

ООО "ТОЧКА РОСЫ" , г. Тольятти, 2010 г.



“Утверждаю”

Директор ООО “ТОЧКА РОСЫ”

М.В. Постников

“ 17 ” марта

2010г.

**Прочностной расчет системы навесного
вентилируемого фасада SCHALE. для крепления
керамогранита, натурального и искусственного камня.**

Дата введения 1 марта 2010 г

Исходные данные для прочностного расчета подсистемы навесного фасада SCHALE.

1.1 Расчет произведен в соответствии со СНиП 2.01.07-85; СНиП 2.03.06-85, СНиП 2.01.07-85; МДС 20-01.2006 и Технических рекомендаций по проектированию, монтажу и эксплуатации навесных фасадных систем разработанных ФЦС Госстоя России и ЦНИИСК им. В.А Кучеренко.

Расчет элементов каркаса выполнен на действие постоянных и кратковременных нагрузок. В качестве постоянных принимались нагрузки от собственного веса элементов каркаса и облицовки.

1.2 В качестве кратковременной нагрузки приняты ветровая нагрузка и нагрузка от обледенения облицовочного материала по СНиП 2.01.07-85 с учетом коэффициентов к в соответствии с МДС 20-01.2006. Прочностные расчеты включают проверку прочности и деформаций вертикальных профилей, кронштейнов, крепежных и фиксирующих элементов от постоянных и кратковременных нагрузок, включая, собственную массу конструкции, массу керамической плитки и гололедных нагрузок, давления ветра.

1.3 Физико-механические характеристики материалов каркаса и крепежных элементов принимались в соответствии с ГОСТ 5582-75.

1.4 Усилия: изгибающие моменты, поперечные и продольные силы, прогибы - определяются с использованием основных положений сопротивления материалов.

1.5 При проверке прочности элементов и соединений коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f принимаются по СНиП 2.01.07-85, коэффициент надежности по назначению γ_m принимается по МДС 20-01.2006. Коэффициент надежности по гололедной нагрузке принимается по СНиП 2.01.07-85.

При выполнении расчетов и выборе схем несущего каркаса, необходимо учитывать результаты испытаний на усилия вырывания дюбелей из стены, проведенные для различных участков фасада конкретного здания.

Методика расчета приведена на конкретных примерах для 4х различных схем крепления кронштейнов, разных типов направляющих профилей и облицовочного. В примерах исходные параметры даны для определенных нагрузок, материалов и конструкций.

1.6 Система устроена следующим образом:

Несущий и опорный кронштейны крепятся к стене через терморазрывную прокладку анкером. Направляющий профиль в сборе с узлом фиксации облицовочной плитки(клиппер) присоединяется к несущим и опорным кронштейнам посредством заклепок или болтовых соединений. Установка облицовочной плитки производится посредством перевода подвижной(рабочей) части клиппера из монтажного положения в штатное. Предварительная сборка направляющего профиля с клиппером может производится как на предприятие изготовителе системы SCHALE, так и непосредственно на строительной площадке. В последнем случае точность установки клиппера на профиле должна обеспечивать установку температурных разрывов между облицовочными плитками.

Детали каркаса изготовлены из нержавеющей стали марки 08пс, AISI 430 (08Х17), AISI 201 (12Х15Г9НД), рабочая часть клиппера (кляммер) изготовлены из нержавеющей стали AISI 304 (12Х18Н10Т). Свойства материалов кляммера приведены в Таблице 1.

Нагрузки и воздействия.

На каркас навесных фасадов действуют следующие нагрузки:

- собственный вес облицовки и каркаса подконструкции;
- ветровые нагрузки;
- нагрузки от обледенения облицовки;
- температурные воздействия;

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки на высоте z определяем по формуле: $W = W_o k(z) c_p v$

Где:

W_o – нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от ветрового района по данным табл. 5 СНиП 2.01.07-85*

$k(z)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте в зависимости от типа местности, приведенный в табл. 7.

c_p – аэродинамические коэффициенты для здания прямоугольного в плане: $c_p = +1,0$ при определении положительного значения давления ветра W_m^+ ; $c_p = -1,1$ при определении отрицательного значения давления ветра W_m^- в центральной части здания; $c_p = -2,0$ при определении отрицательного значения давления в углах здания в зоне равной 0,1 минимального размера сечения здания (ширина или длина), но не менее 1,5 метра;

v – коэффициент учитывает грузовую площадь воздействия ветровой нагрузки на конструкцию, значения коэффициента v приведены в таблице 4.

Эквивалентная высота z_e определяется следующим образом: при $z < b$ $z_e = b$; при $z > h - b$ $z_e = h$; при $b \leq z \leq h - b$ $z_e = z$; где b – поперечный размер здания; h – его высота; z – расстояние от поверхности земли.

Расчётное значение средней составляющей нормативной ветровой нагрузки на высоте z определяют по формуле:

$$W_m = W_o k(z) c_p v \gamma_f, \text{ где:}$$

$\gamma_f = 1,4$ - коэффициент безопасности по ветровой нагрузке.

В таблице 7 приведены значения ветровых расчётных нагрузок при $v = 1,0$ для местности типа В.

Нагрузку от обледенения фасадных конструкций следует принимать по фактическим данным для соответствующей местности. В случае отсутствия таких данных и при прогнозировании возможности образования наледи величину нагрузки определяют в соответствии со СНиП 2.01.07-85* по формуле:

$$i = \gamma_f \cdot b \cdot k \cdot \mu_2 \cdot \rho \cdot g, \text{ Па, где:}$$

b – толщина наледи в мм по таблицам 5 и 6 (в соответствии с таблицами 10,11 и карты 4 приложения 5 СНиП 2.01.07-85*)

k – коэффициент по таблице 7. (в соответствии с таблицей 13 СНиП 2.01.07-85*);

μ_2 – коэффициент, учитывающий форм обледенения и принимаемый равным для фасадных облицовок $\mu_2 = 0,6$

ρ – плотность льда, принимаемая 0.9 г/см^3 ;

g – ускорение свободного падения, $g = 9,81 \text{ м/сек}^2$.

$\gamma_f = 1,3$ -коэффициент надёжности по гололёдной нагрузке принимается

Температуру воздуха при гололёде, независимо от высоты сооружения, следует принимать в горных районах, с отметкой: более 2000 м – минус 15^0C , от 1000 до 2000 м – минус 10^0C ; для остальной территории России для сооружений высотой до 100 м – минус 5^0C , более 100 м – минус 10^0C . В районах, где при гололёде наблюдается температура ниже минус 15^0C , её следует принимать по фактическим данным. Расчетная гололедная нагрузка приведена в таблице 6.

Все ветровые нагрузки и аэродинамические коэффициенты, приведенные для фасадов, определены для зданий прямоугольных в плане. При проектировании каркаса облицовки зданий расчёт конструкций следует вести на максимальные нагрузки, действующие по фасаду здания. Для прямоугольных в плане зданий, фасад следует разбить на зоны. Горизонтальные границы зон должны располагаться примерно через 6 м. Вертикальные границы должны отделять угловые зоны от рядовой части фасадов.

Расчетная схема направляющих:

Расчетная ветровая нагрузка условно принята равномерно распределенной, так как принимаемая высота керамогранитной плитки не постоянна и передача расчетной ветровой нагрузки в точках крепления узла кляммеров на направляющую при монтаже может быть не постоянной. Расчетные усилия приведены в таблице 8.

а -ширина плитки, соответствует горизонтальному шагу направляющих профилей = 600;800 мм (ширине керамогранитной плитки), б- высота керамогранитной плитки соответствует 600;800 мм.

Пролеты по вертикали определяются исходя из длины применяемых профилей в соответствии с расчетной схемой. Длина направляющей для данного расчета принимаем равной 3000 мм.

Таблица 1 Свойства применяемых сталей.

Гарантируемое сопротивление		γ_m	Расчетные сопротивления
Марка стали	R _{yn} , МПа		R _y = R _{yn} / (y _m), МПа
Сталь 08 пс	175	1.05	166
AISI 430 (12Х17)	245		233
AISI 201 (12Х15Г9НД)	310		295
AISI 304 (12Х18Н10Т)	205		195

Таблица 2. Характеристики заклепок Нагроон.(Техническое свидетельство № 2490 от 28.04.09 г.)

