

ООО Фирма "Осень"

Перв. применен

Справ. №

Пояснительная записка

Статический расчёт конструкций

Ангар 18х20 м.

Шифр ADSR-020/09-ПЗ

Подпись и дата

№ инв. № д/дл.

Взамен инв.

Подпись и дата

Инв.№ подл.

Главный инженер проекта

Москва 2009г.

Перв. применен
Справ. №

Расчет металлической конструкции здания.

1. Исходные данные для проектирования

1. Район строительства Московская область, п.Кратово, ул. Горького, д.64 конструкция предназначена для установки на местности, отнесённой к типу "Б".
2. Ангар габаритными размерами 18х20 м, высота в чистоте 5 м, высота здания с кровельной конструкцией 7.425м.
3. Учёт ответственности соответствует II уровню согласно ГОСТ 27751-88, с коэффициентом надёжности по ответственности $\gamma_n = 0,95$.

2. Конструктивное решение

В проекте к разработке принят вариант здания силовой каркас, которого представляет собой пространственную систему металлоконструкций из опорных колонн, ферм покрытий и самонесущих навесных панелей ограждения типа "сэндвич". Опорные колонны из профильных труб 120х120х5мм, имеющие базу для крепления к фундаменту и верхний узел крепления ферм. Фермы выполнены из профильных труб 80х80х4 в 60х60х2.5мм, покрываются кровельными сэндвич панелями. Стеновые сэндвич панели укрепляются на опорные колонны вертикально.

3. Исходные данные для расчета

Статический расчет несущих конструкций выполняется методом конечных элементов. В расчете на возникающие максимальные усилия и перемещения рассматривалась пространственная конечно-элементная модель, представленная на рис.1.

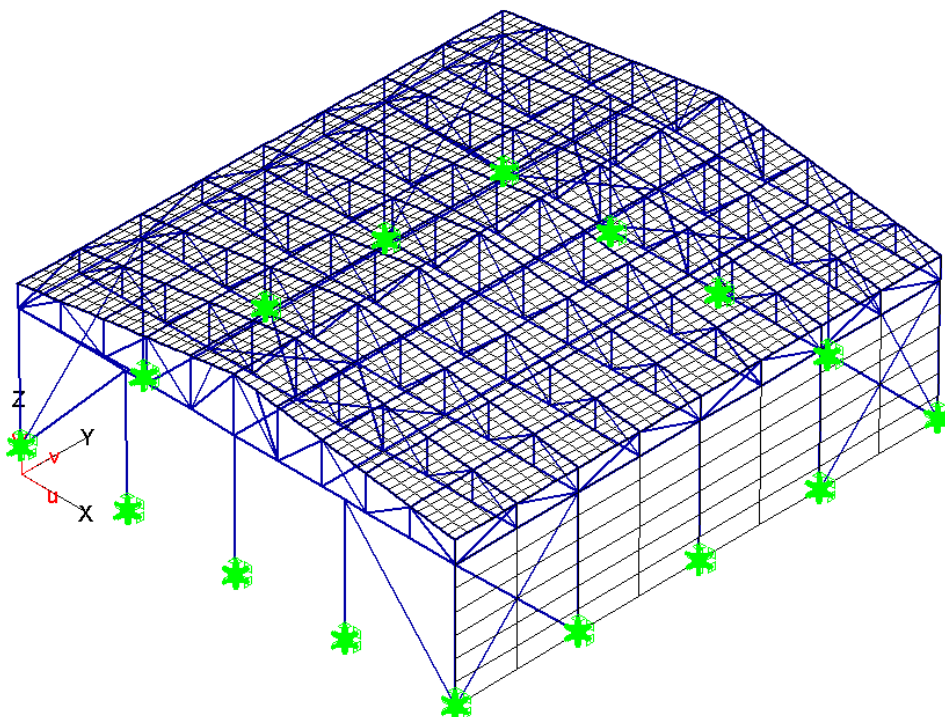


РИС №1 Расчётная схема.

Подпись и дата
№ инв. № докл.
Взамен инв.
Подпись и дата
Инв.№ подл.

					ADSR-020/09-ПЗ			
					Адрес: Московская область, п.Кратово, ул. Горького, д.64			
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	Ангар 18х20м.	Стадия	Лист	Листов
Разраб.						П	3	12
ГИП					Пояснительная записка	ООО Фирма "Осень"		
Утвердил								

3.1. Определение постоянной нагрузки

Собственный вес металлических конструкций

$$P_{\text{ст}} = 11980 \cdot 1,05 = 12579 \text{ кг};$$

Козф. надежности по нагрузке для собственного веса стальных конструкций $\gamma_f = 1,05$.

