

Статический расчет

Номер заказа: 1

Проект: Балочная клетка

Застройщик:

Проектировщик: ТЕХСОФТ

Архитектор:

Обозн. проекта **Балочная клетка**

Стр.

2

Дата

04.03.2011

Проект

Балочная клетка

Содержание

Позиция	Описание	Страница
ТЛ	Титульный лист	1
Содержание		2
1	Исходные данные	3
2	Расчет настила и определение нагрузок на балку настила	4
3	Балка настила	5
4	Главная балка	12
5	Одноярусная колонна общего вида	20
6	Столбчатый фундамент	25

Pos. 1**Исходные данные****Исходные данные**

A=	12.00	м	Шаг колонн в продольном направлении
V=	6.00	м	Шаг колонн в поперечном направлении
H=	8.00	м	Высота колонны
$h_{стр} =$	2.00	м	Предельная строительная высота перекрытия
$p^H =$	24.00	кН/м ²	Временная нормативная нагрузка

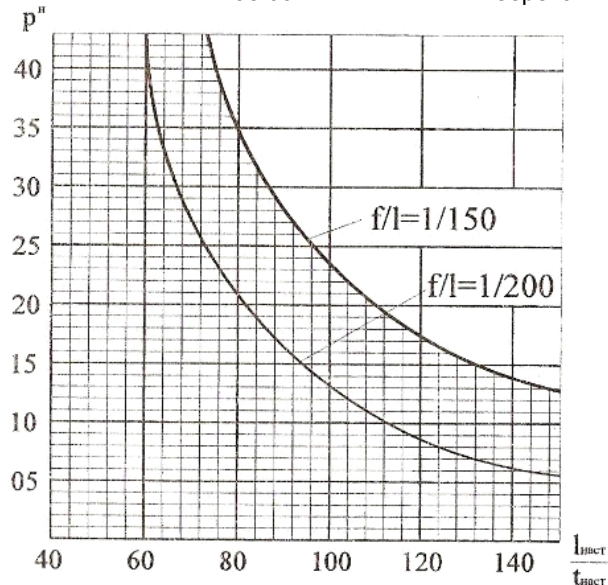
Материал консткукций:

настил - сталь	C245	
балки настила и вспомогательные балки - сталь		C245
главные балки - сталь	C245	
колонны - ж/б:		
бетон класса	B25	
продольная арматура	A500	
поперечная арматура	A300	
фундаменты - бетон класса	B25	
Допустимый относительный прогиб		1/150.00
Опираение колонны на оснований		шарнирное

$k_1 =$	1.05	Коэффициент надежности по нагрузке 1
$k_2 =$	1.20	Коэффициент надежности по нагрузке 2
$k_3 =$	1.40	Коэффициент надежности по нагрузке 3

Pos. 2**Расчет настила и определение нагрузок на балку настила****Расчет стального плоского настила**

$t_{\text{наст}} = 12.00$ мм ширина настила
 $l_{\text{наст}}/t_{\text{наст}} = 98.00$ берется из приведенного ниже графика



$l_{\text{наст}} = 1176.00$ мм длина настила
 $a = 1276.00$ мм шаг балок настила
 $n = 10.00$ шт. число шагов балок настила
 $a = 1200.00$ мм расчетный шаг балок настила

Определение нагрузок на балку настила

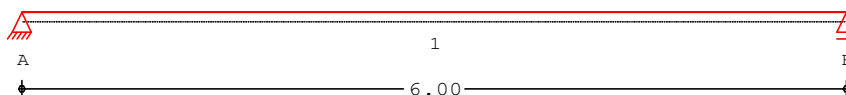
$\gamma^{\text{ж}} = 78.50$ кН/м³ объемная масса стали
 $q^{\text{H}}_{\text{наст}} = 0.94$ кН/м² масса 1 м² настила
 $q^{\text{H}}_{\text{сн}} = 1.26$ кН/м² нормативная снеговая нагрузка на 1 м²

Поз. 3

Балка настила

Расчётная схема

M = 1 :55



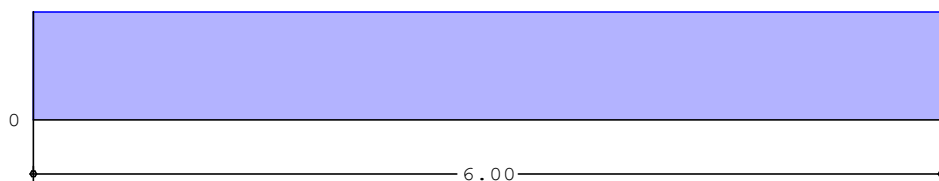
Опоры

Опора	t [см]	Опора	t [см]
A	20.0	B	20.0

Нагружение

Нагружение 1
M = 1 :50

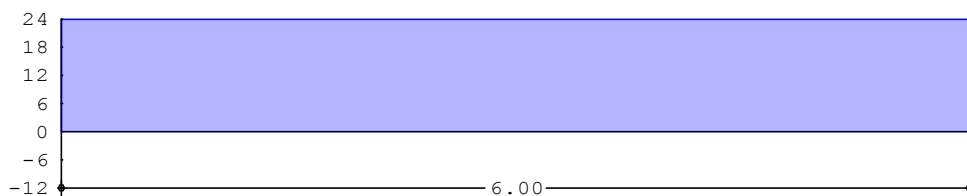
постоянные нагрузки $\gamma f = 1.05$



N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Равномерн.	1	1		0.94	

Нагружение 2
M = 1 :50

кратковременные нагрузки $\gamma f = 1.20$



N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Равномерн.	1	1		24.00	

Дата **04.03.2011**

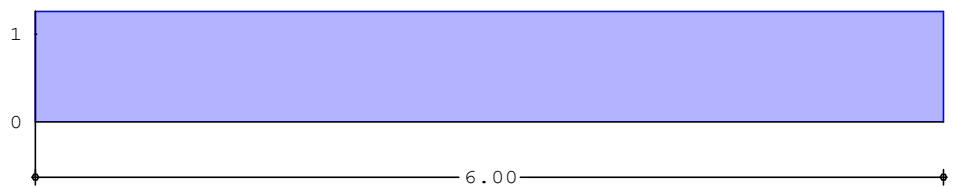
Статика/320 2010

Проект

Балочная клетка

Нагружение 3
M = 1 : 50

кратковременные нагрузки $\gamma f = 1.40$



	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Равномерн.	1	1			1.26	

Нагружение 4

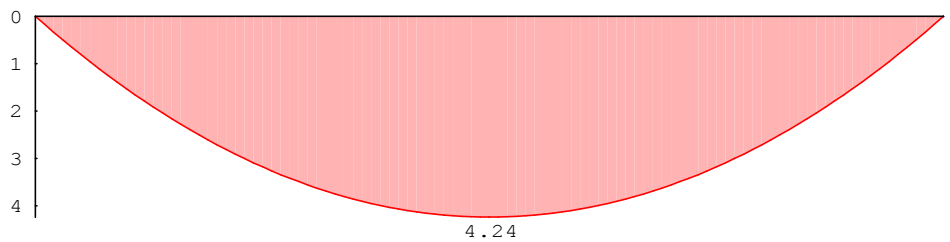
постоянные нагрузки $\gamma f = 1.00$

Усилия в сечении

по линейно упругой теории

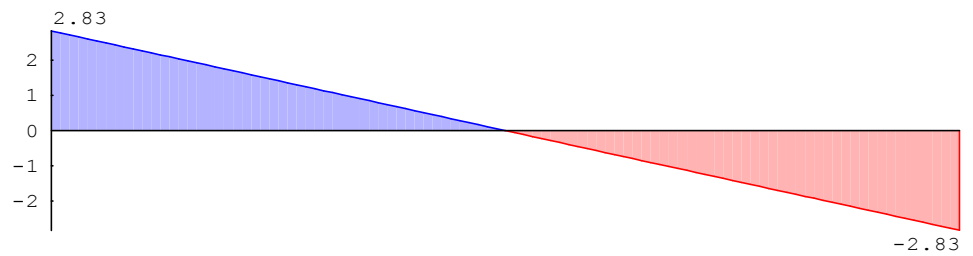
Нагружение 1
M = 1 : 50

моменты Мупр [кНм]



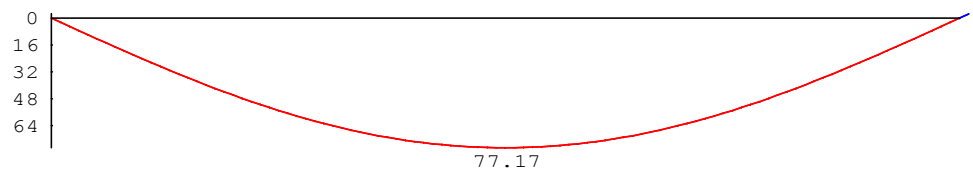
Нагружение 1
M = 1 : 50

поперечные силы Quпр [кН]



Нагружение 1
M = 1 : 50

прогибы fuпр [0.01мм]