Диаметр заклёпки, мм	Диаметр стержня, мм	Диаметр бортика, мм	Диаметр отверстия под заклёпку, мм	Допустимые усилия на срез, Н	Допустимые усилия на растяжение, Н
Гильза углеродистая сталь/ стержень углеродистая сталь					
4,8	2,95	9,0	4,9	1500	1950
Гильза А2/ стержень А2					
4,8	2,95	9,0	4,9	2760	3150

Таблица 3 Нормативное значение ветрового давления

Ветровые районы по СНиП 2.01.07-85	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
W _o кПа	0.17	0.23	0.3	0.38	0.48	0.60	0.73	0.85
(кгс/м.кв)	(17)	(23)	(30)	(38)	(48)	(60)	(73)	(85)

Таблица 4- Коэффициент, учитывающий грузовую площадь воздействия ветровой

нагрузки

Площадь воздействия A, м ²	< 2	5	10	A > 20
Рядовая зона, v+	1,0	0,9	0,8	0,75
Угловая зона v-	1,0	0,85	0,75	0,65

Таблица 5 Толщина гололедного слоя

Гололёдные районы СНиП 2.01.07-85*	I	II	III	IV	V
Толщина гололёдного слоя b, мм	Не менее 3	5	10	15	Не менее 20

Таблица 6 Расчетная гололедная нагрузка

Гололедный район	Толщина гололеда, мм	Высота здания, м		
		50	75	100, 125, 150
Расчетная гололедная нагрузка, кгс/см ²				
I	3	3,4	3,9	4,2
II	5	5,6	8,4	9,2
III	10	11,2	12,9	14,0
IV	15	16,8	19,3	21,1
V	20	22,5	25,7	28,1

Таблица 8 Расчетные усилия.

№ сх/	l, м	l ₁ , м	q _{w,m}	P _m	РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ				
					M _{пр.w}	M _{оп.w}	M _{оп.p}	Q _{w оп}	Q _p
1	2.7	0.3			0.125*q _w * l ² - 0.5*q _w * l ₁ ²			P* _e	q _w * l - 0.5*q _w *l ₁
2	1.2	0.3			0.07*q _w * l ²	0.125*q _w *l ²	0.5*P* _e	0.125*q _w * l	
3	0.9	0.15			0.08*q _w * l ²	0.1*q _w * l ²	P* _e	1.1*q _w * l	
4	0.6	0.3			0.077*q _w * l ²	0.107*q _w *l ²	P* _e	1.143*q _w * l	P* _e / l

Таблица 7 Ветровые нагрузки в зависимости от высоты сооружения для местности типа В.

Ветровой регион		Ia		I		II		III		IV		V		VI		VII	
Высота, м	k _{fc} / k(z)	17	17	23	23	30	30	38	38	48	48	60	60	73	73	85	85
		Средн часть	Углов уч-ки														
5	1,09	28,5	51,9	38,6	70,2	50,4	91,6	63,8	116,0	80,6	146,5	100,7	183,1	122,5	222,8	142,7	259,4
10	1,34	35,1	63,8	47,5	86,3	61,9	112,6	78,4	142,6	99,1	180,1	123,8	225,1	150,6	273,9	175,4	318,9
20	1,65	43,2	78,5	58,4	106,3	76,2	138,6	96,6	175,6	122,0	221,8	152,5	277,2	185,5	337,3	216,0	392,7
30	1,87	49,0	89,0	66,2	120,4	86,4	157,1	109,4	199,0	138,2	251,3	172,8	314,2	210,2	382,2	244,8	445,1
40	2,04	53,4	97,1	72,3	131,4	94,2	171,4	119,4	217,1	150,8	274,2	188,5	342,7	229,3	417,0	267,0	485,5
60	2,32	60,7	110,4	82,2	149,4	107,2	194,9	135,8	246,8	171,5	311,8	214,4	389,8	260,8	474,2	303,7	552,2
80	2,54	66,5	120,9	90,0	163,6	117,3	213,4	148,6	270,3	187,8	341,4	234,7	426,7	285,5	519,2	332,5	604,5
100	2,72	71,2	129,5	96,3	175,2	125,7	228,5	159,2	289,4	201,1	365,6	251,3	457,0	305,8	556,0	356,0	647,4
120	2,89	75,7	137,6	102,4	186,1	133,5	242,8	169,1	307,5	213,6	388,4	267,0	485,5	324,9	590,7	378,3	687,8
140	3,04	79,6	144,7	107,7	195,8	140,4	255,4	177,9	323,5	224,7	408,6	280,9	510,7	341,8	621,4	397,9	723,5
150	3,10	81,2	147,6	109,8	199,6	143,2	260,4	181,4	329,8	229,2	416,6	286,4	520,8	348,5	633,6	405,8	737,8

Рис.1 Расчетные схемы нагрузок направляющих профилей.

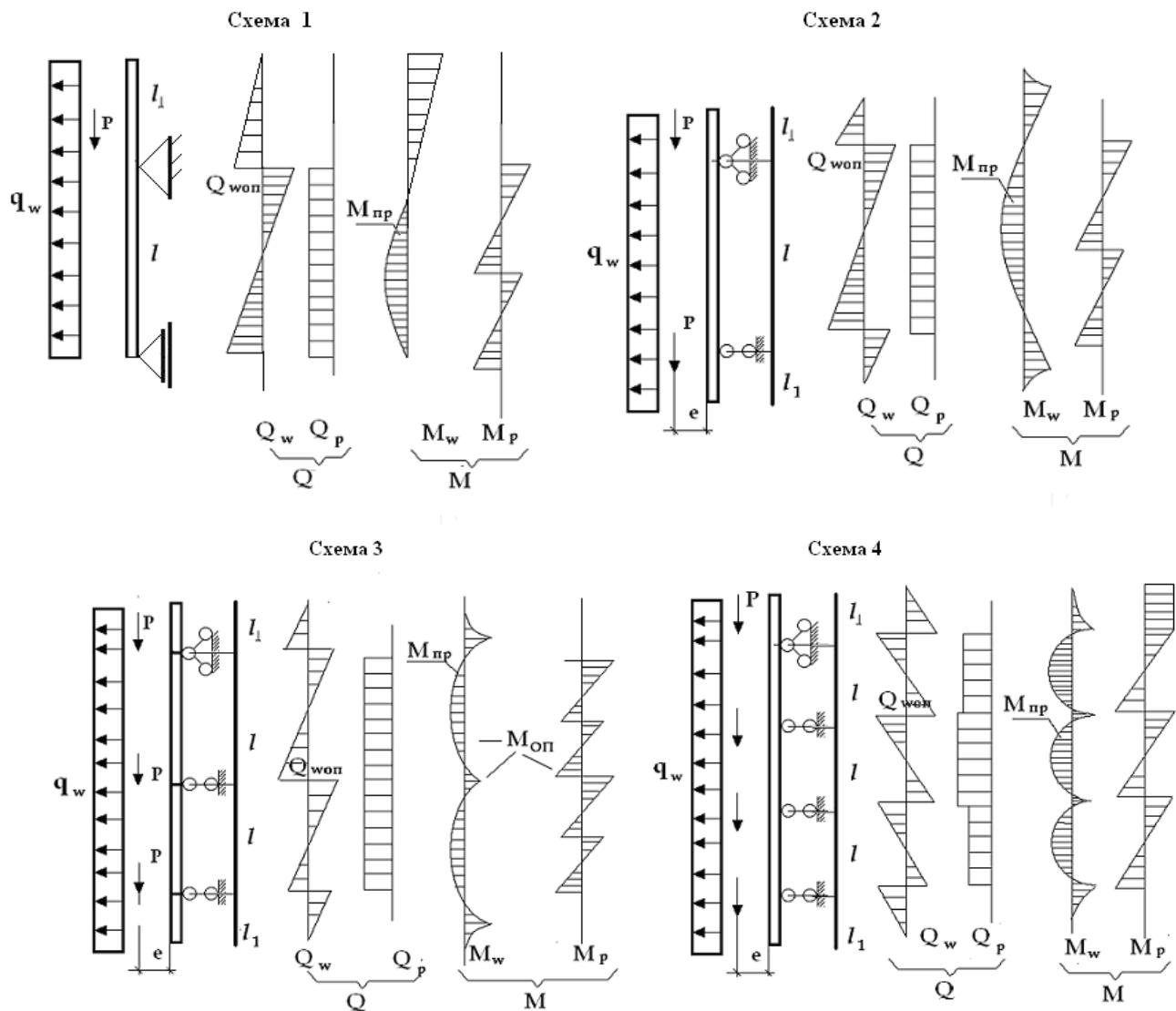
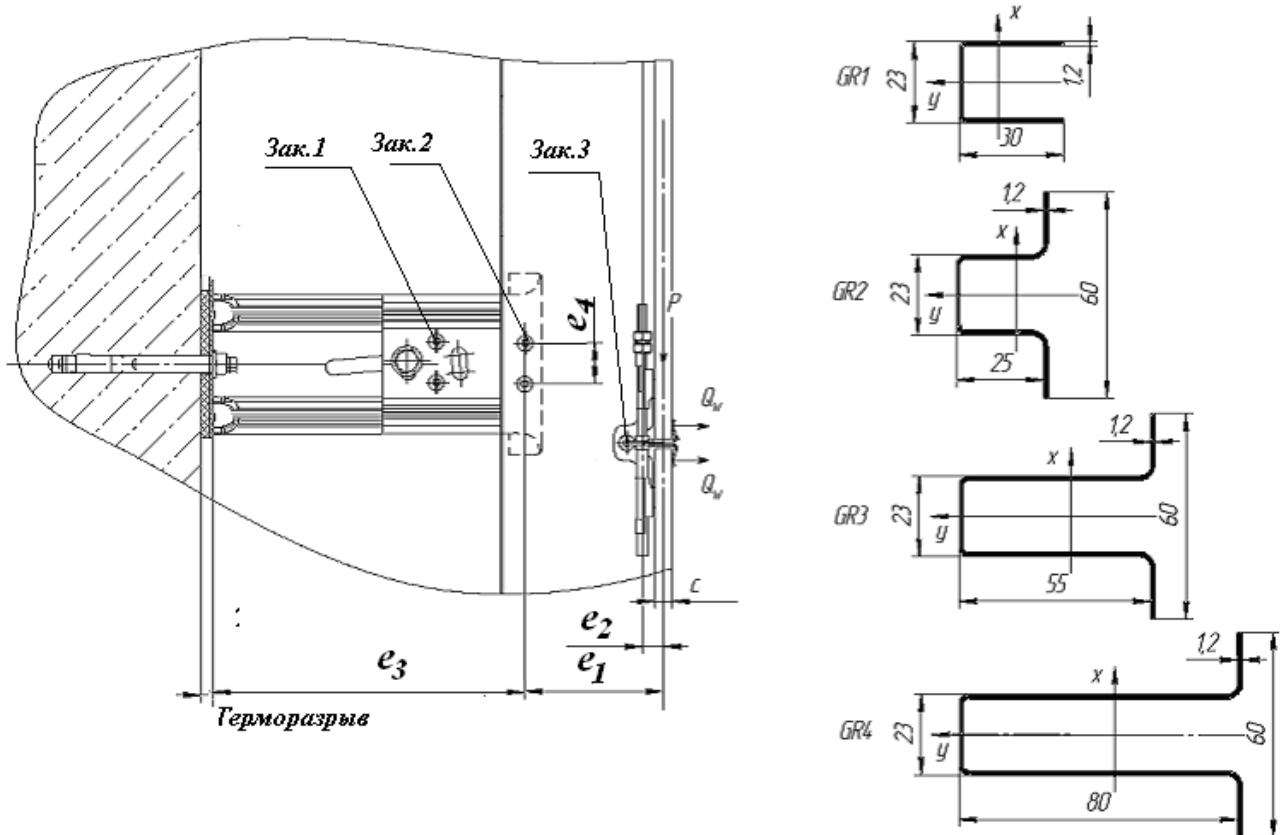


