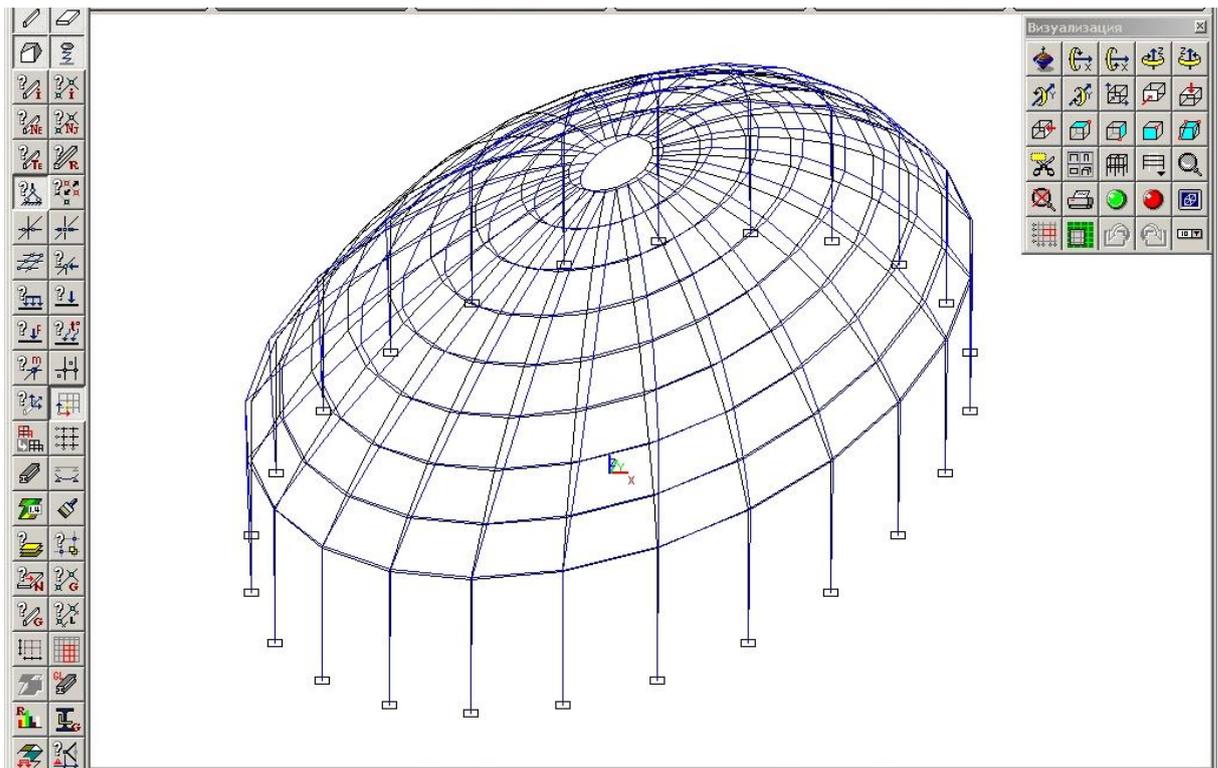


Рис. 6.27. Деформация пространственного каркаса

Проанализируем напряженное состояние каркаса по эюграм N , M_y , M_z для 6 комбинации загрузжений.