Нагружение 1

Про лет	x [м]	max			min		
		M1 [кНм]	Q1 [кН]	w1 [мм]	M1 [кНм]	Q1 [кН]	w1 [мм]
1	0.00	0.00	2.83	0.00	0.00	2.83	0.00
1	1.50	3.18	1.41	0.55	3.18	1.41	0.55

mb-Viewer 2010 - Copyright 2009 - mb AEC Software GmbH

Дата **04.03.2011**

Статика/320 2010

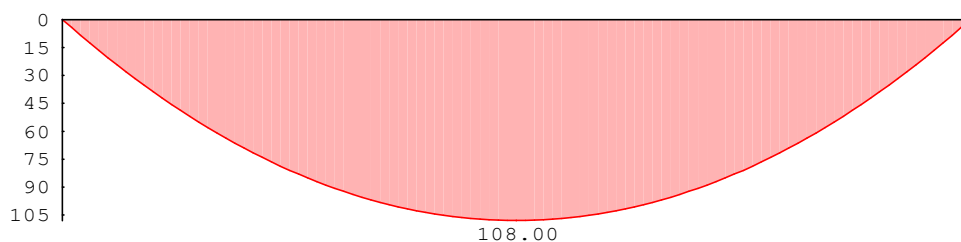
Проект

Балочная клетка

Пролет	x [м]	max			min		
		M1 [кНм]	Q1 [кН]	w1 [мм]	M1 [кНм]	Q1 [кН]	w1 [мм]
1	3.00*	4.24	-0.00	0.77	4.24	-0.00	0.77
1	4.50	3.18	-1.41	0.55	3.18	-1.41	0.55
1	6.00	0.00	-2.83	0.00	0.00	-2.83	0.00

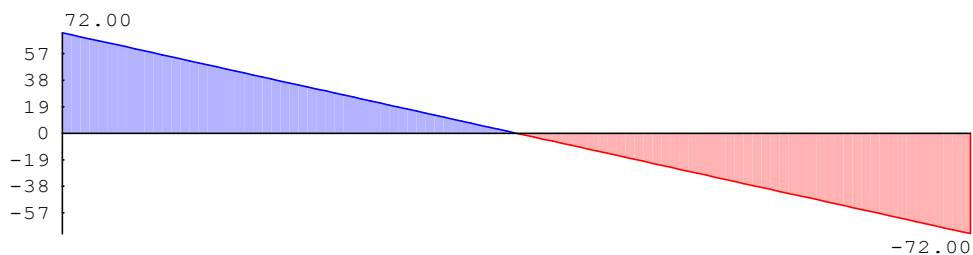
Напряжение 2
M = 1 :50

огibaющая моментов Mупр [кНм]



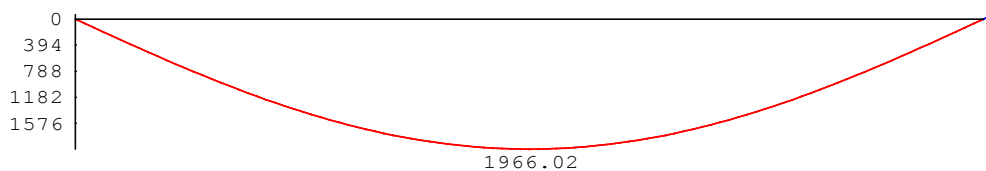
Напряжение 2
M = 1 :50

огibaющая поперечных сил Qупр [кН]



Напряжение 2
M = 1 :50

огibaющая прогибов fупр [0.01мм]



Напряжение 2

Пролет	x [м]	max			min		
		M2 [кНм]	Q2 [кН]	w2 [мм]	M2 [кНм]	Q2 [кН]	w2 [мм]
1	0.00	0.00	72.00	0.00	0.00	72.00	0.00
1	1.50	81.00	36.00	14.01	81.00	36.00	14.01
1	3.00*	108.00	-0.00	19.66	108.00	-0.00	19.66
1	4.50	81.00	-36.00	14.01	81.00	-36.00	14.01
1	6.00	0.00	-72.00	0.00	0.00	-72.00	0.00

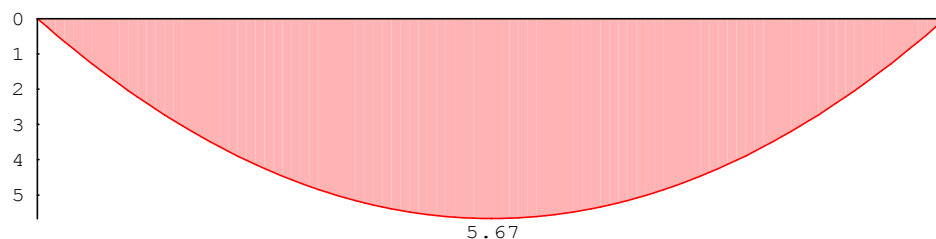
Дата **04.03.2011**

Статика/320 2010

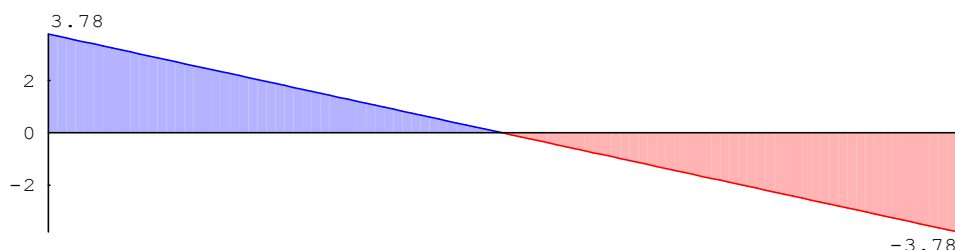
Проект

Балочная клетка

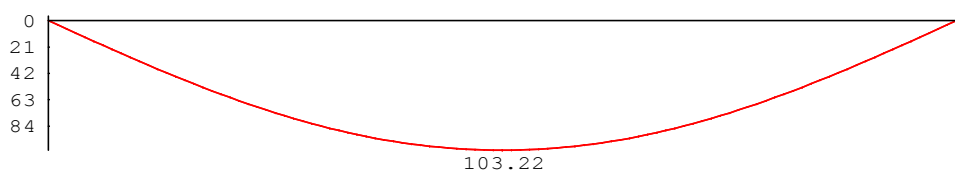
Нагружение 3 огибающая моментов Мупр [кНм]
 М = 1 :50



Нагружение 3 огибающая поперечных сил Quпр [кН]
 М = 1 :50



Нагружение 3 огибающая прогибов fuпр [0.01мм]
 М = 1 :50



Нагружение 3

Про лет	x [м]	max			min		
		M3 [кНм]	Q3 [кН]	w3 [мм]	M3 [кНм]	Q3 [кН]	w3 [мм]
1	0.00	0.00	3.78	0.00	0.00	3.78	0.00
1	1.50	4.25	1.89	0.74	4.25	1.89	0.74
1	3.00*	5.67	-0.00	1.03	5.67	-0.00	1.03
1	4.50	4.25	-1.89	0.74	4.25	-1.89	0.74
1	6.00	0.00	-3.78	0.00	0.00	-3.78	0.00

Нагружение 4

Про лет	x [м]	max			min		
		M4 [кНм]	Q4 [кН]	w4 [мм]	M4 [кНм]	Q4 [кН]	w4 [мм]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Реакции опор

Нагружение	опора	max		min	
		[кН]	[кН]	[кН]	[кН]
1	A	2.83	2.83		
	B	2.83	2.83		
2	A	72.00	72.00		
	B	72.00	72.00		
3	A	3.78	3.78		
	B	3.78	3.78		
4	A	0.00	0.00		

Дата **04.03.2011**

Статика/320 2010

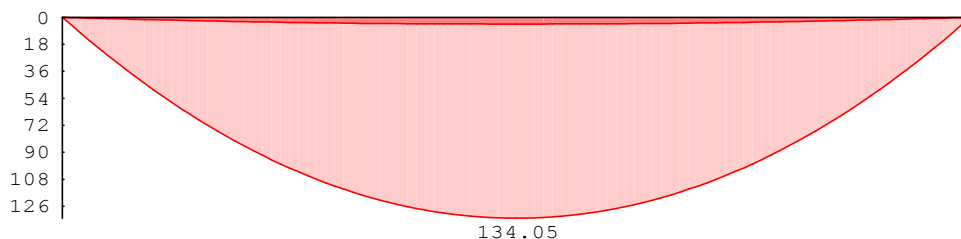
Проект

Балочная клетка

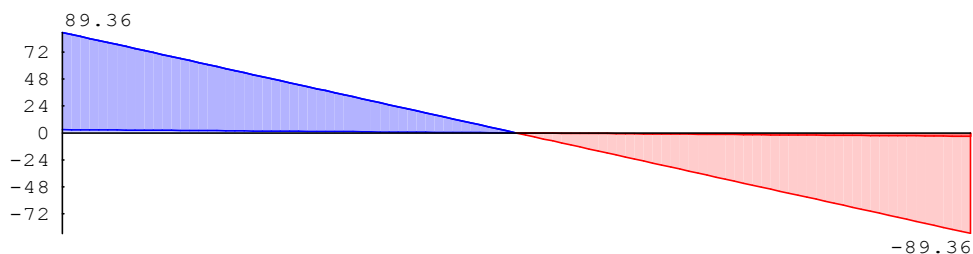
Нагружение	опора	max [кН]	min [кН]
	В	0.00	0.00

PCY
Момент M [кНм]
M = 1 : 50

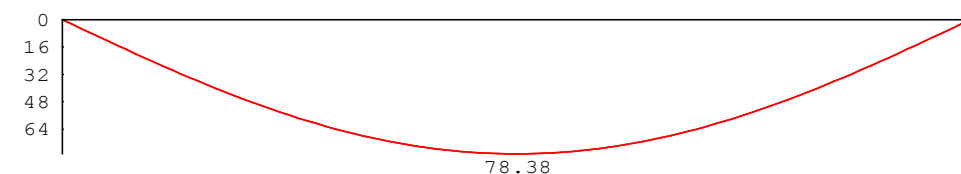
Сочетания усилий согласно СНиП 2.01.07-85
основные сочетания усилий