3.2. Определение ветровой нагрузки

В соответствии с [1] п.6.3. нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m на высоте z над поверхностью земли следует определять по формуле: $W_m = W_0 \cdot k \cdot c$,

где W_0 – нормативное значение ветрового давления (см. [1] п. 6.4);

Для вычисления нагрузки согласно [1] приняты следующие данные:

Москва

1 ветровой район;

нормативное значение ветрового давления

$W_0 = 23 \text{ кг/м}^2$ (табл. 5);

тип местности – В (п. 6.5);

принимая высоту $z = 5 \text{ м}$;

по табл.6

$k = 0,5$;

аэродинамический коэффициент ([1] п. 6.6; Приложение 4, схема 2):

$$c_e = 0,8$$

$$c_{e1} = -0,2$$

$$c_{e2} = -0,4$$

$$c_{e3} = -0,2$$

$$W_m = 0,23 \cdot 0,5 \cdot 0,8 = 0,092 \text{ кПа}$$

$$W_{m1} = 0,23 \cdot 0,5 \cdot 0,2 = 0,023 \text{ кПа}$$

$$W_{m2} = 0,23 \cdot 0,5 \cdot 0,4 = 0,046 \text{ кПа}$$

$$W_{m3} = 0,23 \cdot 0,5 \cdot 0,2 = 0,023 \text{ кПа}$$

Пульсационная составляющая ветрового давления по формуле: $W_p = W_m \cdot \zeta \cdot v$,

ζ – коэф. пульсаций давления ветра на уровне z , принимаемый по табл.7 равен 1,22;

v – коэф. пространственной корреляции пульсаций давления ветра (см. [1] п. 6.9) = 0,8;

предельное значение учитываемых собственных колебаний $f_1 = 2,9 \text{ Гц}$ (табл. 8);

логарифмический декремент затухания $\delta = 0,15$ (п. 6.8);

основная координатная плоскость ZOY;

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки: $W_p = 0,092 \cdot 1,22 \cdot 0,8 = 0,0897 \text{ кПа}$

Значения ветровой нагрузки на передний планшет здания:

нормативная величина ветровой нагрузки – $W_n = 0,092 + 0,0897 = 0,1817 \text{ кПа}$;

расчетная величина ветровой нагрузки – $W^p = 0,1817 \cdot 1,4 = 0,254 \text{ кПа}$.

Значения ветровой нагрузки на кровлю здания:

нормативная величина ветровой нагрузки – $W^{n2} = 0,046 + 0,046 \cdot 1,22 \cdot 0,8 = 0,09 \text{ кПа}$;

расчетная величина ветровой нагрузки – $W^{p2} = 0,09 \cdot 1,4 = 0,127 \text{ кПа}$.

Значения ветровой нагрузки на задний планшет здания:

нормативная величина ветровой нагрузки – $W^{n3} = 0,023 + 0,023 \cdot 1,22 \cdot 0,8 = 0,045 \text{ кПа}$;

расчетная величина ветровой нагрузки – $W^{p3} = 0,045 \cdot 1,4 = 0,063 \text{ кПа}$.

Козффициент надежности по ветровой нагрузке $\gamma_f = 1,4$.

Инв.№ подл.	Подпись и дата
	№ инв. № подл.
Взамен инв.	Подпись и дата
	№ инв. № подл.
Инв.№ подл.	Подпись и дата
	№ инв. № подл.

Разработал					ADSR-020/09-ПЗ	Лист
ГИП						4
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата		

3.3. Определение снеговой нагрузки

В соответствии с [1] п.5.1. нормативное значение средней составляющей снеговой нагрузки s следует определять по формуле: $s=s_0\cdot\mu$,

где s_0 – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли в зависимости от снегового района земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с [1] п.5.3–5.6.;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова на 1 нормативное значение веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с [1] п.5.3–5.6.;

Для вычисления нагрузки согласно [1] приняты следующие данные:

Московская обл.

I снеговой район;

нормативное значение снегового давления

$s_0 = 180 \text{ кг/м}^2$ (табл. 5);

по табл.1 приложения 4

$\mu = 1$

$s = 180 \cdot 1 = 180; \text{ кг/м}^2$

Инв.№ подл.	Подпись и дата		Инв.№	№ аудл.	Взамен инв.	Подпись и дата	Инв.№ подл.	Разработал	ГИП	Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата	ADSR-020/09-ПЗ	Лист
																5

4. Анализ результатов расчета

При анализе результатов были рассмотрены расчетные сочетания всех действующих на конструкцию нагрузок.

Нагрузки от собственного веса элементов заданы в виде сосредоточенных сил для статической модели загрузки. Ветровые и снеговые нагрузки заданы в виде равномерно распределенных нагрузок на конструкцию покрытия.