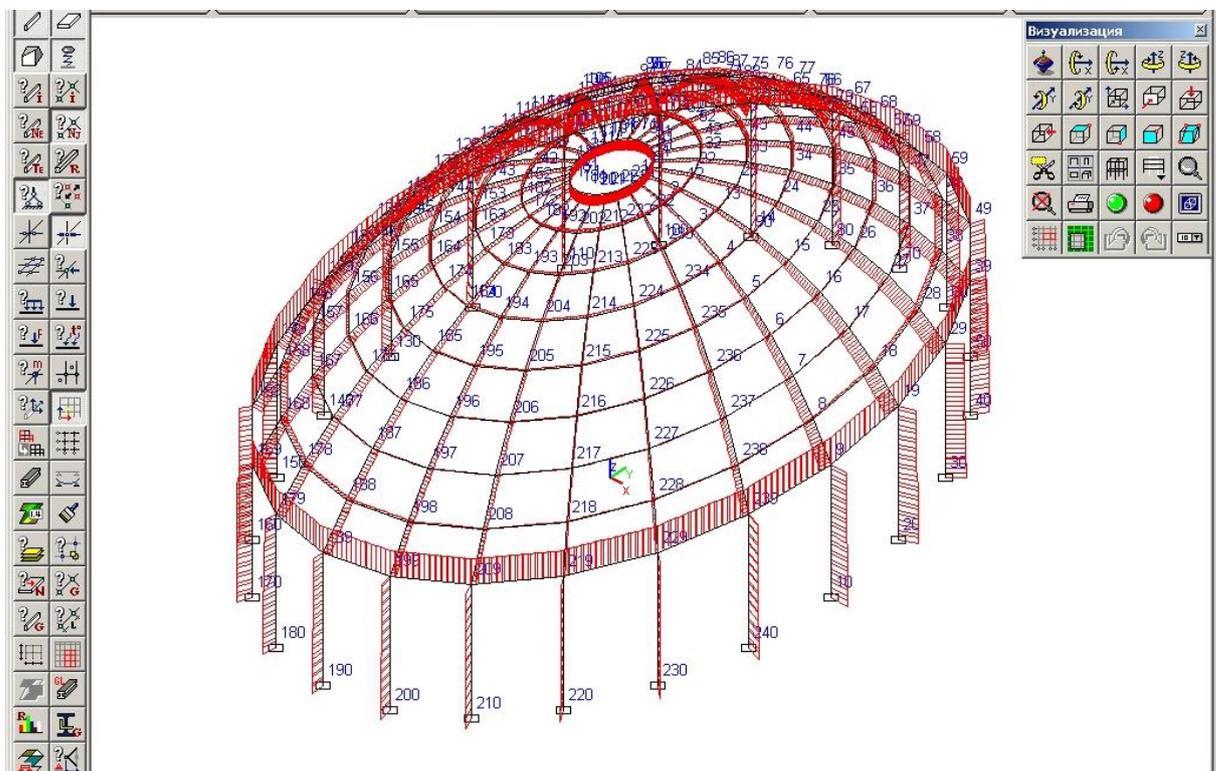


Рис. 6.28. Эюры продольных сил N в элементах каркаса

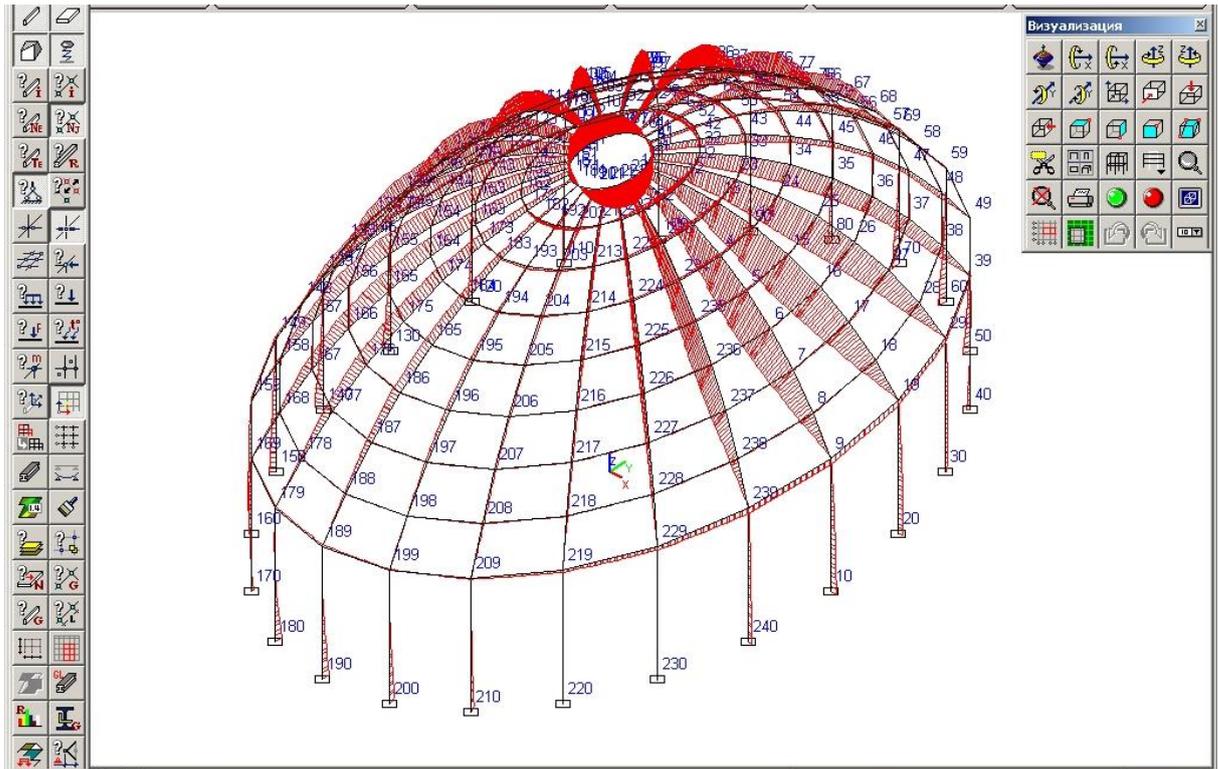


Рис. 6.29. Эпюры изгибающих моментов M_y в элементах каркаса

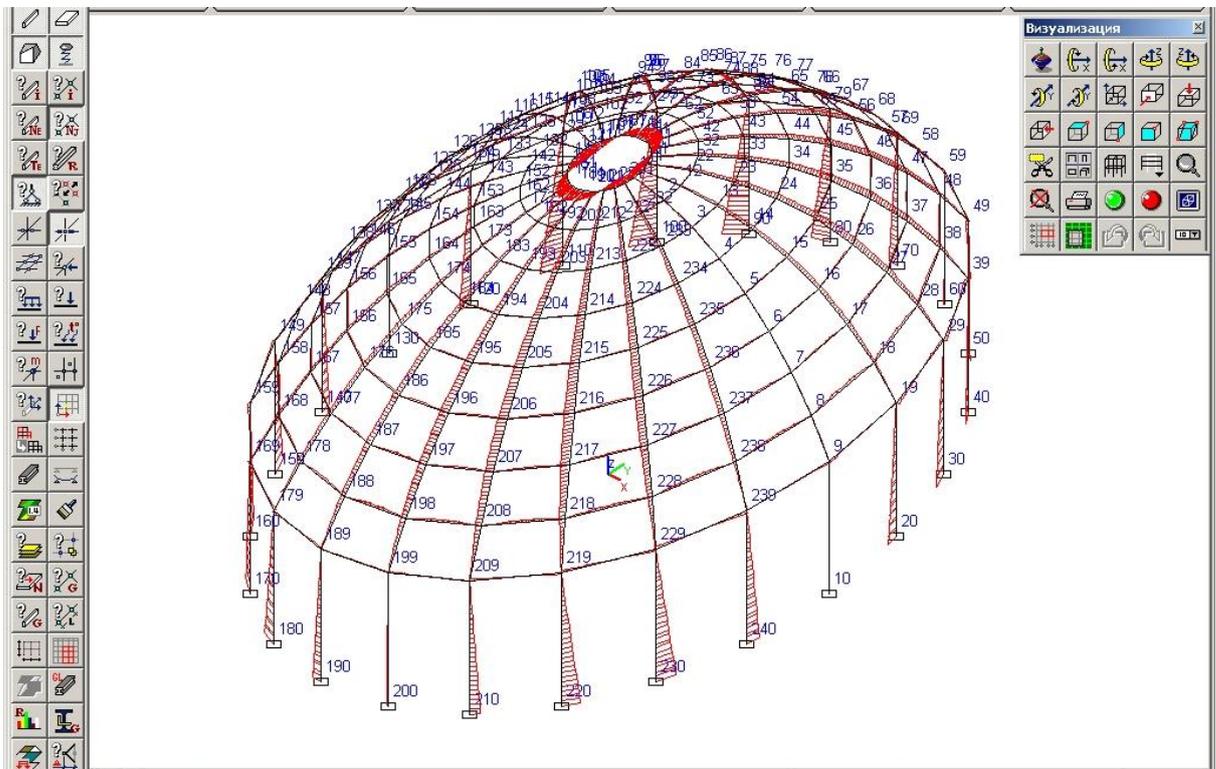


Рис. 6.30. Эпюры изгибающих моментов M_z в элементах каркаса

Выберем наиболее нагруженные элементы меридиональных ребер купола и колонн и записываем величины усилий N , M_y , M_z в таблицы.

Таблица 6.1

Наибольшие внутренние усилия в меридиональных ребрах.

№ узлов	N (кН)	M_y (кН см)	M_z (кН см)	Q_z (кН)	Q_y (кН)	M_k (кН см)
Комбинация загрузений 6						