Таблица 9 Геометрические характеристики сечений направляющих профилей.

Тип профиля	A	Wx min.	Wy	Ix	Iy	Вес п/м.
	см 2	см 3	см 3	см 4	см 4	кг
GR1-12	0.94	0.497	0.77	0.91	0.89	0.73
GR2-12	1.26	0.876	0.92	1.01	2.71	0.98
GR3-12	1.984	2.68	1.21	8.21	3.57	1.53
GR4-12	2.58	4.75	1.45	20.65	4.28	2.0

Рис.2 Схема сборки узла клиппера, направляющего профиля и кронштейна.
Варианты сечения направляющих профилей.



Пример расчета № 1.

Исходные данные:

Район строительства г. Москва

Высота здания 150 м.

Ветровой район I; $W_0=23 \text{ кгс/м}^2$ (Таблица3).

Гололедный район II (толщина стенки гололеда с двух сторон по 5мм) Таблица5,6.,
при расчете всех деталей конструкции учитывается гололедная нагрузка.

Все расчеты проводятся с учетом гололедной нагрузки.

$[f] = l/300$ –относительный прогиб элементов фахверка (СНиП 2.03.06-85*)

Ветровая нагрузка На отм.150 (Таблица7):

для центральной части здания: $W_{max.} = 109.8 \text{ кгс/м}^2$; $K_z = 3.1$;

для угловой части здания: $W_{max.} = 199.6 \text{ кгс/м}^2$..

Формат плитки 600x600x10мм., S - вес $1 \text{ м}^2 = 27.5 \text{ кг.}$

Гололедная нагрузка: $i = \gamma \times b \times k \times \mu_2 \times \rho \times q = 9.2 \text{ г/м}^2$;

$\gamma_f = 1.4$ - коэффициент надежности по нагрузке; ψ - коэффициент сочетаний=0.9; для II района $i = 9.2*2 = 18.4 \text{ кгс/см}^2$; 2 - количество плоскостей обледенения; a - ширина плитки; b - высота плитки.

Расчетная ветровая нагрузка на отм. 150 м (Таблица 8);

$$W_m = W_o \times K_z \times C_p \times v \times \gamma_f \text{ кгс/см}^2 \text{ где:}$$

C_p -аэродинамический коэффициент давления;

$C_p = +1.0$ для наветренной стороны;

$C_p = -1.1$ для подветренной стороны;

K_z - эффициент, учитывающий динамические свойства несущих конструкций фасадов;

γ_f - - коэффициент надежности по нагрузке;

$$v = 1$$

Расчет сечения направляющих профилей.

I. Расчета прочности направляющего профиля GR4-12 длиной 3.6 м. на отм. 150м для нагрузки по схеме № 1.

$$P = a * (S + i * \psi + G_4 \times \gamma_f) * l = 0.6 * (27.5 + 18.4 * 0.9 + 2 * 1.4) * 3.6 = 101 \text{ кг.}$$

$$l = 3.2 \text{ м}, l_1 = 0.4 \text{ м}, e_1 = 8.0 \text{ см.}$$

$$G_4 = 2 \text{ кг. масса п.м направляющей GR4-12 ;}$$

$$M_p = \sum P * e_1 = 101 * 8.0 = 808 \text{ кгс*см.}$$

$$Q_p = M_p / l = 808 / 330 = 2.44 \text{ кгс.}$$

$$M_{p.on} = M_p = 808 \text{ кгс*см.}$$

$$M_{op.w} = 0.125) * q_w * l^2 - 0.5 * q_w * l_1^2 = 0.125 * 70 * 3.2^2 - 0.5 * 70 * 0.4^2 = 84 \text{ кгс*м.}$$

$$M_{konc.w} = q_w * l_1 = 28 \text{ кгс*м.}$$

$$Q_{op.w1} = q_w * l - 0.5 * q_w * l_1 = 189 \text{ кгс.}$$

$$M_{max.} = M_{op.w}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_{MAX.} + M_{p.on.}}{W_x} \leq \frac{R_u}{\gamma_n} =$$

$$= \frac{101}{2.7} + \frac{8400+808}{5.07} = 1853 \text{ кгс/см}^2 \leq \frac{2500}{1.05} = 2380 \text{ кгс/см}^2 \quad \text{где:}$$

2500 кгс/см² предел текучести для стали 12Х15Г9НД (AISI 201).

Проверка деформации сечения направляющей в рядовой зоне для схемы 1 :

$$f = \frac{5 \times q^n \times k \times l^4}{384 \times \gamma_f \times k_z \times E \times J_x} = \frac{5 \times 70 \times 1.15 \times 320^4}{384 \times 1.4 \times 2.49 \times 2320000 \times 21.7 \times 100} = 0.63 \text{ см} \leq f \leq 320/300 = 1.07 \text{ см}$$

Где: $\gamma_f = 1.4$ - коэффициент надежности по нагрузке; $K_f(Ze) = 2.49$ - коэффициент, учитывающий динамические свойства несущих конструкций фасадов, и умножаем на коэффициент $1.15 = k$ -коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (таб. 6 СНиП 2.01.07-85), 1.15 - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте.

Вывод: сечение направляющей GR4-12 удовлетворяет требованиям прочности для рядовой зоны.