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 : 50



Прогибы [0.01мм] основные сочетания усилий
M = 1 : 50



Расчетные сочетания усилий и перемещений

Про лет	x [м]	max			min		
		Mpcy [кНм]	Qpcy [кН]	wpcy [мм]	Mpcy [кНм]	Qpcy [кН]	wpcy [мм]
1	0.00	0.0	89.4	0.00	0.0	3.0	0.00
1	1.50	100.5	44.7	0.56	3.3	1.5	0.56
1	3.00*	134.1	0.0	0.78	4.5	0.0	0.78
1	4.50	100.5	-1.5	0.56	3.3	-44.7	0.56
1	6.00	0.0	-3.0	0.00	0.0	-89.4	0.00

Сочетания реакций в опорах

Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные PCY	А	89.37	2.97
	В	89.37	2.97

Дата **04.03.2011**

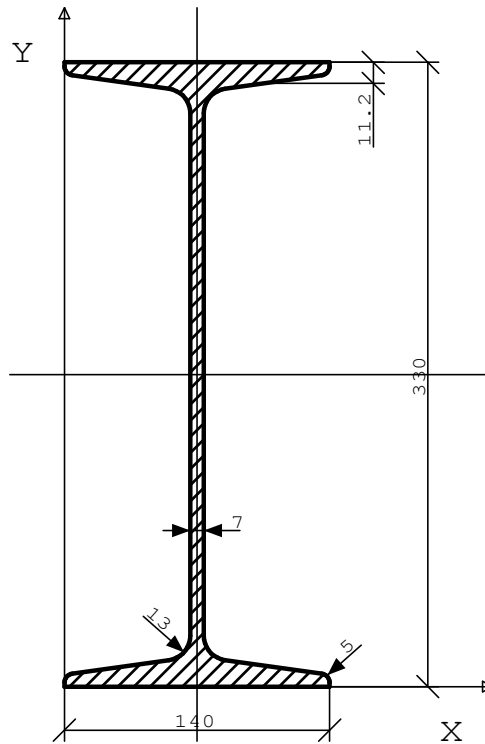
Статика/320 2010

Проект

Балочная клетка

Сечение балки
Профиль I 33
M = 1 : 4

двутавр горячекатанный, ГОСТ 8239-89



Параметры сечения

высота	$h = 330\text{мм}$	ширина	$b = 140\text{мм}$
толщ.полки	$t = 11.2\text{мм}$	толщ.стенки	$t_w = 7.0\text{мм}$
площадь	$A = 53.8\text{см}^2$	мом.инерции	$I_x = 9845.\text{см}^4$
ст.момент	$S_x = 339.\text{см}^3$	мом.инерции	$I_y = 419.4\text{см}^4$
св.круч.	$I_t = 22.7\text{см}^4$	сект.момент	$I_w = 1.026\text{e}5\text{см}^6$
мом.сопр.	$W = 597.\text{см}^3$	мом.сопр.сж	$W_c = 596.6\text{см}^3$

Материал балки

сталь С245
 мод.упруг. $E = 206.\text{ГПа}$ мод.сдвига $G = 79.2\text{ГПа}$
 сопр.изг. $R_y = 240.\text{МПа}$ сопр.сдвигу $R_s = 139.\text{МПа}$

Результаты расчета
Критическое РСУ

балки 1-го класса по СП 53-102-2004, $\gamma_{сc}=1.00$

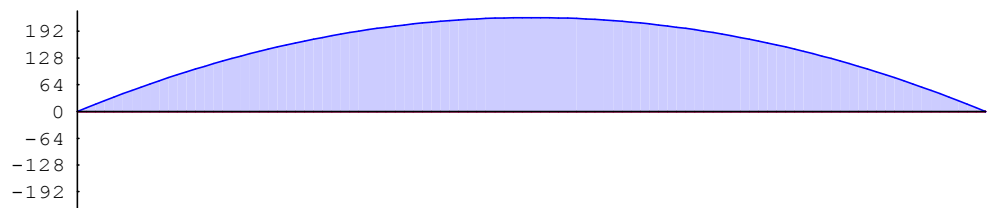
N	нагр	коэф.	пролеты
1	1	1.05	1
	2	1.20	1

Расчет на прочность
условие (35)

макс.момент $M = 134\text{кНм}$ достигается в пролете 1
 при РСУ N 1 в сечении с координатой $x = 3.00\text{м}$
 $M / (W \cdot R_y \cdot \gamma_{сc}) = 0.94$ условие выполнено

Напряжения
M = 1 : 50

нормальные σ_x [МПа]



mb-Viewer abofhey, 2010 - Copyright, 2009 - mb AEC Software GmbH

Дата **04.03.2011**

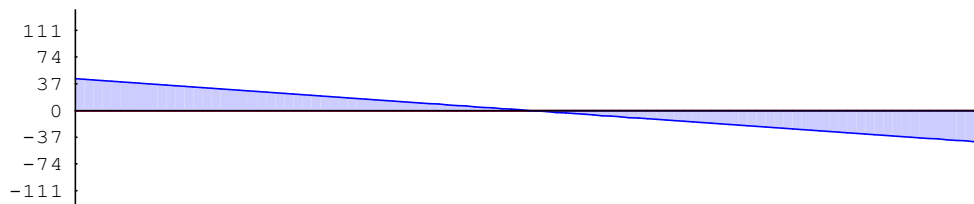
Статика/320 2010

Проект

Балочная клетка

условие (36) макс.попер.сила $Q = 89.4\text{кН}$ в опоре А при РСУ N 1
 $Q \cdot S / (I \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c) = 0.32$ условие выполнено

Напряжения касательные τ_{xy} [МПа]
 М = 1 : 50



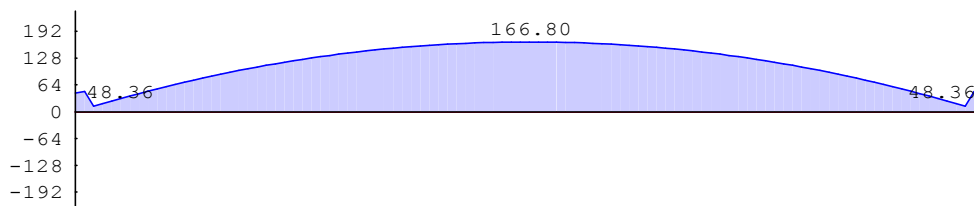
условие (40) макс.лок.нагр. $Q = 360\text{кН/м}$ в опоре А при РСУ N 1
 $\sigma_{loc} / (R_y \cdot \gamma_c) = 0.21$ условие выполнено

Напряжения локальные σ_{loc} [МПа]
 М = 1 : 50



условие (38) макс. эквивал. напряжения достигаются в пролете 1
 при РСУ N 1 в сечении с координатой $x = 3.00\text{м}$
 $\sigma_x = 192\text{МПа}$ $\sigma_y = 0\text{МПа}$ $\tau_{xy} = -0\text{МПа}$
 $\sigma_{экв} / (R_y \cdot \gamma_c) = 0.69$ условие выполнено

Напряжения эквивалентные $\sigma_{экв}$ [МПа]
 М = 1 : 50



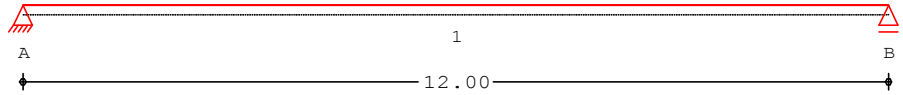
Устойчивость балки обеспечена непрерывной связью с жестким настилом,
 согласно п. 9.4.4а СП 53-102-2004.

Поз. 4

Главная балка

Расчётная схема

M = 1 :105



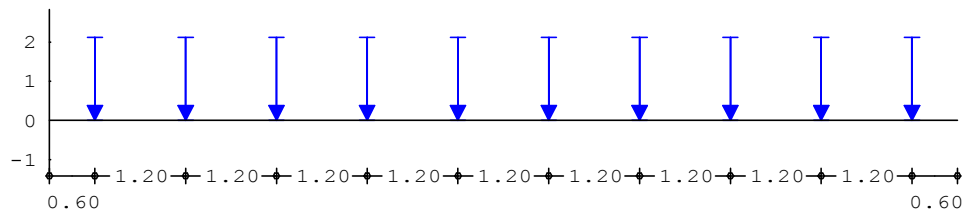
Опоры

Опора	t [см]	Опора	t [см]
A	20.0	B	20.0

Нагружение

Нагружение 1
M = 1 :100

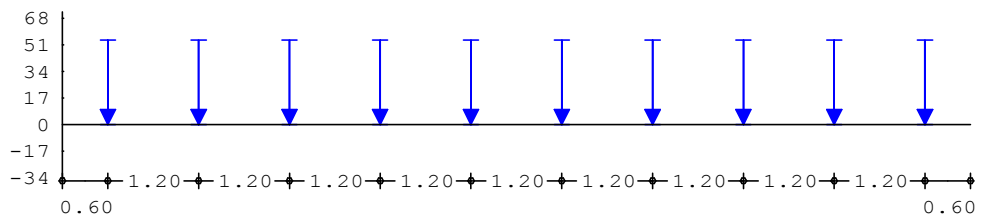
постоянные нагрузки $\gamma f = 1.05$



	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Сосредот.	1	1	0.60		2.83	
	2	1	1.80		2.83	
	3	1	3.00		2.83	
	4	1	4.20		2.83	
	5	1	5.40		2.83	
	6	1	6.60		2.83	
	7	1	7.80		2.83	
	8	1	9.00		2.83	
	9	1	10.20		2.83	
	10	1	11.40		2.83	