Геометрические характеристики элементов:

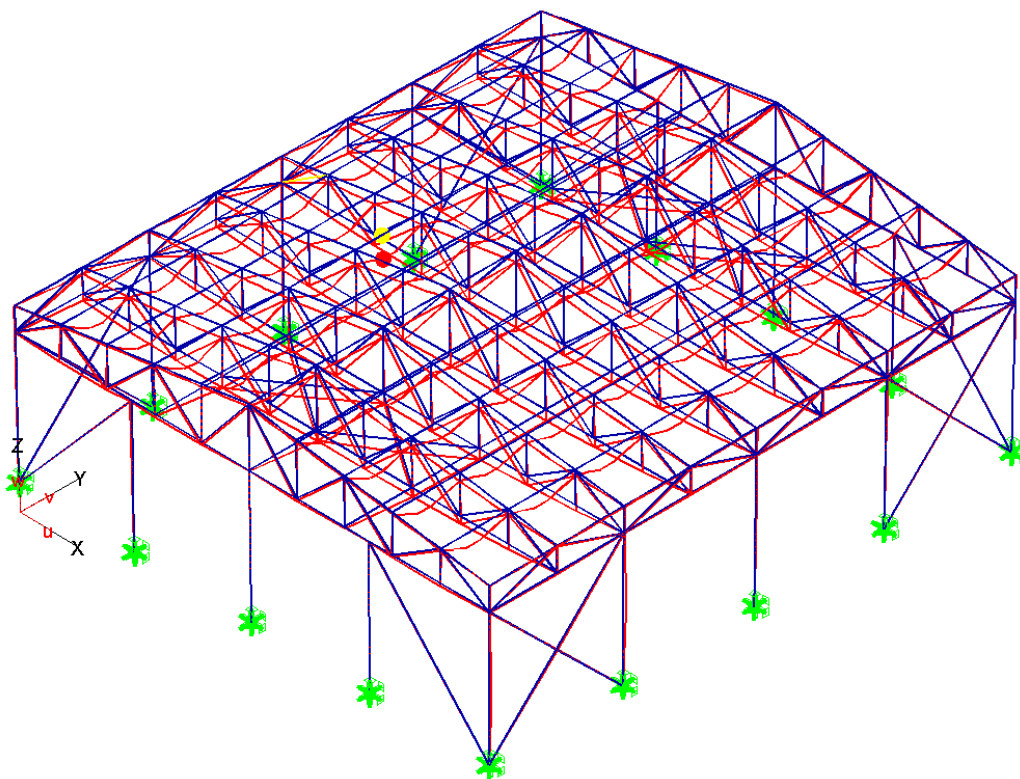
1. Труба профильная квадратного сечения 120x120x5мм:
 $A_s=22,2 \text{ см}^2$; $I=479,3 \text{ см}^4$; $W=79,9 \text{ см}^3$; $i=4,6 \text{ см}$;

2. Труба профильная квадратного сечения 60x60x2,5мм:
 $A_s=5,5 \text{ см}^2$; $I=29,4 \text{ см}^4$; $W=9,8 \text{ см}^3$; $i=2,3 \text{ см}$.

3. Труба профильная квадратного сечения 80x80x4мм:
 $A_s=11,6 \text{ см}^2$; $I=108,8 \text{ см}^4$; $W=27,2 \text{ см}^3$; $i=3,1 \text{ см}$;

Для корректного расчёта будем использовать геометрические характеристики, приведённые для локальных осей элементов. Индексы глобальных осей в расчётных формулах не фигурируют.

4.1. Результаты обработки расчета



Max деформация = 74.9548 мм в узле = 259

РИС №2 Система перемещений металлоконструкции от сочетания всех нагрузок.

$f / L = 74.95 / 18000 = 0,00416 < 1/150 = 0,0067$

Вывод: жесткость конструкции обеспечена при восприятии действующих нагрузок.