II. Расчет прочности направляющего профиля GR3-12 длиной 3.0 м. на отм. 150м для нагрузки по схеме № 1.

для рядовой зоны на отм. 150 м.: $q_w = W_m * a = 109.8 * 0.6 = 70 \text{ кгс/м}^2$

$$P = a * (S + i * \psi + G_4 \times \gamma_f) * l = 0.6 * (27.5 + 18.4 * 0.9 + 1.57 * 1.4) * 3 = 83.3 \text{ кг.}$$

Проверка сечения направляющей GR3-12 для рядовой зоны:

$$l = 2.4 \text{ м}, l_1 = 0.6 \text{ м}, e_1 = 5.5 \text{ см.}$$

$$G_3 = 1.57 \text{ кг. масса п.м направляющей GR3-12 ;}$$

$$M_p = \Sigma P * e_1 = 83.3 * 5.5 = 458 \text{ кгс*см.}$$

$$Q_p = M_p / l = 458 / 260 = 1.76 \text{ кгс.}$$

$$M_{p.on} = M_p = 458 \text{ кгс*см.}$$

$$M_{оп.w} = 0.125 * q_w * l^2 - 0.5 * q_w * l_1^2 = 0.125 * 70 * 2.4^2 - 0.5 * 70 * 0.6^2 = 37.8 \text{ кгс*м.}$$

$$M_{конс.w} = q_w * l_1 = 70 * 0.3 = 21.0 \text{ кгс*см.}$$

$$Q_{оп.w1} = q_w * l - 0.5 * q_w * l_1 = 189 \text{ кгс.}$$

$M_{max.} = M_{op.w}$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_{MAX.} + M_{p.on.}}{W_x} \leq \frac{R_u}{\gamma_n} =$$

$$= \frac{83.3}{1.996} + \frac{3780+458}{2.81} = 1150 \text{ кгс/см}^2 \leq \frac{2500}{1.05} = 2380 \text{ кгс/см}^2 \quad \text{где:}$$

2500 кгс/см² предел текучести для стали 12Х15Г9НД (AISI 201).

$$f = \frac{0.0052 \times q^n \times k \times l^4}{\gamma_f \times k_z \times E \times J_x} = \frac{0.0052 \times 70 \times 1.15 \times 240^4}{1.4 \times 2.49 \times 2320000 \times 8.38 \times 100} = 0.2 \text{ см} \leq f \leq 240/300 = 0.8 \text{ см}$$

Где: $\gamma_f = 1.4$ - коэффициент надежности по нагрузке; $K_f(Ze) = 2.49$ - коэффициент, учитывающий динамические свойства несущих конструкций фасадов, и умножаем на коэффициент 1.15 = k -коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (таб. 6 СНиП 2.01.07-85), 1.15 - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте.

Вывод: сечения направляющей GR4-12 из стали 12Х15Г9НД (AISI 201) удовлетворяет требованиям прочности для рядовой зоны.

III. Расчет прочности направляющего профиля GR3-12 длиной 3.0 м. на отм. 150м для нагрузки по схеме №2.

для рядовой зоны на отм. 150 м.: $q_w = W_m * a = 109.8 * 0.6 = 70 \text{ кгс/м}^2$

$$P = a * (S + i * \psi + G_4 * \gamma_f) * l = 0.6 * (27.5 + 18.4 * 0.9 + 1.57 * 1.4) * 3 = 83.3 \text{ кг.}$$

Проверка сечения направляющей GR3-12 для рядовой зоны:

$$l = 2.4 \text{ м}, l_1 = 0.3 \text{ м}, e_1 = 5.5 \text{ см.}$$

$$G_3 = 1.57 \text{ кг. масса п.м направляющей GR3-12 ;}$$

$$M_p = \sum P * e_1 = 83.3 * 5.5 = 458 \text{ кгс*см.}$$

$$Q_p = M_p / l = 458 / 260 = 1.76 \text{ кгс.}$$

$$M_{p.on} = M_p = 458 \text{ кгс*см.}$$

$$M_{op.w} = 0.125 * q_w * l^2 - 0.5 * q_w * l_1^2 = 0.125 * 70 * 2.4^2 - 0.5 * 70 * 0.3^2 = 47.3 \text{ кгс*м.}$$

$$M_{konc.w} = 0.5 * q_w * l_1^2 = 0.5 * 70 * 0.3^2 = 3.15 \text{ кгс*м}$$

$$Q_{op.w1} = q_w * l - 0.5 * q_w * l_1 = 189 \text{ кгс.}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_{MAX.} + M_{p.on.}}{W_x} \leq \frac{R_u}{\gamma_n} =$$

$$= \frac{83.3}{1.996} + \frac{4730+458}{2.81} = 1888 \text{ кгс/см}^2 \leq \frac{2500}{1.05} = 2380 \text{ кгс/см}^2 \quad \text{где:}$$

2500 кгс/см² предел текучести для стали 12Х15Г9НД (AISI 201).

$$f = \frac{0.0052 \times q^n \times k \times l^4}{\gamma_f \times k_z \times E \times J_x} = \frac{0.0052 \times 70 \times 1.15 \times 240^4}{1.4 \times 2.49 \times 2320000 \times 8.38 \times 100} = 0.2 \text{ см} \leq f \leq 240/300 = 0.8 \text{ см}$$

Где: $\gamma_f = 1.4$ - коэффициент надежности по нагрузке; $K_f(Ze) = 2.49$ - коэффициент,

учитывающий динамические свойства несущих конструкций фасадов, и умножаем на коэффициент 1.15 = k-коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (таб. 6 СНиП 2.01.07-85), 1.15 - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте.

Вывод: сечения направляющей GR4-12 из стали 12Х15Г9НД (AISI 201) удовлетворяет требованиям прочности для рядовой зоны.

IV. Расчет прочности направляющего профиля GR-12 длиной 3.6 м. на отм. 150м для нагрузки по схеме № 3.

для рядовой зоны на отм. 150 м.: $q_w = W_m * a = 109.8 * 0.6 = 70 \text{ кгс/м}^2$

$$P = a * (S + i * \psi + G_4 * \gamma_f) * l = 0.6 * (27.5 + 18.4 * 0.9 + 1 * 1.4) * 1.5 = 40.9 \text{ кг.}$$

$$l = 1.5 \text{ м}, l_1 = 0.3 \text{ м}, e_1 = 2.5 \text{ см.}$$

$$G_2 = 1 \text{ кг. ;}$$

$$M_p = P * e_1 = 40.9 * 2.5 = 102 \text{ кгс*см.}$$

$$Q_p = M_p / l = 102 / 360 = 0.28 \text{ кгс}$$

$$M_{p.on} = M_p = 102 \text{ кгс*см}$$

$$M_{op.w} = 0.125 * q_w * l^2 = 0.125 * 70 * 1.5^2 = 19.7 \text{ кгс*м}$$

$$M_{konc.w} = 0.5 * q_w * l_1^2 = 0.5 * 70 * 0.3^2 = 3.15 \text{ кгс*м}$$

$$Q_{op.w1} = 1.125 * q_w * l = 118 \text{ кгс}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_{MAX.} + M_{p.on.}}{W_x} \leq \frac{R_u}{\gamma_n} =$$

$$= \frac{40.9}{1.276} + \frac{1970+102}{0.942} = 2232 \text{ кгс/см}^2 \leq 2380 \text{ кгс/см}^2 \text{ где:}$$

2500 кгс/см² предел текучести для стали 12Х15Г9НД (AISI 201).

Проверка деформации сечения направляющей в рядовой зоне для схемы 2 на отм. 150м :

$$f = \frac{0.0052 \times q^n \times k \times l^4}{\gamma_f \times k_z \times E \times J_x} = \frac{0.0052 \times 70 \times 1.15 \times 150^4}{1.4 \times 2.49 \times 2320000 \times 1.34 \times 100} = 0.19 \text{ см} \leq f \leq 150/300 = 0.5 \text{ см}$$

Где: $\gamma_f = 1.4$ - коэффициент надежности по нагрузке; $K_f(Ze) = 2.49$ - коэффициент, учитывающий динамические свойства несущих конструкций фасадов, и умножаем на коэффициент $1.15 = k$ -коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (таб. 6 СНиП 2.01.07-85), 1.15 - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте.

Вывод: сечения направляющей GR2-12 из стали AISI 201 (12Х17) удовлетворяет требованиям прочности для рядовой зоны.