5-6	-219	82943	0	-10	0	0
6-7	-304	80800	0	-42	0	0
25-26	-218	53681	2021	-12	0	26
26-27	-279	49825	1986	-26	1	32
Комбинация загрузений 7						
125-126	-210	85168	0	-10	0	0
126-127	-295	83181	0	-43	0	0
145-146	-218	54366	2076	-12	0	27
146-147	-280	50506	2041	-26	1	33

Таблица 6.2

Наибольшие внутренние усилия в колоннах.

Расчетная модель						
№ узлов	N (кН)	M_y (кН см)	M_z (кН см)	Q_z (кН)	Q_y (кН)	M_k (кН см)
Комбинация загрузений 6						
139-140	-307	15882	-2997	-23	-2	-345
129-130	-306	18300	0	-29	0	0
Комбинация загрузений 7						
119-120	-506	20920	4640	-27	4	1335
129-130	-534	25944	0	-36	0	0

Проверку прочности и устойчивости элементов, так называемый конструктивный расчет, лучше выполнять в программе Excel. Для этого подготавливаются специальные таблицы, позволяющие максимально автоматизировать расчет. Для расчета каждого конструктивного элемента каркаса таблица Excel включает в себя геометрические характеристики его сечения, отдельные сочетания внутренних усилий из выбранных ранее комбинаций нагрузок и записанные согласно правилам Excel алгоритмы вычисления разных параметров формулы.

Геометрические характеристики назначенных сечений (профилей) элементам пространственного каркаса выписывают из SCAD.