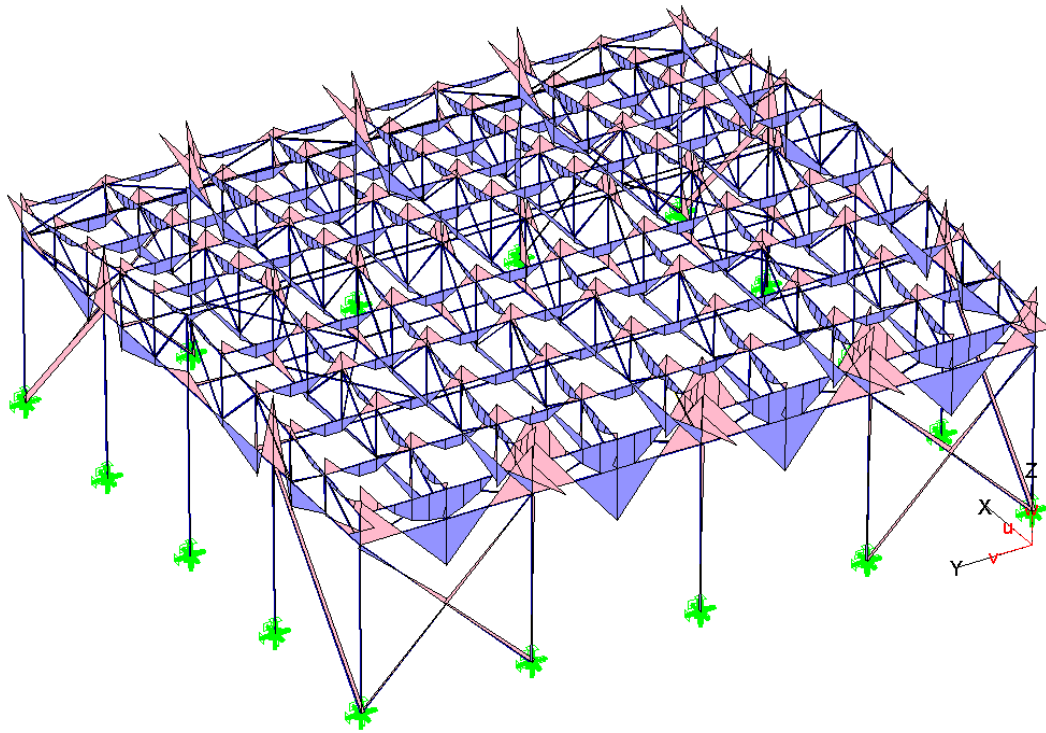
Подпись и дата	
№ инв. № ауд.	
Взамен инв.	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Разработал				
ГИП				
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

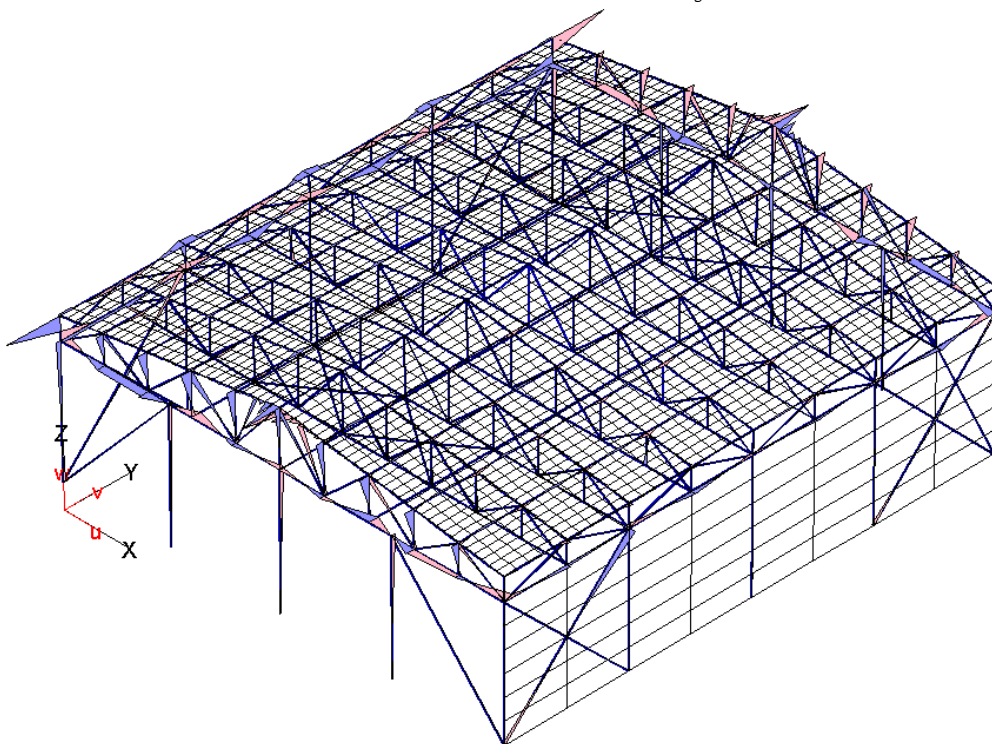
ADSR-020/09-ПЗ

Лист

6



$Max M_s = 3.94874 \text{ кНм}$ (элемент 3014), $Min M_s = -5.33872 \text{ кНм}$ (элемент 2515)
РИС №3 Усилия в элементах. Изгибающие моменты M_s



$Max M_t = 4.08726 \text{ кНм}$ (элемент 2457), $Min M_t = -4.06573 \text{ кНм}$ (элемент 2836)
РИС №4 Усилия в элементах. Изгибающие моменты M_t