V. Расчет прочности направляющего профиля GR2-12 длиной 3.6 м. на отм. 150м для нагрузки по схеме № 4 в угловой зоне.

для угловой зоны на отм. 150 м: $q_w = W_m * a = 199.6 * 0.6 = 120 \text{ кгс/м}^2$

$l = 1.0 \text{ м}, l_1 = 0.3 \text{ м}, e_1 = 2.5 \text{ см.}$

$$P = a * (S^* + i * \psi + G_2 \times \gamma_f) = 0.6 * (27.5 + 18.4 * 0.9 + 1 * 1.4) * l = 27.3 \text{ кг.}$$

$G_1 = 1 \text{ кг. ;}$

$$M_p = P * e_1 = 27.3 * 2.5 = 68.3 \text{ кгс*см}$$

$$Q_p = M_p / l = 68.3 / 100 = 0.68 \text{ кгс}$$

$$M_{p.on} = M_p = 68.3 \text{ кгс*см}$$

$$M_{op.w} = 0.1 * q_w * l^2 = 0.1 * 120 * 1^2 = 12 \text{ кгс*м.}$$

$$M_{konc.w} = 0.5 * q_w * l_1^2 = 0.5 * 120 * 0.3^2 = 5.4 \text{ кгс*м.}$$

$$Q_{op.w1} = 1.1 * q_w * l = 132 \text{ кгс.}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_{MAX.} + M_{p.on.}}{W_x} \leq \frac{R_u}{\gamma_n} =$$

$$= \frac{27.3}{1.276} + \frac{570 + 61.3}{0.942} = 691 \text{ кгс/см}^2 \leq 2380 \text{ кгс/см}^2 \text{ где:}$$

2500 кгс/см² предел текучести для стали 12Х15Г9НД (AISI 201).

Проверка деформации сечения направляющей в рядовой зоне для схемы 3 :

$$f = \frac{0.00675 \times q^n \times k \times l^4}{\gamma_f \times k_z \times E \times J_x} = \frac{0.00675 \times 120 \times 1.15 \times 100^4}{1.4 \times 2.49 \times 2320000 \times 1.34 \times 100} = 0.086 \text{ см} \leq f \leq 100/300 = 0.33 \text{ см}$$

Где: $\gamma_f = 1.4$ - коэффициент надежности по нагрузке; $K_f(Ze) = 2.49$ - коэффициент,

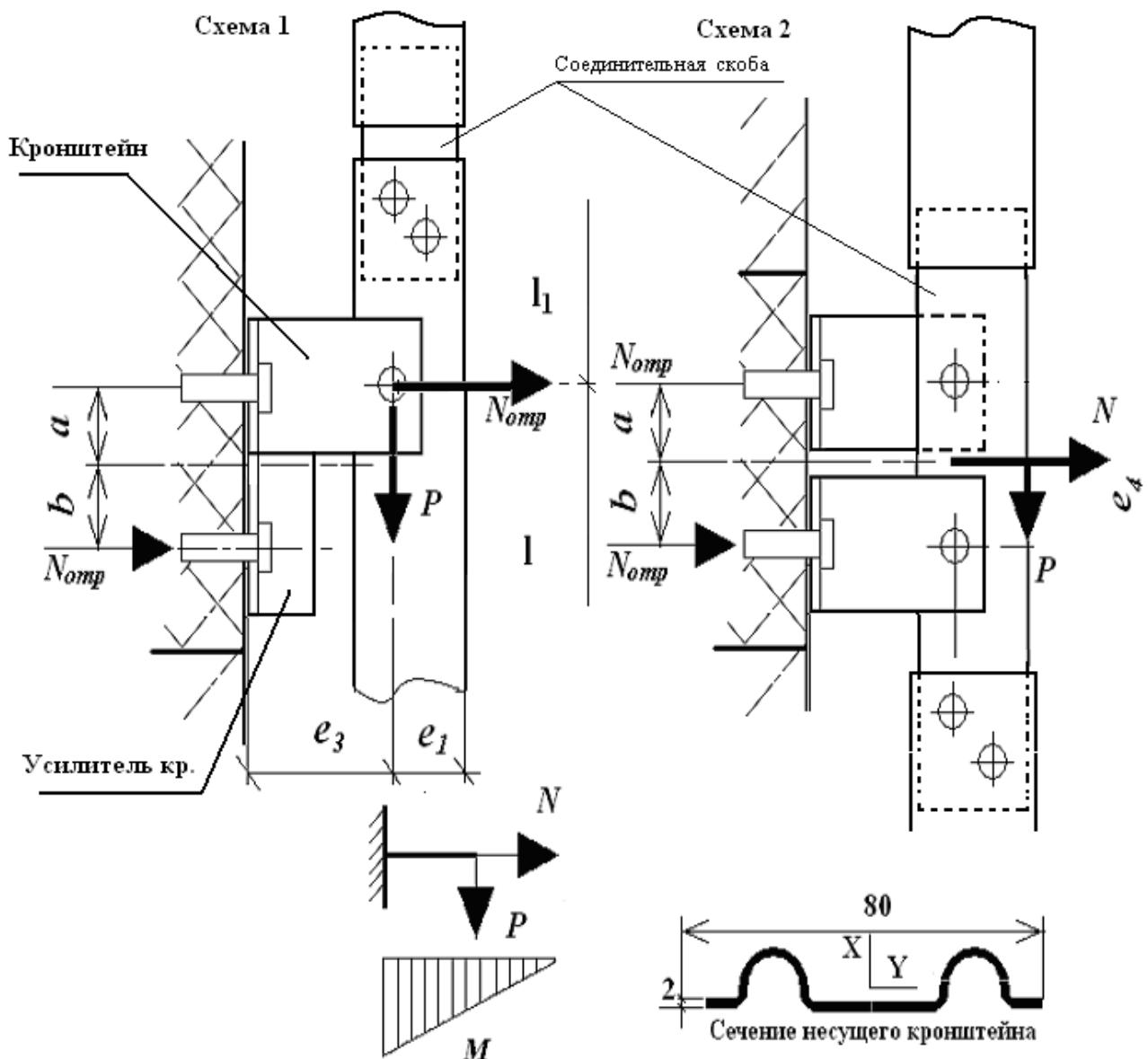
учитывающий динамические свойства несущих конструкций фасадов, и умножаем на коэффициент 1.15= k-коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (таб. 6 СНиП 2.01.07-85), 1.15 - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте.

Вывод: сечения направляющей GR-12 из стали AISI 201 (12Х17) удовлетворяет требованиям прочности для рядовой зоны, а сечения направляющей GR2-12 из стали AISI 201 удовлетворяет требованиям прочности для угловой зон.

Расчет несущих кронштейнов

Расчетная схема несущих кронштейнов - консоль с вылетом L_{kp}, определяемым исходя из толщины применяемого утеплителя и неровностью несущих стен здания. Кронштейн крепится к стене анкерным дюбелем или распорными анкерами. Шаг кронштейнов - по горизонтали: соответствует ширине плитки ; по вертикали - соответствует выбранной схеме высоте плитки. Кронштейны воспринимают горизонтальные ветровые нагрузки, вертикальные нагрузки от собственного веса и веса облицовочного материала с плечом L_{kp}. Кронштейны, длина которых увеличена за счет удлинителя, воспринимают те же нагрузки, при этом необходимо проверить прочность заклепочное соединение кронштейна с удлинителем только от действия горизонтальной ветровой нагрузки. Заклепочные соединения рассчитываются на срез. Для соединения элементов каркаса используется заклёпки 4.8-12. Термопрокладки изготавливаются из стереорегулярного (изотактического) полипропилена объёмный вес – 0,9 г/см³, прочность при +200С составляет 20МПа, температура охрупчивания до – 500С или полиамида 6. Анкеровка в стене рассчитывается на срез, растяжение и вырыв от совместного действия вертикальных (вес) и горизонтальных (ветровых) нагрузок. Для крепления кронштейнов к стене применяются распорные или kleевые (химические) дюбели ведущих фирм производителей крепежа, таких как “FISHER”, “HILTI”, “MUNGO”, “EJOT”, имеющих сертификаты соответствия, выданные в Российской Федерации. Несущая способность дюбеля типа MUNGO: в бетоне N=300 кгс., в кирпиче N=50 кгс., в керамзитобетоне N=100 кгс..

Рис.3 Схемы установки несущих кронштейнов.



Проверка сечения несущего кронштейна (Рис. 3, схема а):

Таблица 11. Геометрические характеристики сечения кронштейна.

Тип кронштейна и	A	Wx	Wy min.	Ix	Iy	Вес п/метр
------------------	---	----	---------	----	----	---------------

удлинителя

	см 2	см 3	см 3	см 4	см 4	кг
BR-004	2.53	4.38	0.5	22.5	0.48	1.96

Расчетная ветровая нагрузка (Таблица7);

рядовая зона: $N = W_{max} \cdot a \cdot L_{np} = 109.8 \cdot 0.6 \cdot 3.6 = 252 \text{ кгс/м}^2$.

угловая зона: $N = W_{max} \cdot a \cdot L_{np} = 199.6 \cdot 0.6 \cdot 3.6 = 432 \text{ кгс/м}^2$.