Нагружение 2
M = 1 :100

кратковременные нагрузки $\gamma f = 1.20$



	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Сосредот.	1	1	0.60		72.00	
	2	1	1.80		72.00	

Дата

04.03.2011

Статика/320 2010

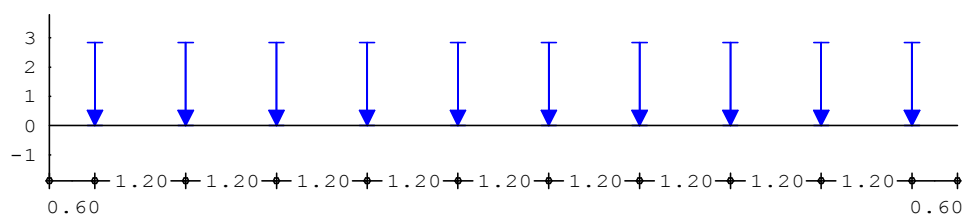
Проект

Балочная клетка

N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН]	рп/М [кНм]
3	1	3.00		72.00	
4	1	4.20		72.00	
5	1	5.40		72.00	
6	1	6.60		72.00	
7	1	7.80		72.00	
8	1	9.00		72.00	
9	1	10.20		72.00	
10	1	11.40		72.00	

Нагружение 3
M = 1 :100

кратковременные нагрузки $\gamma f = 1.40$



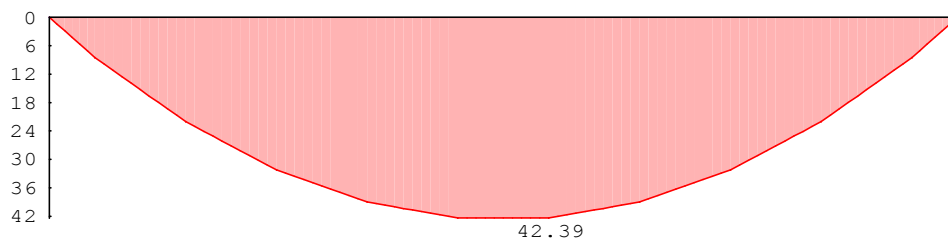
	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН]	рп/М [кНм]
Сосредот.	1	1	0.60		3.78	
	2	1	1.80		3.78	
	3	1	3.00		3.78	
	4	1	4.20		3.78	
	5	1	5.40		3.78	
	6	1	6.60		3.78	
	7	1	7.80		3.78	
	8	1	9.00		3.78	
	9	1	10.20		3.78	
	10	1	11.40		3.78	

Усилия в сечении

по линейно упругой теории

Нагружение 1
M = 1 :100

моменты Мупр [кНм]



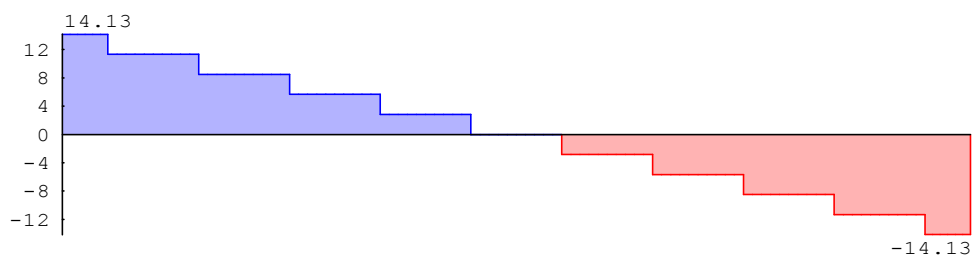
Дата **04.03.2011**

Статика/320 2010

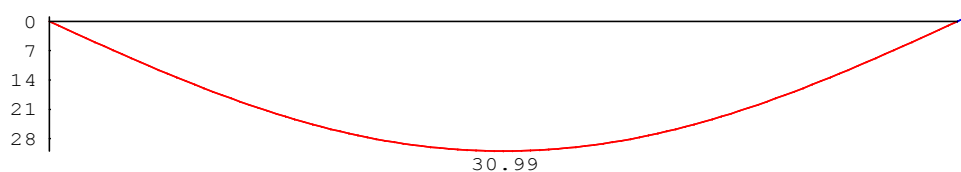
Проект

Балочная клетка

Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]
M = 1 :100



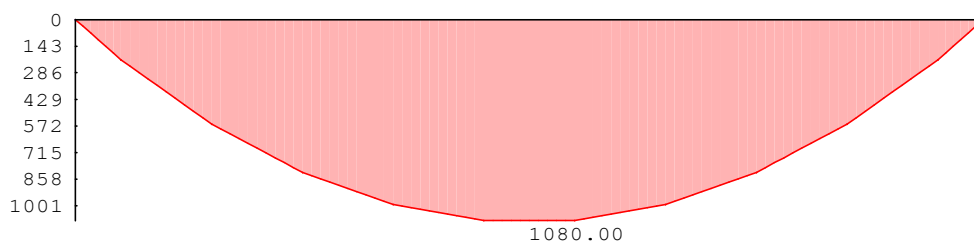
Нагружение 1 прогибы fупр [мм]
M = 1 :100



Нагружение 1

Пролет	x [м]	max			min		
		M1 [кНм]	Q1 [кН]	w1 [мм]	M1 [кНм]	Q1 [кН]	w1 [мм]
1	0.00	0.00	14.13	0.00	0.00	14.13	0.00
1	0.60*	8.48	14.13	4.94	8.48	14.13	4.94
1	1.80*	22.04	11.30	14.26	22.04	11.30	14.26
1	3.00*	32.22	8.48	22.09	32.22	8.48	22.09
1	4.20*	39.00	5.65	27.70	39.00	5.65	27.70
1	5.40*	42.39	2.83	30.62	42.39	2.83	30.62
1	6.00*	42.39	0.00	30.99	42.39	0.00	30.99
1	6.60*	42.39	-2.83	30.62	42.39	-2.83	30.62
1	7.80*	39.00	-5.65	27.70	39.00	-5.65	27.70
1	9.00*	32.22	-8.48	22.09	32.22	-8.48	22.09
1	10.20*	22.04	-11.30	14.26	22.04	-11.30	14.26
1	11.40*	8.48	-14.13	4.94	8.48	-14.13	4.94
1	12.00	0.00	-14.13	0.00	0.00	-14.13	0.00

Нагружение 2 огибающая моментов Mупр [кНм]
M = 1 :100



mb-Viewer ab0f0f4 - Copyright 2009 - mb AEC Software GmbH

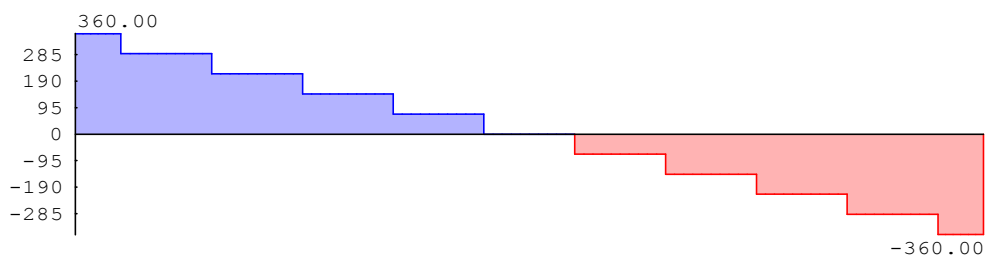
Дата **04.03.2011**

Статика/320 2010

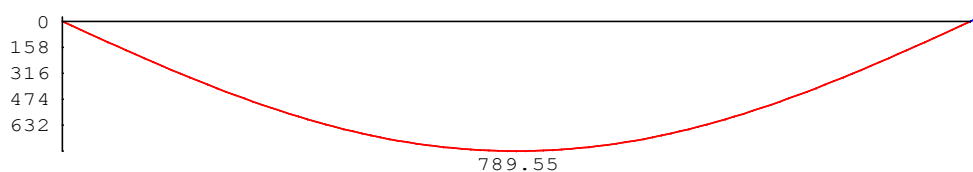
Проект

Балочная клетка

Нагружение 2 огибающая поперечных сил Qупр [кН]
 M = 1 :100



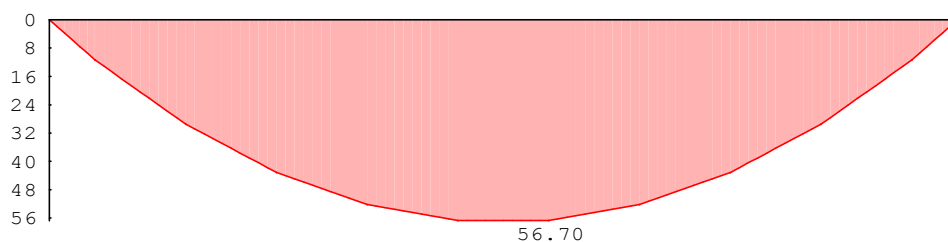
Нагружение 2 огибающая прогибов fупр [мм]
 M = 1 :100