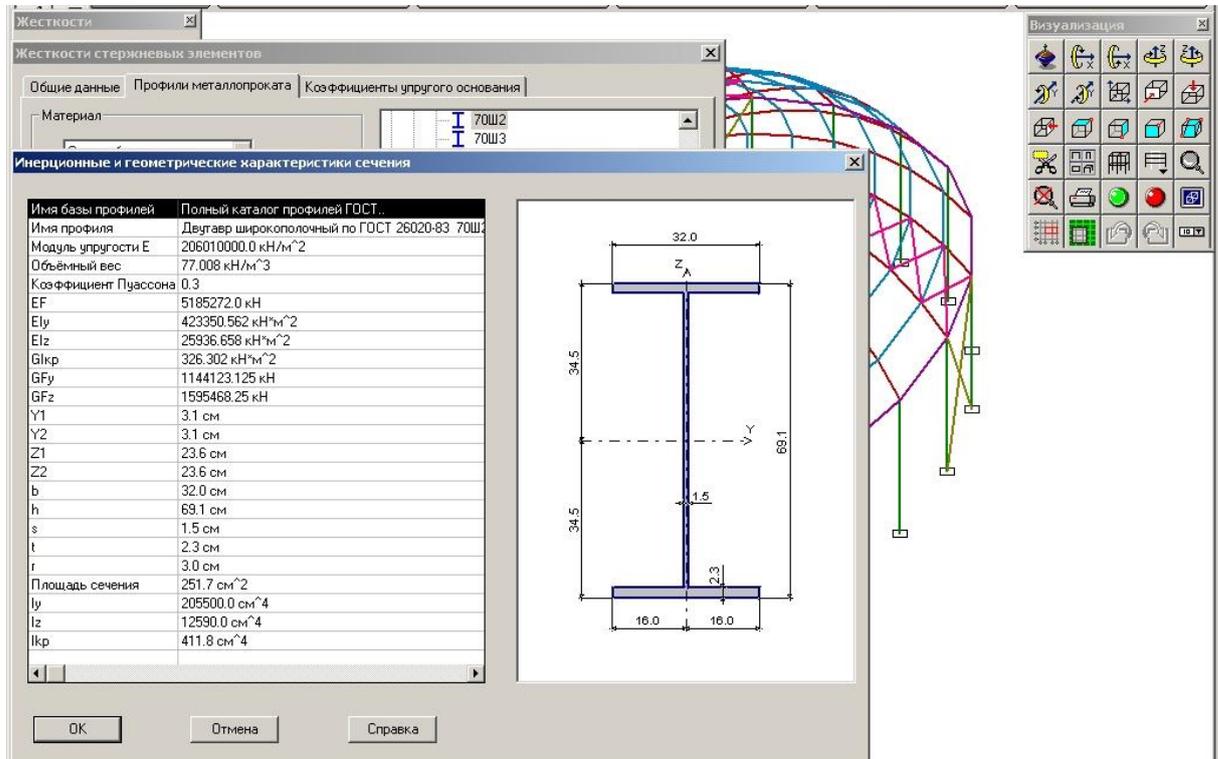


Рис. 6.31. Геометрические характеристики меридионального ребра

Microsoft Excel - Констр_расчет Мерид_ребро												
КОНСТРУКТИВНЫЙ РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА												
МЕРИДИОНАЛЬНОЕ РЕБРО КУПОЛА												
3	E (кН/см ²)=	20600,0	R_y/E =	0,001165	γ_c =	1,0	λ_c =	3,14				
4	R_y (кН/см ²)=	24,0	E/R_y =	858,3333	$R_y \gamma_c$ =	24,0	ϕ_c =	0,614				
6	ХАРАКТЕРИСТИКИ ЭЛЕМЕНТОВ			РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ			ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ					
9	М. РЕБРО	L (см) =	400,0	μ_x =	8,0	L_{0x} (см) =	3200,0	$m_x = (M_x/N)/(A h / (2 I_x))$	11,932			
10		h (см) =	69,1			$\lambda_x = L_{0x} / i_x =$	112,0	$\lambda_x = \lambda_x V (R_y/E)$	3,823	$\lambda_y = \lambda_y V (R_y/E)$	1,930	
11		b (см) =	32,0	μ_y =	1,0	L_{0y} (см) =	400,0	$\eta = (1,75 - \theta, 1m) - 0,62(5-m) \lambda_x =$	1,087	таблица $\phi_y =$ 0,836		
12	Двутавр №	A (см ²) =	251,7			$\lambda_y = L_{0y} / i_y =$	56,6	$\eta = (1,9\theta - 0,1m) - 0,62(6-m) \lambda_x =$	1,160	$\alpha = 1,54(I_y/I_x)(l_{ef}/h)^2 =$	1,688	
13	70Ш2	I_x (см ⁴) =	205500,0					$\eta = 1,4 - \theta, 02 \lambda_x =$	1,324	$\psi = 2,25 + 0,07 \alpha =$	2,368	
14	№ узлов	i_x (см) =	28,57	N кН		M_x кНсм		для A_f/A_w $\eta =$	1,289	$\phi_1 = \psi(I_y/I_x)(h/l_{ef})^2 E/R_y =$	3,716	
15	126-127	I_y (см ⁴) =	12590,0	295,0	83181,0	0,0		$m_{ef} = \eta m =$	15,381	$\phi_b = 0,68 + 0,21 \phi_1 =$	1,460	
16		i_y (см) =	7,07					таблица $\phi_e =$	0,074	$I \Rightarrow \phi_b =$	1,000	
17		I_t (см ⁴) =	411,8	$\alpha =$	0,66					$c = 1/(1 + m_x \phi_y/\phi_b) =$	0,091	
18	[A]					Прочность		Устойчивость относительно X		Устойчивость относительно Y		
19	180-60 $\alpha =$	140,4		$(N/A + M_x/I_x + x M_y/I_y)/R_y \gamma_c =$	0,63	Выполн.		$(N/(c \phi_e A))/R_y \gamma_c =$	0,66	$(N/(c \phi_y A))/R_y \gamma_c =$	0,64	Выполн.
20		Выполн.				Выполн.		Выполн.		Выполн.		Выполн.