Расчетная нагрузка от собственного веса плитки, гололеда и веса направляющих при длине профиля 3.6 м. ;

$P = a \cdot (S + i \cdot \psi + G_4 \cdot \gamma_f) \cdot l = 0.6 \cdot (27.5 + 18.4 \cdot 0.9 + 2 \cdot 1.4) \cdot 3.6 = 101 \text{ кг.}$

Расчетная нагрузка от собственного веса плитки, гололеда и веса направляющих при длине профиля 3.0 м. ;

$P = a \cdot (S + i \cdot \psi + G_4 \cdot \gamma_f) \cdot l = 0.6 \cdot (27.5 + 18.4 \cdot 0.9 + 1.57 \cdot 1.4) \cdot 3 = 83.3 \text{ кг.}$

$e_1 = 2.5; 5.5; 8 \text{ см, } e_3 = 25.0 \text{ см., } l_1 = l_2 = 30 \text{ см., } a + b = 11.5 \text{ см., } c = 6.0 \text{ см..}$

Проверка сечения кронштейна и дюбеля на вырыв из стены:

$R_A = N_{анкер} = b/(a+b) \cdot N_y + M_z/(a+b) \text{ или } N_{анкер} = b/(a+b) \cdot N_y + Le/(a+b) \cdot P_d$

где $Le = e_3$ - расстояние от полки кронштейна, прилегающего к основанию до точки крепления профиля, P – вертикальная нагрузка от веса облицовки. Изгибающий момент M_z , передаваемый от веса облицовки на несущий кронштейн:

$M_z = \rho \cdot L_{np} \cdot H_{np} \cdot t \cdot Le$

где $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$ - плотность керамогранита, $t = 0.01 \text{ м}$ – толщина керамогранита, $L_{np} = 3.0 - 3.6 \text{ м}$ – длина профиля, $H_{np} = 0.6 \text{ м}$ – вертикальный шаг профилей, $Le = e_3$ – плечо кронштейна.

Изгибающий момент M_N от ветровой нагрузки N_y :

$M_N = N_y \cdot a$

I. $L_{np} = 3.6 \text{ м.}$ Несущая способность дюбеля типа MUNGO:

в бетоне $N = 300 \text{ кгс.}$;

Схема № 1

1.1 - для рядовой зоны $N_{\text{анкер}} = 8.75/11.5 \times 252 + 101 \times 25/11.5 = 411 \text{ кгс.}$

1.2 - для угловой зоны $N_{\text{анкер}} = 8.75/11.5 \times 432 + 101 \times 25/11.5 = 548 \text{ кгс}$

Схема № 2.

2.1 - для рядовой зоны $N_{\text{анкер}} = 3/6 \times 252 + 101 \times 25/6 = 546 \text{ кгс.}$

2.2 - для угловой зоны $N_{\text{анкер}} = 3/6 \times 432 + 101 \times 25/6 = 637 \text{ кгс.}$

при установке не менее 2х дюбелей допустимая нагрузка на узел составит 600 кгс.

Вывод: в вариантах 1.1;1.2; 2.1 достаточно 2х дюбелей, для варианта 2.2 - требуется установить дополнительный третий дюбель или увеличить межцентровое расстояние с до 8 см.

Проверка сечения кронштейна:

$$P = a * (S + i * \psi + G_4 \times \gamma_f) * l = 0.6 * (27.5 + 18.4 * 0.9 + 2 * 1.4) * 3.6 = 101 \text{ кг.}$$

$$M = P * e_3 = 101 * 25 = 2525 \text{ кгс* см}$$

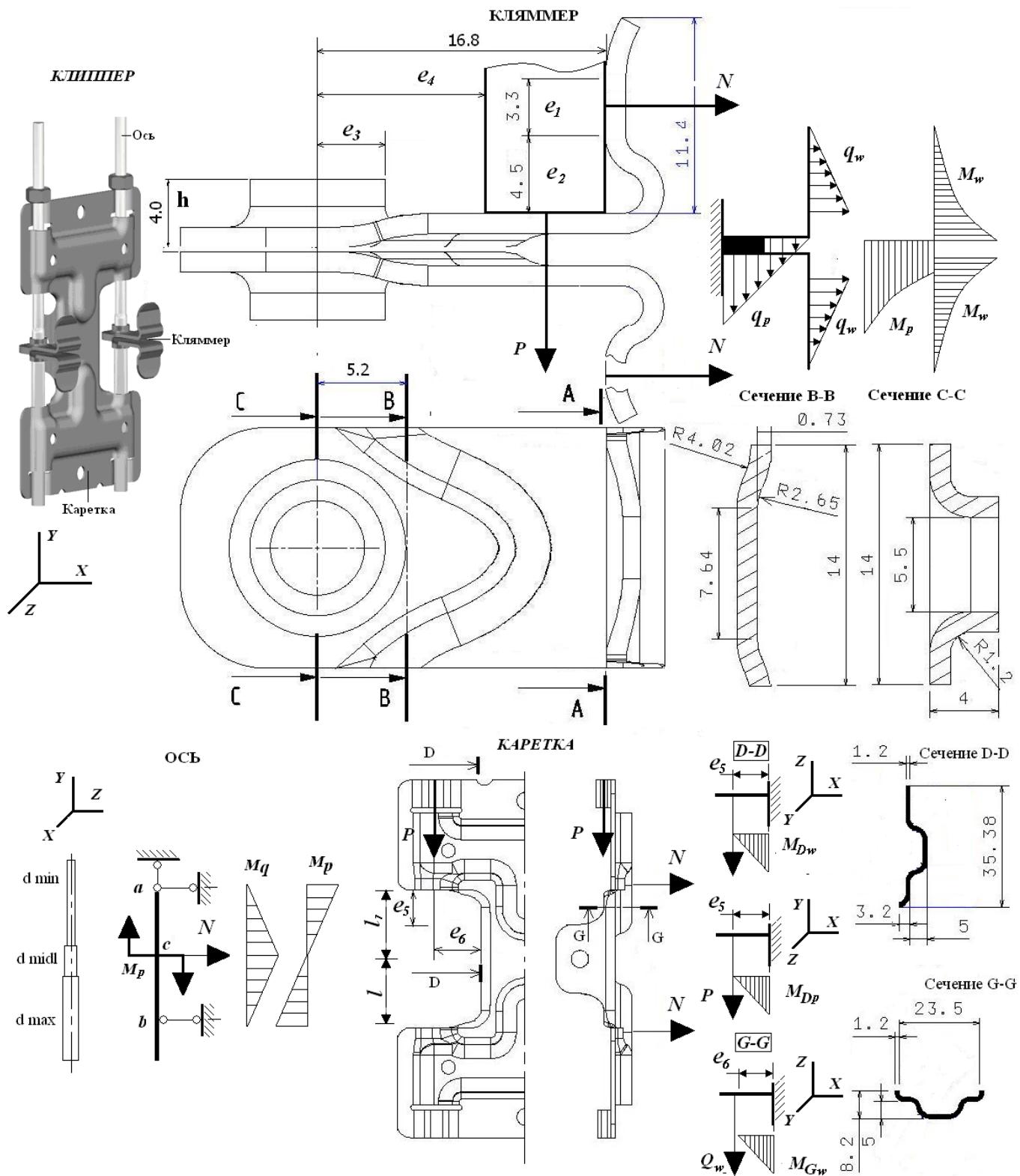
$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \leq \frac{R_u}{\gamma_n} = \frac{432}{2.53} + \frac{2525}{4.38} = 1168 \text{ кгс/см}^2 \leq 2380 \text{ кгс/см}^2 \text{ где:}$$

2500 кгс/см² предел текучести для стали 12Х15Г9НД (AISI 201).

Вывод: сечения кронштейна удовлетворяет требованиям прочности для рядовой и угловой зон.

Расчет узла клиппера

Рис.4 Схемы расчета деталей узла клиппера.



I. Проверка сечения кляммера для рядовой зоны на отм.150 метров.

Формат плитки - **600x600x10 мм..**

Горизонтальная ветровая нагрузка на одну скобу кляммера:

$$N = W \cdot t \cdot 150 \text{м} * 0.5 * a * 0.5 * b = 109.8 * 0.5 * 0.6 * 0.5 * 0.6 = 9.9 \text{ кгс/см}^2;$$

Вертикальная нагрузка на одну скобу кляммера от веса плитки и гололеда:

$$P = 0.5 * a * b (S^* + i * \psi^+) = 0.5 * 0.6 * 0.6 * (27.5 + 18.4 * 0.9) = 7.93 \text{ кг.}$$

Где:

Z

$S = 27.5 \text{ кгс/см}^2$ - масса м^2 плитки толщиной 10 мм;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке;

a- ширина плитки, b- высотта плитки (м)

$$i = \gamma \times b \times k \times \mu_2 \times \rho \times q = 9.2 \text{ г/м}^2$$

для II района $i = 9.2 * 2 = 18.4 \text{ кгс/см}^2$

ψ - коэффициент сочетаний = 0.9;

$\gamma_f = 1.4$ - коэффициент надежности по нагрузке.