Нагружение 2

Про лет	x [м]	max			min		
		M2 [кНм]	Q2 [кН]	w2 [мм]	M2 [кНм]	Q2 [кН]	w2 [мм]
1	0.00	0.0	360.0	0.00	0.0	360.0	0.00
1	0.60*	216.0	360.0	125.83	216.0	360.0	125.83
1	1.80*	561.6	288.0	363.38	561.6	288.0	363.38
1	3.00*	820.8	216.0	562.69	820.8	216.0	562.69
1	4.20*	993.6	144.0	705.63	993.6	144.0	705.63
1	5.40*	1080.0	72.0	780.12	1080.0	72.0	780.12
1	6.00*	1080.0	0.0	789.55	1080.0	0.0	789.55
1	6.60*	1080.0	-72.0	780.12	1080.0	-72.0	780.12
1	7.80*	993.6	-144.0	705.63	993.6	-144.0	705.63
1	9.00*	820.8	-216.0	562.69	820.8	-216.0	562.69
1	10.20*	561.6	-288.0	363.38	561.6	-288.0	363.38
1	11.40*	216.0	-360.0	125.83	216.0	-360.0	125.83
1	12.00	0.0	-360.0	0.00	0.0	-360.0	0.00

Нагружение 3 огибающая моментов Mупр [кНм]
 M = 1 :100



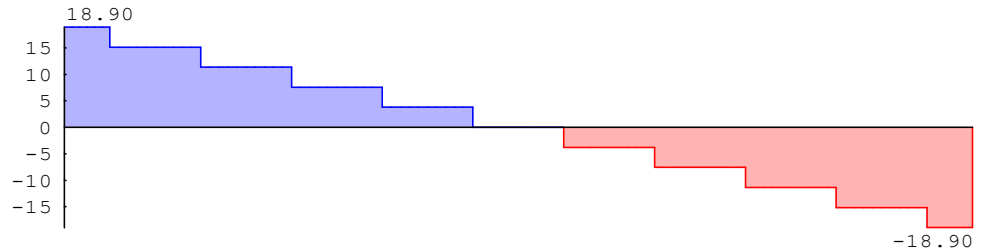
Дата **04.03.2011**

Статика/320 2010

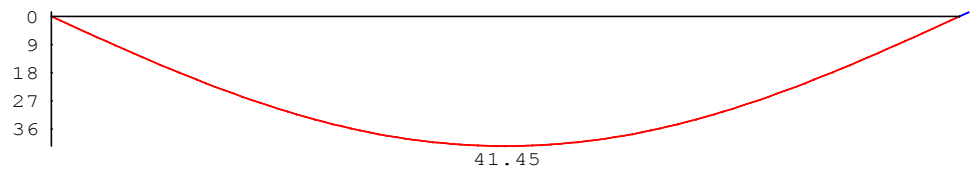
Проект

Балочная клетка

Нагружение 3 огибающая поперечных сил Qупр [кН]
M = 1 :100



Нагружение 3 огибающая прогибов fупр [мм]
M = 1 :100



Нагружение 3

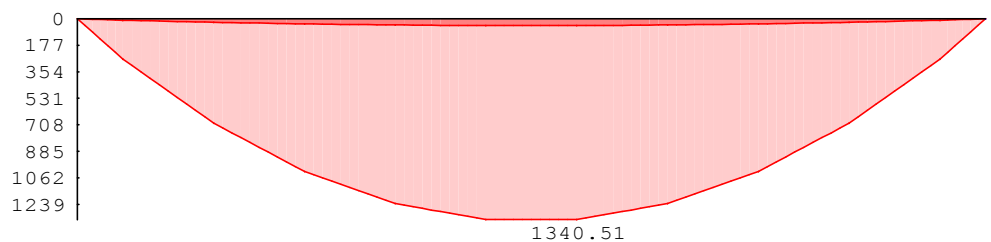
Пролет	x [м]	max			min		
		M3 [кНм]	Q3 [кН]	w3 [мм]	M3 [кНм]	Q3 [кН]	w3 [мм]
1	0.00	0.00	18.90	0.00	0.00	18.90	0.00
1	0.60*	11.34	18.90	6.61	11.34	18.90	6.61
1	1.80*	29.48	15.12	19.08	29.48	15.12	19.08
1	3.00*	43.09	11.34	29.54	43.09	11.34	29.54
1	4.20*	52.16	7.56	37.05	52.16	7.56	37.05
1	5.40*	56.70	3.78	40.96	56.70	3.78	40.96
1	6.00*	56.70	0.00	41.45	56.70	0.00	41.45
1	6.60*	56.70	-3.78	40.96	56.70	-3.78	40.96
1	7.80*	52.16	-7.56	37.05	52.16	-7.56	37.05
1	9.00*	43.09	-11.34	29.54	43.09	-11.34	29.54
1	10.20*	29.48	-15.12	19.08	29.48	-15.12	19.08
1	11.40*	11.34	-18.90	6.61	11.34	-18.90	6.61
1	12.00	0.00	-18.90	0.00	0.00	-18.90	0.00

Реакции опор

Нагружение	опора	max		min	
		[кН]		[кН]	
1	A	14.13	14.13		
	B	14.13	14.13		
2	A	360.00	360.00		
	B	360.00	360.00		
3	A	18.90	18.90		
	B	18.90	18.90		

PCU
Момент M [кНм]
M = 1 :100

Сочетания усилий согласно СНиП 2.01.07-85
основные сочетания усилий



mb-Viewer ab09fay 2010 - Copyright 2009 - mb AEC Software GmbH

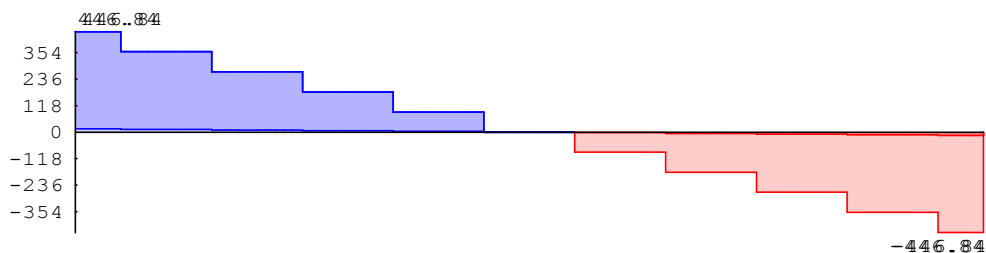
Дата **04.03.2011**

Статика/320 2010

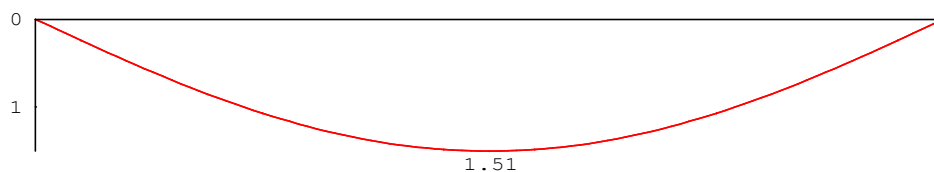
Проект

Балочная клетка

Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
 M = 1 :100



Прогибы [мм] основные сочетания усилий
 M = 1 :100



Расчетные сочетания усилий и перемещений

Про лет	x [м]	Mpcy [кНм]	max			min		
			Qpcy [кН]	wpcy [мм]	Mpcy [кНм]	Qpcy [кН]	wpcy [мм]	
1	0.00	0.00	446.84	0.00	0.00	14.84	0.00	
1	0.60*	268.10	446.84	0.24	8.90	14.84	0.24	
1	1.80*	697.06	357.47	0.69	23.14	11.87	0.69	
1	3.00*	1018.79	268.10	1.07	33.83	8.90	1.07	
1	4.20*	1233.27	178.73	1.35	40.95	5.93	1.35	
1	5.40*	1340.51	89.37	1.49	44.51	2.97	1.49	
1	6.00*	1340.51	0.00	1.51	44.51	0.00	1.51	
1	6.60*	1340.51	-2.97	1.49	44.51	-89.37	1.49	
1	7.80*	1233.27	-5.93	1.35	40.95	-178.73	1.35	
1	9.00*	1018.79	-8.90	1.07	33.83	-268.10	1.07	
1	10.20*	697.06	-11.87	0.69	23.14	-357.47	0.69	
1	11.40*	268.10	-14.84	0.24	8.90	-446.84	0.24	
1	12.00	0.00	-14.84	0.00	0.00	-446.84	0.00	

Сочетания реакций в опорах

Сочетание	опора	max		min	
		[кН]		[кН]	
основные РСУ	А	446.84	14.84		
	В	446.84	14.84		

Дата **04.03.2011**

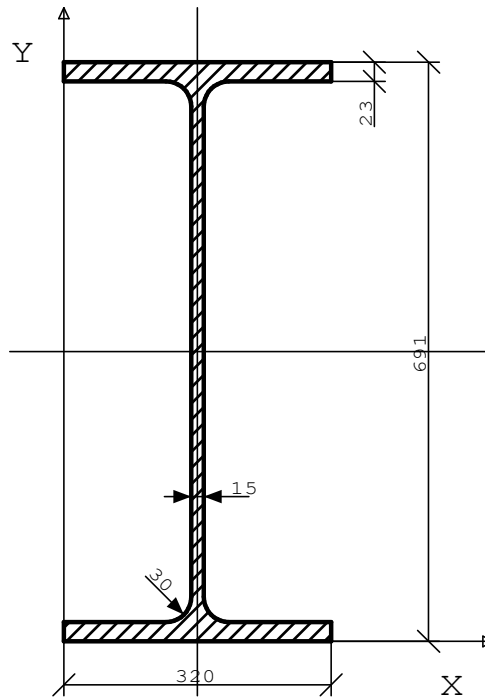
Статика/320 2010

Проект

Балочная клетка

Сечение балки
Профиль **I 70Ш2**
М = 1 : 9

двутавр широкополочный, ГОСТ 26020-83



Параметры сечения

высота	$h = 691\text{мм}$	ширина	$b = 320\text{мм}$
толщ.полки	$t = 23.0\text{мм}$	толщ.стенки	$t_w = 15.0\text{мм}$
площадь	$A = 252.\text{см}^2$	мом.инерции I_x	$= 2.055\text{e}5\text{см}^4$
ст.момент S_x	$= 3.36\text{e}3\text{см}^3$	мом.инерции I_y	$= 1.260\text{e}4\text{см}^4$
св.круч.	$I_t = 393.\text{см}^4$	сект.момент I_w	$= 1.386\text{e}7\text{см}^6$
мом.сопр.	$W = 5.95\text{e}3\text{см}^3$	мом.сопр.сж W_c	$= 5949.\text{см}^3$