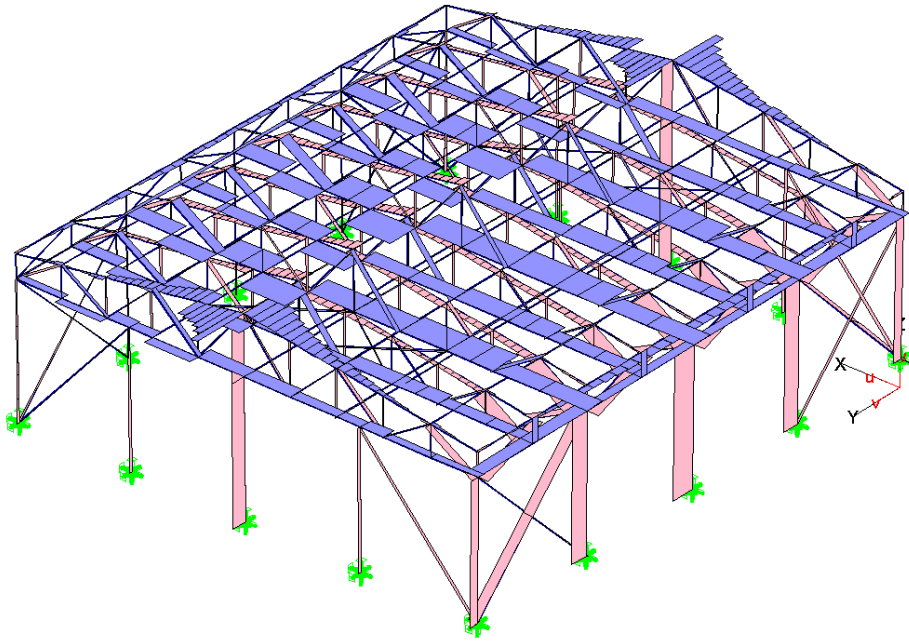
Инв.№ подл.	Подпись и дата
Взамен инв.	№ инв. № подл.
Подпись и дата	

Разработал				
ГИП				
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

ADSR-020/09-ПЗ

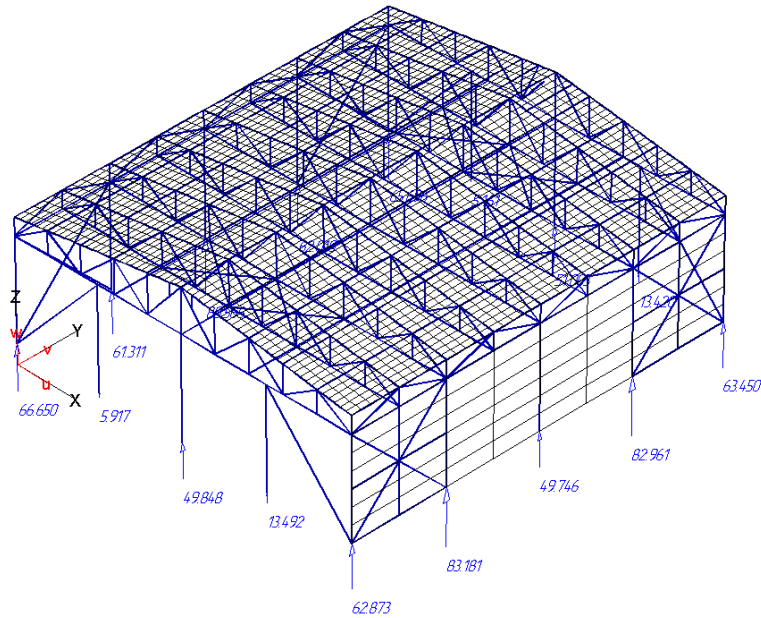
Лист

7



Max N=179.213 кН (элемент 2547), Min N=-83.181 кН (элемент 3433)

РИС №5 Усилия в элементах. Продольные силы N.



Max Az = 83.181 кН, Min Az = 5.16064 кН

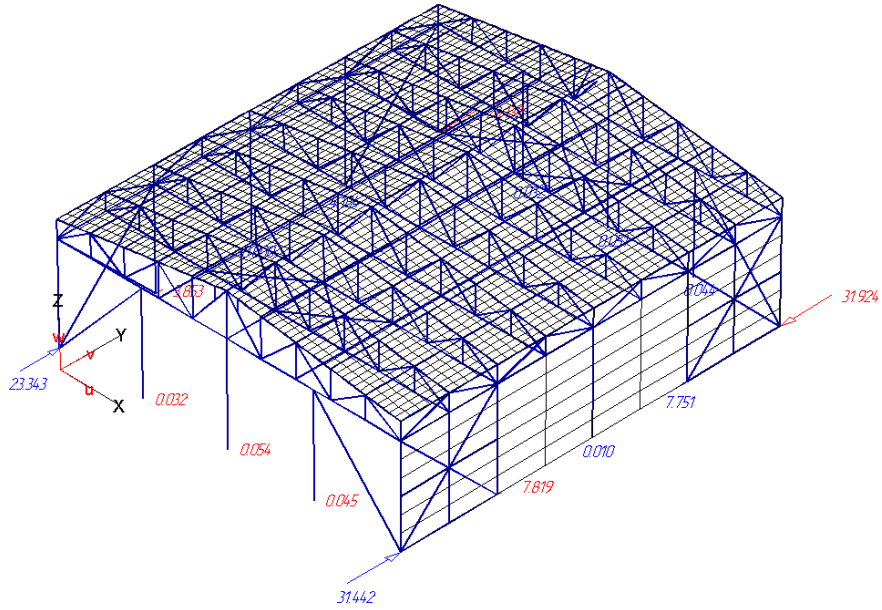
РИС №6 Реакции в опорах Az, места установки анкерных болтов.