I.

Геометрические характеристики сечений кляммера:

t - толщину листа стали (кляммера) 1.2 - мм.;

t_1 - ширина рабочей поверхности кляммера 14 мм.;

$$W_A = (t^2 * t_A / 6) = (0.12^2 * 1.4 / 6) = 0.00336 \text{ см}^3, A_a = 0.168 \text{ см}^3;$$

$$W_{B^+} = 0.008 \text{ см}^3, W_{B^-} = 0.006 \text{ см}^3, A_B = 0.19 \text{ см}^3;$$

$$W_{C^+} = 0.014 \text{ см}^3, W_{C^-} = 0.022 \text{ см}^3, A_C = 0.15 \text{ см}^3;$$

c - толщина плитки = 10 мм.;

$e_1 = 3.3$ мм., $e_2 = 4.5$ мм. $e_3 = 1.6$ мм., $e_4 = 6.8$ мм.;

Материал коррозионностойкая сталь AISI 304 (12X18H10T), $\frac{R_u}{\gamma_m} = \frac{2050}{1.05} = 1950 \text{ кгс/см}^2$.

Сечение по А-А:

На вертикальную часть скобы на участке E_1 действует равномерно распределенная нагрузка;

$$M_w = N * (e_1/3 + e_2) = 9.9 * (0.33/3 + 0.45) = 5.55 \text{ кгс*см.}$$

$$\sigma_A = \frac{M_w}{W_A} + \frac{N}{A_A} = \frac{5.55}{0.00336} + \frac{9.9}{0.168} = 171 \text{ кгс/см}^2 \leq \frac{R_u}{\gamma_m} = 1950 \text{ кгс/см}^2$$

Сечение по В-В:

На горизонтальную часть скобы действует ветровая нагрузка $M_w = 5.55$ кгс*см. и равномерно распределенная нагрузка от веса облицовочной плитки с плечом c . Усилия воспринимаются сразу двумя горизонтальными плашадками верхней и нижней скоб:

$$M_{PB} = P * (C/3 + E_3) = 7.93 * (1/3 + 0.16) = 3.91 \text{ кгс* см.}$$

$$\sigma_B = \frac{2 \times M_W + M_{PB}}{W_B^- + W_B^+} + \frac{2 \times N}{A_B} = \frac{2 \times 5.55 + 3.91}{0.006 + 0.008} + \frac{2 \times 9.9}{0.19} = 1176 \text{ кгс/см}^2 \leq \frac{R_u}{\gamma_m} = \frac{2050}{1.05} = 1950 \text{ кгс/см}^2$$

Сечение по С-С:

На горизонтальную часть скобы действует ветровая нагрузка $M_w = 4.5 \text{ кгс*см.}$ и равномерно распределенная нагрузка от веса облицовочной плитки с плечом С и сосредоточенная нагрузка с плечом E_5 . Усилия воспринимаются сразу двумя посадочными зонами верхней и нижней скоб высотой $h = 4 \text{ мм.}$ каждая:

$$M_{PC} = P * (C/3 + E_5) = 7.93 * (1/3 + 0.68) = 8.04 \text{ кгс* см.}$$

расчет проводим с учетом нагрузок и сопротивлений в верхней и нижней скобах:

$$\sigma_B = \frac{2 \times M_{WC} + M_{PC}}{W_C^- + W_C^+} + \frac{2 \times N}{A_C} = \frac{2 \times 5.55 + 8.04}{0.014 + 0.022} + \frac{2 \times 9.9}{0.15} = 664 \text{ кгс/см}^2 \leq \frac{R_u}{\gamma_m} = \frac{2050}{1.05} = 1950 \text{ кгс/см}^2$$

расчет с учетом нагрузок и сопротивлений только верхней скобы (стартовый клиппер).

$$\sigma_B = \frac{M_{WC} + M_{PC}}{W_C^+} + \frac{N}{A} = \frac{5.55 + 8.04}{0.014} + \frac{9.9}{0.15} = 1037 \text{ кгс/см}^2 \leq \frac{R_u}{\gamma_m} = \frac{2050}{1.05} = 1950 \text{ кгс/см}^2$$

Рабочая часть клиппера (A) изготовлена из нержавеющей стали AISI 304 (12X18H10T). Свойства стали приведены в Таблице 1.

Вывод: сечения рабочей части клиппера (кляммера) удовлетворяет требованиям прочности для рядовой зоны.

II. Проверка сечения оси клиппера на отм.150 метров.

Расчет производится для рядовой зоны на отм. 150 м.:

Формат плитки - 600x600x10мм

Горизонтальная ветровая нагрузка сечения D-D:

$$N = W \text{ отм. } 150 \text{ м. } 0.5 * a * 0.5 * b = 109.8 * 0.5 * 0.6 * 0.6 = 19.8 \text{ кгс/см}^2;$$

Вертикальная нагрузка сечения D-D :

$$P = 0.5 * a * b (S^* + i * \psi) = 0.5 * 0.6 * 0.6 * (27.5 + 18.4 * 0.9) = 7.93 \text{ кг.}$$

Где:

$S = 27.5 \text{ кгс/см}^2$ - масса м^2 плитки толщиной 10 мм;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке;

а- ширина плитки, б- высотта плитки (м)

$$i = \gamma * b * k * \mu_2 * \rho * q = 9.2 \text{ г/м}^2$$

для II района $i = 9.2 * 2 = 18.4 \text{ кгс/см}^2$

ψ - коэффициент сочетаний = 0.9;

γ_f = 1.4 - коэффициент надежности по нагрузке.

Геометрические характеристики сечения оси:

$d_{min} = 5$ мм; $d_{midl} = 5.5$ мм; $d_{max} = 6$ мм;

$W_{min} = 0.0122 \text{ см}^3$, $A_{min} = 0.19 \text{ см}^2$. $W_{midl} = 0.0159 \text{ см}^3$, $A_{midl} = 0.23 \text{ см}^2$.

c - толщина плитки = 10 мм; ;

$l + l_1 = 40$ мм. $h = 4$ мм

Материал коррозионностойкая сталь AISI 304 (12X18H10T), $\frac{Ru}{\gamma_m} = \frac{2050}{1.05} = 1950 \text{ кгс/см}^2$.

$M_p = P * (C/3 + E_5) = 7.93 * (1/3 + 0.68) = 8.04 \text{ кгс* см.}$

Кляммер в среднем положении точки с.

Сечение в точке с: $M_q = N \times \frac{l}{l_1} = 19.8 \times \frac{2}{2} = 19.8 \text{ кгс/см.}$

Сечение в точке а: $M_p = M_P \times \frac{l}{l + l_1} = 8.04 \times \frac{2}{4} = 4.02 \text{ кгс/см.}$

Кляммер в крайнем верхнем (нижнем) положении точки а, $l = h = 4$ мм.

Сечение в точке с: $M_q = N \times \frac{h}{l_1} = 19.8 \times \frac{0.4}{2} = 3.96 \text{ кгс/см.}$

Сечение в точке а: $M_p = M_P \times \frac{h}{l + l_1} = 8.04 \times \frac{0.4}{4} = 0.8 \text{ кгс/см.}$

Проверка сечение оси при максимальных нагрузках: кляммер находится в точке с;
-проверяем сечение оси в тачке с:

$\max \sigma_a = \frac{M_q}{W_{midl}} + \frac{P}{A_{midl}} = \frac{19.8}{0.0159} + \frac{7.93}{0.23} = 1280 \text{ кгс/см}^2 \leq \frac{Ru}{\gamma_m} = \frac{2050}{1.05} = 1950 \text{ кгс/см}^2$

-проверяем сечение оси в тачке а:

$\max \sigma_c = \frac{M_p}{W_{min}} + \frac{P}{A_{min}} = \frac{4.02}{0.0122} + \frac{7.93}{0.19} = 371 \text{ кгс/см}^2 \leq \frac{Ru}{\gamma_m} = \frac{2050}{1.05} = 1950 \text{ кгс/см}^2$

Вывод: сечения оси клиппера удовлетворяет требованиям прочности для рядовой.