Материал балки *сталь С245*

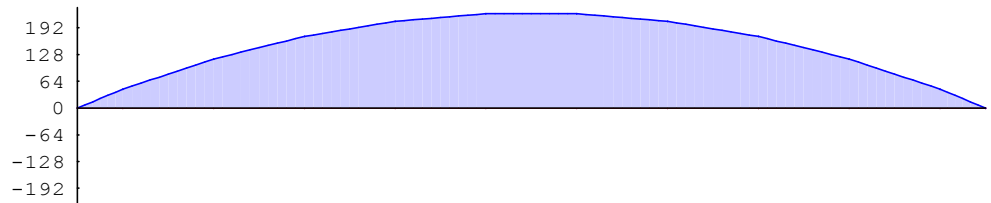
мод.упруг.	$E = 206.\text{ГПа}$	мод.сдвига	$G = 79.2\text{ГПа}$
сопр.изг.	$R_y = 240.\text{МПа}$	сопр.сдвигу	$R_s = 139.\text{МПа}$

Результаты расчета Балки 1-го класса по СП 53-102-2004, $\gamma_{sc}=1.00$

Критическое РСУ		N нагр	коэф.	пролеты
1	1	1.05	1	
	2	1.20	1	

Расчет на прочность макс.момент $M = 1.34\text{e}3\text{кНм}$ достигается в пролете 1
при РСУ N 1 в сечении с координатой $x = 5.40\text{м}$
условие (35) $M / (W * R_y * \gamma_{sc}) = 0.94$ условие выполнено

Напряжения нормальные σ_x [МПа]
М = 1 : 100



mb-Viewer ab0f0f09 - Copyright 2009 - mb AEC Software GmbH

Дата **04.03.2011**

Статика/320 2010

Проект

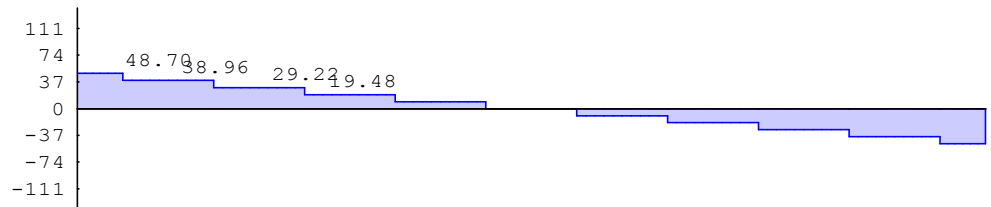
Балочная клетка

условие (36)

макс. поп. сила $Q = 447 \text{ кН}$ достигается в пролете 1 при РСУ N 1 в сечении с координатой $x = 11.40 \text{ м}$
 $Q \cdot S / (I \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c) = 0.35$ условие выполнено

Напряжения
 $M = 1 : 100$

касательные τ_{xy} [МПа]

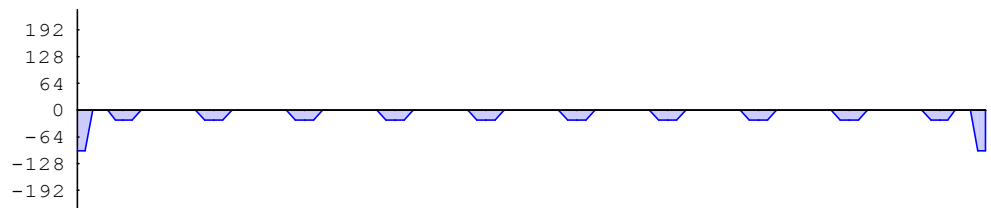


условие (40)

макс. лок. нагр. $Q = 1.46 \text{ е3 кН/м}$ в опоре В при РСУ N 1
 $\sigma_{loc} / (R_y \cdot \gamma_c) = 0.41$ условие выполнено

Напряжения
 $M = 1 : 100$

локальные σ_{loc} [МПа]

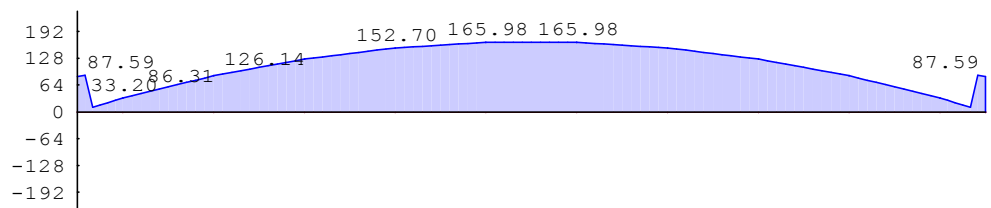


условие (38)

макс. эквивал. напряжения достигаются в пролете 1 при РСУ N 1 в сечении с координатой $x = 5.40 \text{ м}$
 $\sigma_x = 191 \text{ МПа}$ $\sigma_y = 0 \text{ МПа}$ $\tau_{xy} = 8 \text{ МПа}$
 $\sigma_{\text{экв}} / (R_y \cdot \gamma_c) = 0.69$ условие выполнено

Напряжения
 $M = 1 : 100$

эквивалентные $\sigma_{\text{экв}}$ [МПа]



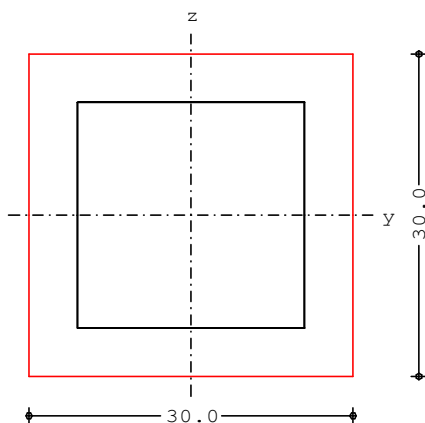
Устойчивость балки

обеспечена выполнением п. 9.4.46 СП 53-102-2004. Наиболее опасное состояние при РСУ 1 в пролете 1 расч. длина $l_{ef} = 1.09 \text{ м}$ напряж. $\sigma = 225 \text{ МПа}$ усл. гибк. $\lambda_{mb} = 0.12$ пред. гибк. $\lambda_{ub} = 0.33$

mb-Viewer abo09ay 2010 - Copyright 2009 - mb АЕС Software GmbH

Поз. 5**Одноярусная колонна общего вида**Расчетная схемаДлина колонны $l = 8.000$ мШирина и высота сечения $b = h = 30.0$ см

М = 1 : 7

Закрепления

	В плоскости Y	В плоскости Z
Сверху	шарнирное	шарнирное
Снизу	шарнирное	шарнирное

Нагрузки

№	Вид нагрузки	γf	Группа	Знак
1	Постоянная	1.05		
2	Кратковременная K1 = 0.00	1.20		
3	Кратковременная K1 = 0.00	1.40		

Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	e _y [см]	e _z [см]
1	8.00	28.3		
2	8.00	720.0		
3	8.00	37.8		

Дата

04.03.2011

Статика/410 2010

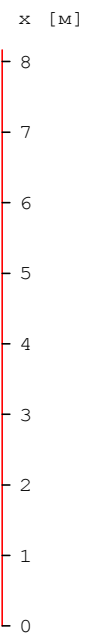
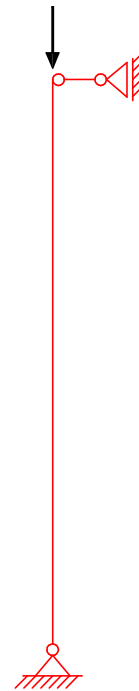
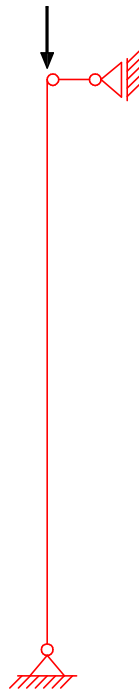
Проект

Балочная клетка

Нагрузка 1
M = 1 :107

в плоскости Y

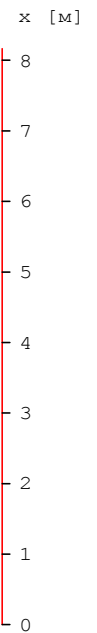
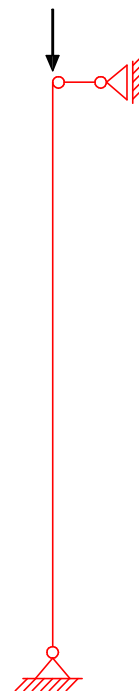
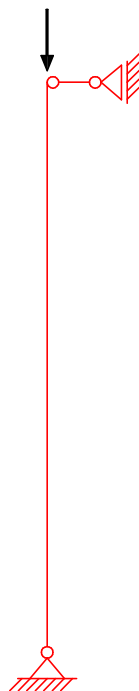
в плоскости Z