Рис. 6.32. Конструктивный расчет меридионального ребра

КОНСТРУКТИВНЫЙ РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА													Лебедев ЕВ		
3	E (кН/см ²) =	20600,0	R_y/E =	0,001165	γ_c =	1,0	КОЛОННЫ ЗДАНИЯ					λ_c =	3,14		
4	R_y (кН/см ²) =	24,0	E/R_y =	858,3333	$R_y \gamma_c$ =	24,0						π =	3,14159	ϕ_c =	0,614
6	ХАРАКТЕРИСТИКИ ЭЛЕМЕНТОВ			РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ			ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ								
9	КОЛОННА	L (см) =	1200,0	μ_x =	2,0	L_{0x} (см) =	2400,0	Устойчивость при изгибе в одной плоскости							
10		d (см) =	63,0			$\lambda_x = L_{0x}/i_x$ =	108,3	$m_x = (M_x/N)(A d / (2 I_x))$ =	3,116	$\lambda_y = \lambda_y V(R_y/E)$ =	3,697	таблица ϕ =	0,552		
11		t (см) =	0,9	μ_y =	2,0	L_{0y} (см) =	2400,0	$\lambda_x = \lambda_x V(R_y/E)$ =	3,697						
12	Труба	A (см ²) =	175,6			$\lambda_y = L_{0y}/i_y$ =	108,3	$\eta = (1,35 - 0,05 m) - 0,01(5 - m)$	1,125						
13	630x9	I_x (см ⁴) =	86232,0					принято η =	1,125	Устойчивость стенки трубы					
14	№ узлов	i_x (см) =	22,16	N кН	M_x кНсм	M_y кНсм		$m_{ef} = \eta m$ =	3,506	$k = \pi V(E/R_y)/2$ =	46,0				
15	129-130	I_y (см ⁴) =	86232,0	534,0	25944,0	0,0		таблица ϕ_e =	0,208	$k > r/t$ =	35,0				
16		i_y (см) =	22,16												
17		I_t (см ⁴) =	165646,0	α =	0,61										
18	[λ]					Прочность		Устойчивость относительно X							
19	$180 - 60 \alpha$ =	143,4			$(N/A + M_x/I_x)/R_y \gamma_c$ =	0,52	$(N/(\phi_e A))/R_y \gamma_c$ =	0,61							
20		выполн.			выполн.		выполн.								

Рис. 6.33. Конструктивный расчет колонны

Если конструктивный расчет показывает, что несущая способность элементов пространственного каркаса не обеспечена, т.е. какая-либо проверка не выполняется, то это служит основанием для внесения изменений в жесткости расчетной модели и повторения расчета.