III. Проверка сечения каретки для рядовой зоны на отм. 150 метров.

Расчет производится для рядовой зоны на отм. 150 м.:

Формат плитки - 600x600x10мм

Сечение по D-D:

Горизонтальная ветровая нагрузка сечения D-D:

$$N = W_{otm.} 150m * 0.5 * a * 0.5 * b = 109.8 * 0.5 * 0.6 * 0.6 = 19.8 \text{ кгс/см}^2;$$

Вертикальная нагрузка сечения D-D :

$$P = 0.5 * a * b (S^* + i * \psi +) = 0.5 * 0.6 * 0.6 * (27.5 + 18.4 * 0.9) = 7.93 \text{ кг.}$$

Где:

$S = 27.5 \text{ кгс/см}^2$ - масса м^2 плитки толщиной 10 мм;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке;

а- ширина плитки, б- высотта плитки (м)

$$i = \gamma * b * k * \mu_2 * \rho * q = 9.2 \text{ г/м}^2$$

для II района $i = 9.2 * 2 = 18.4 \text{ кгс/см}^2$

ψ - коэффициент сочетаний = 0.9;

$\gamma_f = 1.4$ - коэффициент надежности по нагрузке.

Геометрические характеристики сечения D-D :

t - толщину листа стали (кляммера) 1.2 - мм;

$\min. W_{Dy} = 0.05 \text{ см}^3$, $\min. W_{Dx} = 0.27 \text{ см}^3$, $A_D = 0.49 \text{ см}^3$.

c - толщина плитки = 10 мм; ;

$e_5 = 13 \text{ мм.}$

Материал коррозионностойкая сталь AISI 304 (12X18H10T), $\frac{Ru}{\gamma_m} = \frac{2050}{1.05} = 1950 \text{ кгс/см}^2$.

$$M_{DW} = N * e_5 = 19.8 * 1.3 = 25.8 \text{ кгс*см.}$$

$$M_{DP} = N * e_5 = 7.93 * 1.3 = 10.3 \text{ кгс*см.}$$

расчет проводится с учетом нагружения верхней и нижней скоб:

$$\sigma_D = \frac{M_{DW}}{W_{Dy}} + \frac{M_{DX}}{M_{Dx}} = \frac{25.8}{0.05} + \frac{10.3}{0.27} = 554 \text{ г/см}^2 \leq \frac{Ru}{\gamma_m} = \frac{2050}{1.05} = 1950 \text{ кгс/см}^2$$

Сечение по G-G:

Горизонтальная ветровая нагрузка сечения D-D:

$$N = W_{otm.} 150m * 0.5 * a * 0.5 * b = 109.8 * 0.5 * 0.6 * 0.6 = 39.6 \text{ кгс/см}^2;$$

Вертикальная нагрузка сечения D-D :

$$P = 0.5 * a * b (S^* + i * \psi +) = 0.6 * 0.6 * (27.5 + 18.4 * 0.9) = 15.86 \text{ кг.}$$

Геометрические характеристики сечения D-D :

t - толщину листа стали (кляммера) 1.2 - мм;

$\min. W_{GY} = 0.19 \text{ см}^3$, $\min. W_{GX} = 0.05 \text{ см}^3$, $A_G = 0.4 \text{ см}^2$.

$e_6 = 10 \text{ мм.}$

$$M_{GW} = N * e_6 = 39.6 * 1.0 = 39.6 \text{ кгс*см.}$$

расчет проводится с учетом нагружения верхней и нижней скоб:

$$\sigma_G = \frac{M_{GW}}{W_{GX}} + \frac{P}{A_G} = \frac{39.6}{0.05} + \frac{15.86}{0.4} = 832 \text{ кгс/см}^2 \leq \frac{R_u}{\gamma_m} = \frac{2050}{1.05} = 1950 \text{ кгс/см}^2.$$

Вывод: сечения каретки клиппера удовлетворяет требованиям прочности для рядовой зоны.

Максимальное напряжение отм. 150 метров в узле клиппера возникает в сечение А-А, где $\sigma_{\max.} = 1711 \text{ кг/см}^2 = 1.711 \text{ e+008 Н/м}^2$.

Проверка направляющих по второму предельному состоянию для данного типа конструктивного элемента не является обязательной (СНиП 2.01.07-85 п. 10.4)

Расчет заклепочных соединений

1. Усилие воспринимаемое заклепочным полем (Зак1):

Рассчитываем усилие в заклепочном поле (Зак1) только от действия ветровой нагрузки, так как нагрузка от веса плитки передается через профиль кронштейна, конструкция которого обеспечивает распределение вертикальной нагрузки по всему кронштейну:

$$P = a * (S^* + i * \psi + G_4 * \gamma_f) = 0.6 * (27.5 + 18.4 * 0.9 + 2 * 1.4) * (l + l_1) = 84.3 \text{ кг.}$$

$$N = W_{OTM.} 150 \text{ м} * a * (l + l_1) = 109.8 * 0.6 * 3 = 197.6 \text{ кгс/см}^2;$$

$$N_{зак1} = \sqrt{\frac{Q_w * k_1}{n * n_c}} = \sqrt{\frac{197.6 * 1.2^2}{2 * 2}} = 60 \text{ кгс} \leq 150 \text{ кгс}$$

2. Усилие воспринимаемое заклепочным полем (Зак 2):

$$P = a * (S^* + i * \psi + G_4 * \gamma_f) = 0.6 * (27.5 + 18.4 * 0.9 + 2 * 1.4) * (l + l_1) = 84.3 \text{ кг.}$$

$$N = W_{OTM.} 150 \text{ м} * a * (l + l_1) = 109.8 * 0.6 * 3 = 197.6 \text{ кгс/см}^2;$$

$$N_{зак2} = \sqrt{\left(\frac{(P * e_3) * k_3}{e_4 * n_c} + \frac{N * k_1}{n * n_c}\right)^2 + \left(\frac{\sum P * k_3}{n * n_c}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{(84.3 * 6.5) * 1.2}{11.5 * 2} + \frac{360 * 1.2}{2 * 2}\right)^2 + \left(\frac{84.3 * 1.2}{2 * 2}\right)^2} = 137 \text{ кгс} \leq 150 \text{ кгс}$$

Где: $k_3=1.2$ - коэффициент запаса; n – количество заклепок; n_c – количество плоскостей среза, $e_3 = 6.5\text{ см.}$;

2. Усилие воспринимаемое заклепочным полем (Зак3):

Горизонтальная ветровая нагрузка:

$$N = W_{\text{отм.}} 150\text{м} * 0.5 * a * 0.5 * b = 109.8 * 0.6 * 0.6 = 39.6 \text{ кгс/см}^2;$$

Вертикаль нагрузка от веса плитки и гололеда:

$$P = a * b (S^* + i * \psi^*) = 0.6 * 0.6 * (27.5 + 18.4 * 0.9) = 15.9 \text{ кг.};$$

$$e_3 = 1.5\text{ см.}; e_4 = 2.5\text{ см.};$$

$$N_{\text{зак2}} = \sqrt{\left(\frac{Q_w * k_1}{n * n_c}\right)^2 + \left(\frac{P * k_3}{n * n_c}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{39.6 * 1.2}{2 * 2}\right)^2 + \left(\frac{84.3 * 1.2}{2 * 2}\right)^2} = 28\text{ кгс} \leq 150\text{ кгс}$$

Основные параметры вытяжных заклёпок « HARPOON» со стандартным бортиком приведены в таблице 2.

Вывод: прочность и число заклепок удовлетворяет требованиям прочности для заклепок из углеродистой стали и стали А2.

Проверочный расчет узла клиппера с помощью программного комплекса CATIA V4.

I. Исходные данные расчета для рядовой зоны на отм. 150 метров. Рис.5.

Нагружение математической модели клиппера полностью соответствует нагрузкам используемым в расчетах деталей клиппера в п.п I., II., III.:

- на каждую скобу кляммера действует горизонтальная нагрузка, распределенная по опорной площадки фронтальной части скобы кляммера; $N = 9.9 \text{ кгс/см}^2$;
- на каждую скобу кляммера действует вертикальная нагрузка, распределенная по опорной площадки нижней части скобы кляммера; $P = 7.93 \text{ кг.}$

Результат расчета: $\sigma_{\text{max.}} = 1.46039 \text{ e+008 N/m}^2$. (сравнительный расчет $\sigma_{\text{max.}} = 1.711 \text{ e+008 N/m}^2$.)

Выводы и оценки работоспособности конструкции узла клиппера:

Расчетное максимальное напряжение отм. 150 метров в узле клиппера при расчете по первой группе предельного состояния возникает в сечение А-А, где $\sigma_{\text{max.}} = 1711 \text{ кг/см}^2 = 1.711 \text{ e+008 N/m}^2$.

Результат проверочного расчета с помощью программного комплекса CATIA V4: $\sigma_{\max.} = 1.46039 \text{e}+008 \text{ N/m}^2$.

Вывод: сечения деталей, входящих в узел клиппера удовлетворяют требованиям прочности.

Рис.5 Проверочный расчет узла клиппера на отм. 150 метров (формат плитки 600*600*10мм) с помощью программного комплекса CATIA V4.