Инв.№ подл.	Подпись и дата
Взамен инв.	№ инв. № аудл.
Подпись и дата	Подпись и дата

Разработал				
ГИП				
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

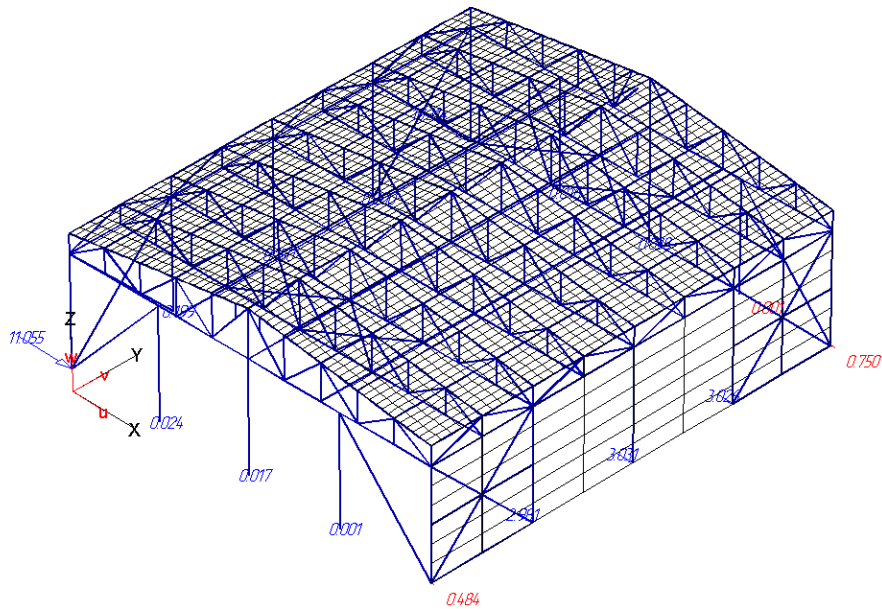
ADSR-020/09-ПЗ

Лист
8



$Max A_y = 314419 \text{ кН}$, $Min A_y = -319237 \text{ кН}$

РИС №7 Реакции в опорах A_y , места установки анкерных болтов.



$Max A_x = 11.0552 \text{ кН}$, $Min A_x = -0.750102 \text{ кН}$

РИС №8 Реакции в опорах A_x , места установки анкерных болтов.

Инв.№ подл.	Подпись и дата
Взамен инв.	№ инв. № подл.
Подпись и дата	Подпись и дата

Разработал				
ГИП				
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

ADSR-020/09-ПЗ

Лист
5

4.2.1 Расчёт прочности наиболее сжато-изгибаемых элементов конструкции

Расчет на прочность внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно-растянутых и растянуто-изгибаемых элементов из стали с пределом текучести до 530МПа

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_y}{J_{xn}} y \pm \frac{M_z}{J_{yn}} x \leq R_y \gamma_c$$

(5400 кгс/см²), следует выполнять по формуле [2]:

где x и y – координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей.

А) Проверим профильную трубу 120x120x5мм:

$$\frac{8318.8}{22.2} + \frac{3963 + 21}{79.9} = 424.54 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < 2350 \cdot 0.9 = 2115 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2};$$

Вывод: условие прочности конструкции выполнено.

Б) Проверим профильную трубу 80x80x4мм:

$$\frac{13500}{11.6} + \frac{1780 + 12000}{27.2} = 1670 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < 2350 \cdot 0.9 = 2115 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2};$$

Вывод: условие прочности конструкции выполнено.

В) Проверим профильную трубу 60x60x2,5мм:

$$\frac{6428}{5.5} + \frac{800}{9.8} = 1250 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < 2350 \cdot 0.9 = 2115 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2};$$

Вывод: условие прочности конструкции выполнено.