Нагрузка 2
M = 1 :107

в плоскости Y

в плоскости Z



Дата

04.03.2011

Статика/410 2010

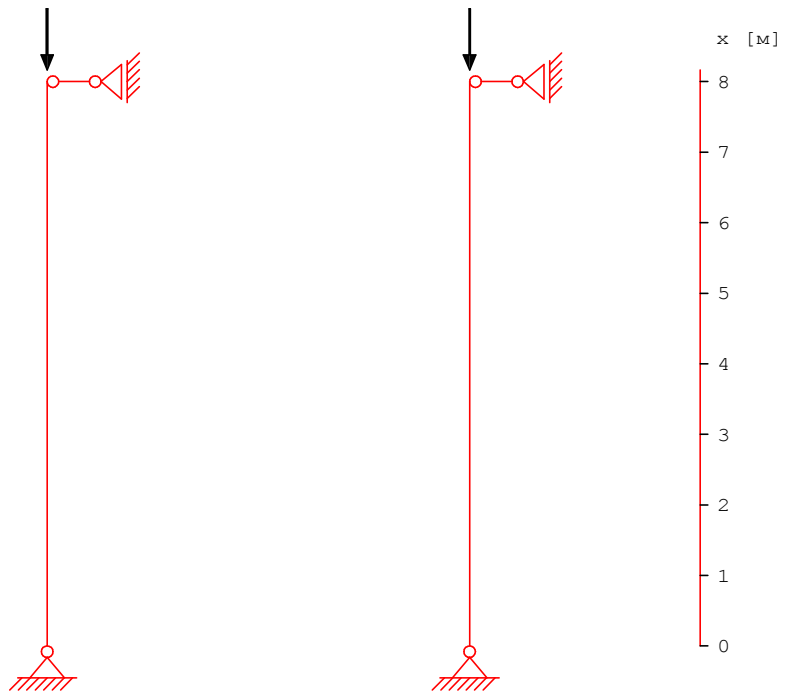
Проект

Балочная клетка

Нагрузка 3
M = 1 :107

в плоскости Y

в плоскости Z



Расчет

Согласно СНиП 52-01-03 Бетон.и железобетон.констр.

Тяжелый бетон B25
 Норм. сопротивление бетона $R_{b\ n} = 18.50$ МПа
 Расч. сопротивление бетона $R_b = 11.75$ МПа
 Продольная арматура A500
 Норм. сопротивление стали $R_{s\ n} = 500$ МПа
 Расч. сопротивление стали $R_s = 435$ МПа
 Поперечная арматура A300
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма
 Коэфф. условий работы бетона $\gamma_b = 0.810$ -
 Макс.коэффициент армирования $\mu_{\max} = 2.00$ %

Гибкости в пл.Y,Z

l_0y [м]	l_0z [м]	λy	λz
8.00	8.00	92.4	92.4

Расчет

для комбинации нагрузок K = 2

K 2 Усилия от полной нагрузки и ее длительной части (с учетом e_a)

x [м]	N [кН]	M_y [кНм]	M_z [кНм]	N_l [кН]	M_{yl} [кНм]	M_{zl} [кНм]
8.00	893.67	11.92	11.92	29.67	0.40	0.40
6.67	893.67	11.92	11.92	29.67	0.40	0.40
5.33	893.67	11.92	11.92	29.67	0.40	0.40
4.00	893.67	11.92	11.92	29.67	0.40	0.40
2.67	893.67	11.92	11.92	29.67	0.40	0.40
1.33	893.67	11.92	11.92	29.67	0.40	0.40
0.00	893.67	11.92	11.92	29.67	0.40	0.40

Дата 04.03.2011

Статика/410 2010

Проект

Балочная клетка

К 2 Расчетный момент в плоскости Y

x [м]	l0 [м]	ϕl [-]	δe [-]	D [МНм2]	Ncr [кН]	η [-]	$\eta * Mz$ [кНм]
8.00	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9
6.67	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9
5.33	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9
4.00	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9
2.67	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9
1.33	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9
0.00	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9

К 2 Расчетный момент в плоскости Z

x [м]	l0 [м]	ϕl [-]	δe [-]	D [МНм2]	Ncr [кН]	η [-]	$\eta * My$ [кНм]
8.00	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9
6.67	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9
5.33	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9
4.00	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9
2.67	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9
1.33	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9
0.00	8.00	1.033	0.150	8.27	1274.6	3.346	39.9

Требуемая арматура	Расстояние до ц.т. арматуры	a	=	2.70	см
	Площадь на каждую b-сторону	As1	=	3.07	см ²
	на каждую h-сторону	As2	=	3.07	см ²
	Общая площадь арматуры	Astot	=	12.27	см ²
	Коэффициент армирования	μ_{tot}	=	1.36	%

По расчету на действие поперечной силы для обеспечения прочности поперечная арматура не требуется.

Конструирование	dmin [мм]	dmax [мм]	nmax	amin [мм]
	12	28	20	25

Диаметр хомута	dsw	=	6	мм
Минимальная толщина защитного слоя для продольной арматуры	min аз	=	20	мм
для поперечной арматуры	min азw	=	15	мм

Выбранные стержни	Место	n	ds [мм]	As [см2]
	На угол	1	12	1.13
	На b-сторону	2	12	2.26
	На h-сторону	2	12	2.26

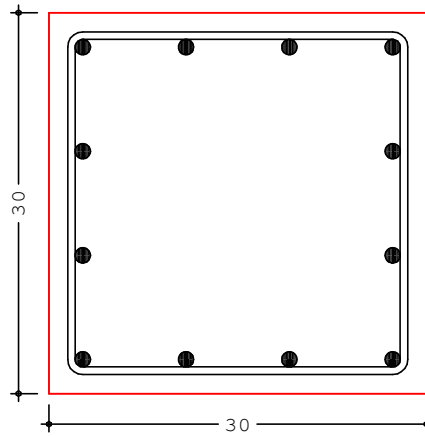
Общее число стержней ntot = 12 -

Защитный слой для хомута аз = 15 мм

Длина анкеровки сжатых стержней = 416 мм

Общая площадь арматуры	Astot	=	13.57	см ²
Коэффициент армирования	μ_{tot}	=	1.51	%

М = 1 : 6



Стержни: 12 Φ 12
Хомут: Φ 6
Защитный слой:
аз = 15 мм

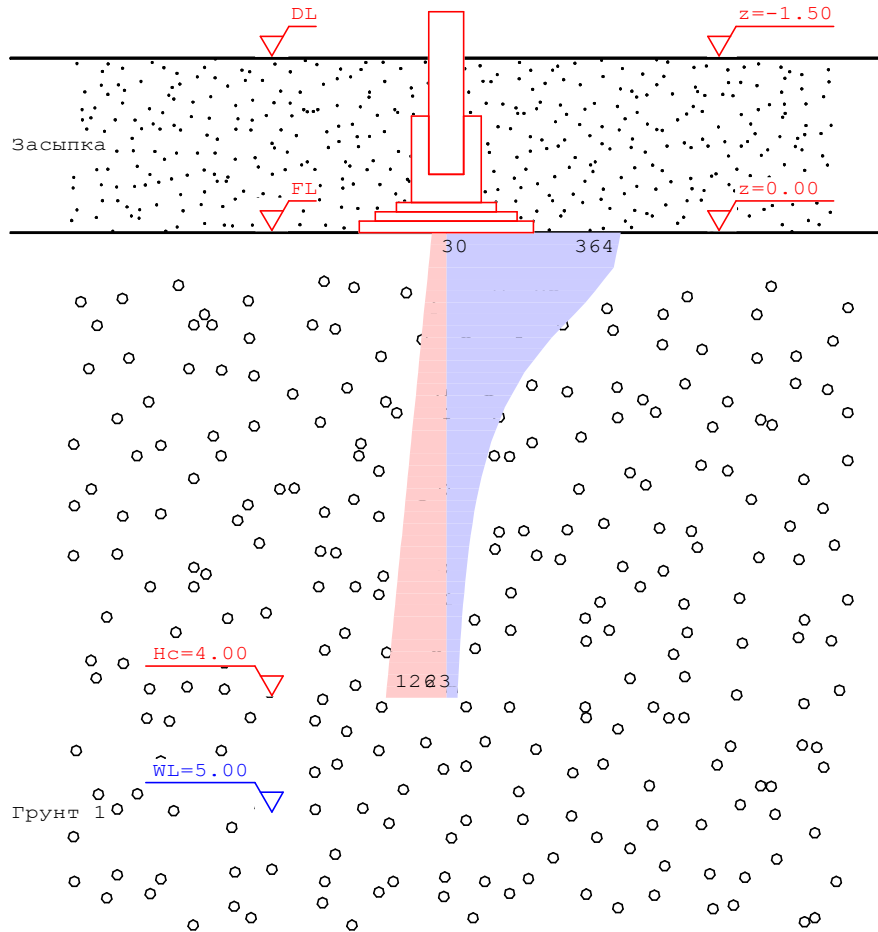
Поз. 6

Столбчатый фундамент

Данные для расчета

Схема расположения слоев грунта

M = 1 :65



Грунт

N	Слой	Тип грунта в слое
1	Засыпка	Песок средней крупности
2	Грунт 1	Щебнистый с пылевато-глин. заполнит.

Нормативные значения характеристик по слоям.