Инв.№ подл.	Подпись и дата
Взамен инв.	№ инв. № докл.
Подпись и дата	
Подпись и дата	

Разработал				
ГИП				
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

ADSR-020/09-ПЗ

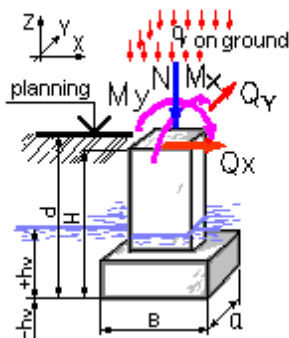
Лист

10

5.1 Расчёт грунтового основания по деформациям и по прочности

А) Проверим прочность грунта основания машинным счётом.

Тип фундамента – столбчатый на естественном основании



1. – Исходные данные:

Описание выработки скв. N 2

Объект : Здания контрольно-пропускного пункта, складских сооружений
по адресу: Московская область, п.Кратово, ул. Горького, д.64

Абс.отм. 131.76 м

Глубина 7.00 м

Местоположение : см.схему
Способ бурения: колонковое

Ø 127 мм

Дата бурения: 12/03/09 г

СТРАТИГР. ИНДЕКС	N ИГЭ	АБС. ОТМ.	ГЛУБ. ЗАЛ.	МОЩ-НОСТЬ	О П И С А Н И Е Г Р У Н Т О В	Глуб. подв. вод (м) появ. уст.
т0IV	1	131.46	0.30	0.30	Насыпной грунт суглинок темнокоричневый, опесчаненный, с обломками кирпича	
	4	128.46	3.30	3.00	Песок средней крупности, желтый и желто-серый, средней плотности, однородный, от влажного до водонасыщенного	3.00 3.00
а 0III	3	126.26	5.50	2.20	Песок мелкий, желтый и желто-серый, средней плотности, однородный, водонасыщенный	
г.З	5	124.76	7.00	1.50	Глина тяжелая, слюдяная, мягкопластичная, с частыми присыпками песка, с включениями фанеристических остатков	

(1) обломки битого кирпича

Тип грунта в основании фундамента:

Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные

Тип расчета:

Проверить заданный

Способ расчета

Расчет основания по деформациям

Расчет по прочности грунтового основания

Способ определения характеристик грунта

На основе непосредственных испытаний

Подпись и дата	
№ инв. № бур.	
Взамен инв.	
Подпись и дата	
Инв.№ подл.	

Разработал				
ГИП				
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

ADSR-020/09-ПЗ

Лист

1;

Конструктивная схема здания
Жёсткая при $2.5 < (L/H) < 4$

Наличие подвала
Нет

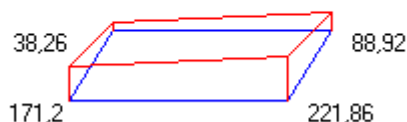
Исходные данные для расчета

Объемный вес грунта (G) 18 кН/м³
Угол внутреннего трения (F_i) 35 град.
Удельное сцепление грунта (C) 1 кПа
Уровень грунтовых вод (H_v) -1 м

Высота фундамента (H) 1,7 м
 $b=1$ м, $a=1$ м

Глубина заложения фундамента от уровня планировки (без подвала) (d) 1,7 м
Усредненный коэффициент надежности по нагрузке 1,2

Расчётные нагрузки		
Наименование	Величина	Ед. измерения
N	116,18	кН
M_y	0	кН*м
Q_x	2,98	кН
M_x	0	кН*м
Q_y	-7,82	кН
q	0	кПа



По расчету по деформациям коэффициент использования $K= 0,3$
По расчету прочности грунта основания коэффициент использования $K= 0,15$
при совокупном коэффициенте надежности $K_p= 1,15$

Расчетное сопротивление грунта основания 490,28 кПа
Максимальное напряжение в расчетном слое грунта в основном сочетании 221,86 кПа
Минимальное напряжение в расчетном слое грунта в основном сочетании 38,26 кПа

Результирующая вертикальная сила 156,08 кН
Сопротивление основания 1034,88 кН
Расчетные моменты в уровне подошвы фундамента: $M_x= -13,29$ кН*м, $M_y= 5,07$ кН*м

Подпись и дата	
№ инв. № аудл.	
Взамен инв.	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Разработал				
ГИП				
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

ADSR-020/09-ПЗ

Лист
12

Б) Проверим прочность грунта основания ручным счётом.

Нормативная нагрузка по подошве фундамента $N_n = 116.2/1.15 = 101.1$ кН

Расчетное сопротивление грунта основания определим по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

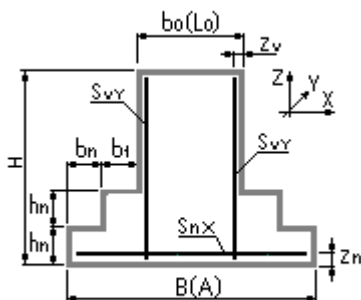
$$R = \frac{1.4 \cdot 1.2}{1} [1.68 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18 + 7.71 \cdot 1.7 \cdot 18 + 9.58 \cdot 1] = 463.3 \text{ кН}$$

Проверяем подобранный фундамент

$$p = \frac{N_n}{A_f} + \gamma_m d_1 = \frac{101.1}{1} + 20 \cdot 1.7 = 135.1 \text{ кПа} < R = 463.3 \text{ кН} \quad \text{Условие выполнено.}$$

5.2 Расчет армирования фундамента

А) Проверим принятое армирование фундамента машинным счетом.



Геометрические характеристики конструкции

Наименование	Обозначение	Величина	Ед. измерения
Заданная длина подошвы	(A)	1	м
Заданная ширина подошвы	(B)	1	м
Ширина сечения подколонника	(b0)	0.4	м
Длина сечения подколонника	(L0)	0.4	м
Высота ступеней фундамента	(hn)	0.3	м
Защитный слой подколонника	(zv)	25	см
Защитный слой арматуры подошвы	(zn)	35	см
Длина ступени верхней вдоль X	(b1)	0.3	м
Длина ступени верхней вдоль Y	(a1)	0.3	м
Количество ступеней		1	шт.

Результаты расчета:

Расчет на продавливание подколонником и верхней ступенью при заданной геометрии не требуется.

Подошва столбчатого фундамента вдоль X

Разработал				
ГИП				
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

ADSR-020/09-ПЗ

Лист

15

Рабочая арматура в сечении 7D 12 A-III

По прочности по нормальному сечению армирование ДОСТАТОЧНО.

Подойва столбчатого фундамента вдоль Y

Рабочая арматура в сечении 7D 12 A-III

По прочности по нормальному сечению армирование ДОСТАТОЧНО.

Подколонник столбчатого фундамента, грани вдоль X

Вертикальная рабочая арматура в сечении 2D 12 A-III

По прочности по нормальному сечению армирование ДОСТАТОЧНО.

Подколонник столбчатого фундамента, грани вдоль Y

Вертикальная рабочая арматура в сечении 2D 12 A-III

По прочности по нормальному сечению армирование ДОСТАТОЧНО.

Б) Проверим принятое армирование фундамента машинным счётом.

Определим давление под подошвой фундамента:

$$p = \frac{N}{A_f} = \frac{116,2}{1} = 116,2 \text{ кПа}$$

Примем бетон B15, арматуру класса AIII:

$$R_b = 8,5 \text{ МПа}$$

$$\gamma_{b2} = 1,0$$

$$R_{be} = 0,75 \text{ МПа}$$

$$R_s = 365 \text{ МПа}$$

$$\text{Рабочая высота фундамента: } h_{o1} = h_1 - a = 30 - 5 = 25$$

Поперечная сила в опасном сечении проходящем по краю подколонника:

$$Q_1 = p l_1 b = 116,2 * 0,3 * 1 = 34,86 \text{ кН}$$

Изгибающий момент в сечении:

$$M = Q_1 \frac{l_1}{2} = 34,86 \frac{0,3}{2} = 5,23 \text{ кНм}$$

Требуемая площадь арматуры:

$$A_s = \frac{M}{0,9 h_{o1} R_s} = 34,86 \frac{523}{0,9 \cdot 25 \cdot 36,5} = 0,637 \text{ см}^2$$

Принята арматура 7D 12 A-III с $A_s = 7,92 \text{ см}^2 > 0,637 \text{ см}^2$

Вывод: принято конструктивное армирование Ø12 A-III с шагом 150мм.

Проверяем фундамент на продавливание. Определяем стороны основания пирамиды продавливания:

$$a_{н.оп.} = h_c + 2h_0 = 40 + 2 * 30 = 100 \text{ см} \Rightarrow \text{продавливающая сила } F=0$$

Расчет на продавливание не требуется.

Подпись и дата	
№ инв. № аудл.	
Взамен инв.	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Разработал				
ГИП				
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

ADSR-020/09-ПЗ

Лист

14

По результатам контрольного расчёта:

Проведенные расчеты показали, что основные несущие элементы конструкций удовлетворяют требованиям СНиПов и ГОСТов на жесткость, прочность и устойчивость.

Главный инженер проекта

Инв.№ подл.	Подпись и дата
Взамен инв.	№ инв. № аудл.
Подпись и дата	Подпись и дата

Список используемой литературы:

- [1] – СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" (1993);
- [2] – СНиП II-23-81 "Стальные конструкции" (1990);
- [3] – СНиП 2.03.01-84 * "Бетонные и железобетонные конструкции";
- [4] – СНиП 2.02.01-83 * "Основания зданий и сооружений"

Разработал				
ГИП				
Изм.	Лист	№ докум	Подпись	Дата

ADSR-020/09-ПЗ

Лист

15