тип	z [м]	g [кН/м3]	E [МПа]	fi [град]	c/Rc [кПа]	e [%]	IL
Засыпка	-1.50	20.0	40.0	20.0	0.0	60.0	
Грунт 1	0.00	24.0	40.0	30.0	2.0	40.0	0.50

Размеры

Объект	размеры по X и по Y [см]	высота/глубина h/dc [см]
плита	100.0 100.0	10.0
подколонник	60.0 60.0	90.0
колонна	30.0 30.0	50.0
Высота фундамента от подошвы 100.0 см		

Дата **04.03.2011**

Статика/535 2010

Проект

Балочная клетка

Нагрузки	N	Нагрузка.	N	Mx	My	Qx	Qy
			[кН]	[кН*м]	[кН*м]	[кН]	[кН]
1		Постоянная	28.3	0.0	0.0	0.0	0.0
2		Кратковрем.	720.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3		Кратковрем.	37.8	0.0	0.0	0.0	0.0

PCY
Усилия и моменты

расчетные сочетания усилий по СНиП 2.01.07-85. для опасных PCY на высоте H от подошвы фундамента.

N	Тип PCY	табл. коэф.	N	Mx	My	Qx	Qy
			[кН]	[кН*м]	[кН*м]	[кН]	[кН]
1	тр.кр.	1	748.3	0.0	0.0	0.0	0.0
2	тр.дл.	2	388.3	0.0	0.0	0.0	0.0
3	основ.	3	893.7	0.0	0.0	0.0	0.0
4	основ.	4	710.3	0.0	0.0	0.0	0.0

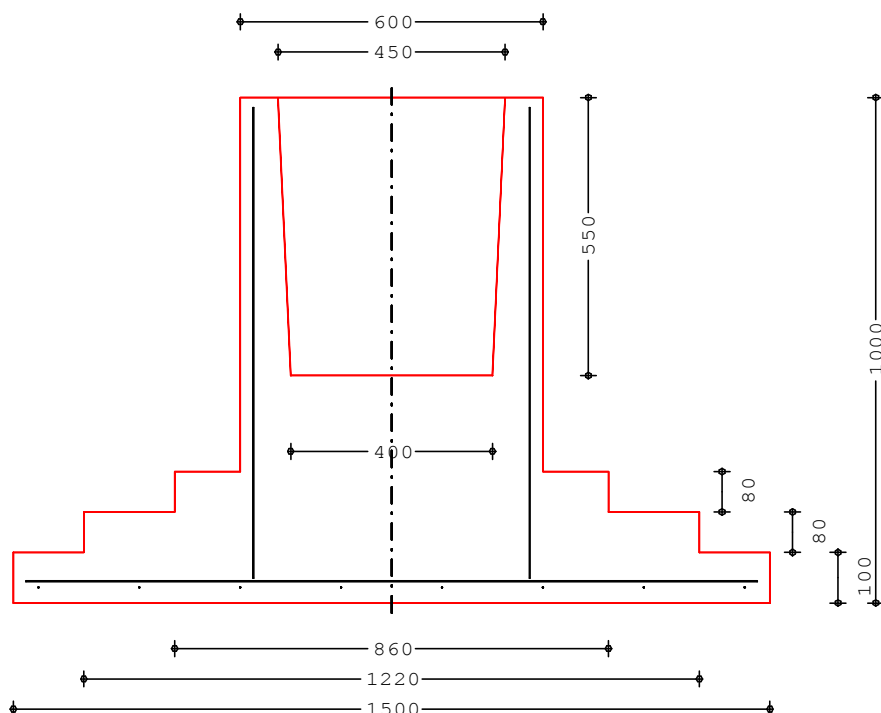
Наиболее опасные сочетания усилий

Наг- руж.	Коэффициенты PCY				Наг- руж.	Коэффициенты PCY			
	1	2	3	4		1	2	3	4
1	1.00	1.00	1.05	1.00	2	1.00	0.50	1.20	0.90
3	0.00	0.00	0.00	0.90					

Результаты расчета геометрических характеристик фундамента.

Объект	размеры по X и по Y		высота h
	[см]	[см]	
плита 1	150.0	150.0	10.0
плита 2	122.0	122.0	8.0
плита 3	86.0	86.0	8.0
подколонник	60.0	60.0	74.0

Схема фундамента вид сбоку
M = 1 :15



Дата

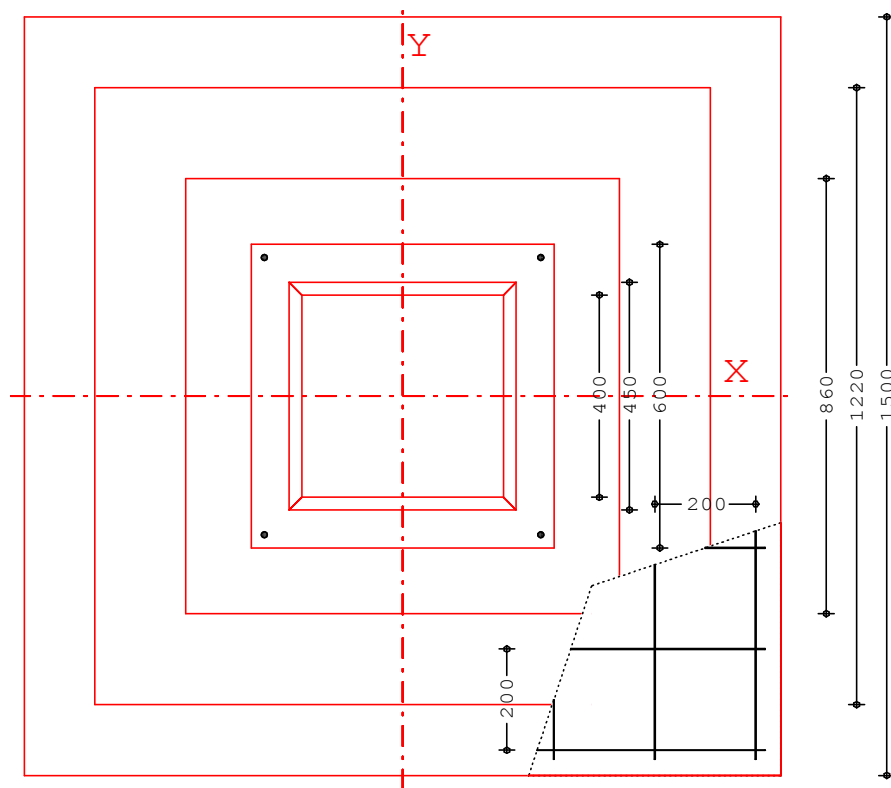
04.03.2011

Статика/535 2010

Проект

Балочная клетка

Схема фундамента вид сверху
 М = 1 :15



Расчет основания по СП 50-101-2004

Расчет по деформациям

Схема линейно деформируемого полупространства.
 Наибольшая осадка достигается при РСУ N 1.
 Глубина сжимаемой толщи $H_c=4.00$ м
 Среднее давление под подошвой $p=363.5$ кПа
 Краевое давление вдоль оси y $p_y=363.5$ кПа
 Краевое давление вдоль оси x $p_x=363.5$ кПа
 Давление в угловой точке $p_{xy}=363.5$ кПа
 Расчетное сопротивление грунта по 2.41 $R=337.9$ кПа
 Сопротивление грунта с учетом 5.5.24 $R=405.4$ кПа
 Осадка фундамента $s=1.0$ см $< s_u=100.0$ см
 Наибольший крен достигается при РСУ N 4,
 Крен фундамента $i=0.0000 < i_u=0.0050$

Расчет по несущей способности

Наиболее опасным по устойчивости является РСУ N 3.
 Макс. глубина поверхности скольжения $z_m=2.02$ м
 Сила предельного сопротивления грунта $N_u=2217$ кН

Дата **04.03.2011****Статика/535 2010**

Проект

Балочная клеткаПродавливание.Расчет на продавливание по СП 52-101-03.
Тяжелый бетон. Класс прочности В25.

Плита	ось	PCY	h0 [см]	Lx [см]	Ly [см]	eta
1	Y	3	6.1	128.1	128.10	0.82
2	Y	3	14.1	100.1	100.10	0.93
3	Y	3	22.1	82.1	82.10	0.91

Расчет арматурыпо СП 52-101-03 с использованием двухлинейной
диаграммы состояния сжатого бетона.

Арматура плиты

Класс арматурной стали: А500

Ось прутка	Коорд. [м]	PCY	Мизг [кН*м]	h [см]	As [см2]	d [мм]	n
X	0.61	3	5.8	5.7	2.5		
X	0.43	3	30.5	13.7	5.4		
X	0.30	3	60.3	21.7	6.6	12	8
Y	0.61	3	5.8	6.9	2.0		
Y	0.43	3	30.5	14.9	4.9		
Y	0.30	3	60.3	22.9	6.3	12	8

Нижние прутки ориентированы по оси Y.

Продольная арматура

подколонника. Класс арматурной стали: А500

Наиболее опасное PCY N1 . 4 прутка диаметром 12мм,
расположенные по углам.ТрещиностойкостьПредельно допустимая ширина раскрытия трещин
принимается из условия обеспечения сохранности
арматуры по СП 52-101-03 асрс1=0.4мм асрс2=0.3мм

Плита

Ось	Коорд. [м]	PCY	Мизг2 [кН*м]	Мизг1 [см2]	Мсрс [кН*м]	асрс2 [мм]	асрс1 [мм]
X	0.61	2 1	2.5	4.9	5.3	0.00	0.00
X	0.43	2 1	13.3	25.5	16.8	0.00	0.11
X	0.30	2 1	26.2	50.5	32.0	0.00	0.14
Y	0.61	2 1	2.5	4.9	5.5	0.00	0.00
Y	0.43	2 1	13.3	25.5	17.3	0.00	0.10
Y	0.30	2 1	26.2	50.5	32.6	0.00	0.13