МФС | Генеральный Подрядчик

Общество с ограниченной ответственностью
«Генеральный подрядчик - МФС»
ул. Рябиновая, д. 22А, стр. 2, Москва, 121471

ОКПО 75321383 ОГРН 1047796934195
ИНН 7704539433 КПП 772901001

Тел.: +7 495 505-97-33, доб. 4101
E-mail: sekretariat-mfs@pik.ru

Заказчик – Московский фонд реновации жилой застройки

Жилой дом с приспособлением подземной автостоянки под защитное сооружение гражданской обороны - "укрытие" (ЗСГО), с инженерными сетями и благоустройством территории по адресу: г. Москва, район Новогиреево, Кусковская улица, земельный участок 12/1 (Кусковская ул., вл. 12) (Восточный административный округ)

ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ.

Раздел 4. Конструктивные и объемно-планировочные решения. Расчетное обоснование подземной автостоянки

1190-01-КР.Р2

Том 7

2022

МФС | Генеральный Подрядчик

Общество с ограниченной ответственностью
«Генеральный подрядчик - МФС»
ул. Рябиновая, д. 22А, стр. 2, Москва, 121471

ОКПО 75321383 ОГРН 1047796934195
ИНН 7704539433 КПП 772901001

Тел.: +7 495 505-97-33, доб. 4101
E-mail: sekretariat-mfs@pik.ru

Заказчик – Московский фонд реновации жилой застройки

Жилой дом с приспособлением подземной автостоянки под защитное сооружение гражданской обороны - "укрытие" (ЗСГО), с инженерными сетями и благоустройством территории по адресу: г. Москва, район Новогиреево, Кусковская улица, земельный участок 12/1 (Кусковская ул., вл. 12) (Восточный административный округ)

ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

Раздел 4. Конструктивные и объемно-планировочные решения. Расчетное обоснование подземной автостоянки

1190-01-КР.Р2

Том 7

Уполномоченное лицо
по доверенности № 395 от 09.08.2021
Главный инженер проекта / Вайсертригер Н.А.

Главный инженер проекта / Вайсертригер Н.А.

Общество с ограниченной ответственностью • Производственно-технический отдел • ГП-МФС • Москва • Для документов

20.04.2022

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

ООО «Проектное бюро АПЕКС»
115114, Россия, Москва, Дербеневская наб., д.7, стр.9
T/F: +7495 135 8005, www.apex-project.ru

ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

ЖИЛОЙ ДОМ С ПРИСПОСОБЛЕНИЕМ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ ПОД ЗАЩИТНОЕ СООРУЖЕНИЕ ГРАЖДАНСКОЙ ОБОРОНЫ – «УКРЫТИЕ» (ЗСГО), С ИНЖЕНЕРНЫМИ СЕТЯМИ И БЛАГОУСТРОЙСТВОМ ТЕРРИТОРИИ

по адресу: г. Москва, район Новогиреево, Кусковская улица, земельный участок 12/1 (Кусковская ул., вл. 12) (Восточный административный округ)

Раздел 4. Конструктивные и объемно-планировочные решения. Расчетное обоснование подземной автостоянки

1190-01-КР.Р2

член Ассоциации Саморегулируемая организация «Профессиональное сообщество проектировщиков» (АССОЦИАЦИЯ СРО «ПСП»), регистрационный номер в государственном реестре саморегулируемых организаций СРО-П-190-23042014, регистрационный номер № 54

ООО «Проектное бюро АПЕКС»
115114, Россия, Москва, Дербеневская наб., д.7, стр.9
T/F: +7495 135 8005, www.apex-project.ru

ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

ЖИЛОЙ ДОМ С ПРИСПОСОБЛЕНИЕМ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ ПОД ЗАЩИТНОЕ СООРУЖЕНИЕ ГРАЖДАНСКОЙ ОБОРОНЫ – «УКРЫТИЕ» (ЗСГО), С ИНЖЕНЕРНЫМИ СЕТЯМИ И БЛАГОУСТРОЙСТВОМ ТЕРРИТОРИИ)

по адресу: г. Москва, район Новогиреево, Кусковская улица, земельный участок 12/1 (Кусковская ул., вл. 12) (Восточный административный округ)

Раздел 4. Конструктивные и объемно-планировочные решения.
Расчетное обоснование подземной автостоянки

1190-01-КР.Р2

Генеральный директор Матвеев Ю.М.

Главный инженер проекта Поляков И.С.

2022 г.

СОДЕРЖАНИЕ

1.	ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ	3
1.1.	КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ	3
1.2.	КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЯ	3
1.3.	МАТЕРИАЛЫ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ	4
2.	НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ	5
2.1.	ПОСТОЯННЫЕ НАГРУЗКИ	5
3.	ОПИСАНИЕ РАСЧЕТА	7
3.1.	ОПИСАНИЕ РАСЧЕТА	7
3.2.	ЖЕСТКОСТЬ ОСНОВАНИЯ	8
3.3.	ЖЕСТКОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ	9
3.4.	СХЕМА ЗАСТРОЙКИ. УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ	12
4.	РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА 1-Й ЧАСТИ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ	13
4.1.	ОБЩИЙ ВИД РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ	13
4.2.	ОСАДКА И ДАВЛЕНИЕ ПОД ПОДОШВОЙ ФУНДАМЕНТА	14
4.3.	ФУНДАМЕНТНАЯ ПЛИТА	19
4.4.	ПЛИТА ПОКРЫТИЯ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ	29
4.5.	НЕСУЩИЕ ПИЛОНЫ	40
4.6.	РАСЧЕТ НА ВСПЛЫТИЕ	99
5.	РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА Т-ОБРАЗНОЙ ЧАСТИ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ	100
5.1.	ОБЩИЙ ВИД РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ	100
5.2.	ОСАДКА И ДАВЛЕНИЕ ПОД ПОДОШВОЙ ФУНДАМЕНТА	101
5.3.	ФУНДАМЕНТНАЯ ПЛИТА	106
5.4.	ПЛИТА ПОКРЫТИЯ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ	116
5.5.	ПЛИТА ВЪЕЗДНОЙ РАМПЫ	127
5.6.	ПЛИТА ПОКРЫТИЯ ВЪЕЗДНОЙ РАМПЫ	134
5.7.	НЕСУЩИЕ ПИЛОНЫ	141
5.8.	НЕСУЩИЕ СТЕНЫ	191

5.9. РАСЧЕТ НА ВСПЛЫТИЕ 198

5.10. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ УКРЫТИЯ НА ОБЕСПЕЧЕНИЕ ЗАЩИТЫ УКРЫВАЕМЫХ ОТ ФУГАСНОГО И ОСКОЛОЧНОГО ДЕЙСТВИЯ ОБЫЧНЫХ СРЕДСТВ ПОРАЖЕНИЯ 199

6. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА 2-Й ЧАСТИ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ 208

6.1. ОБЩИЙ ВИД РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ 208

6.1. ОСАДКА И ДАВЛЕНИЕ ПОД ПОДОШВОЙ ФУНДАМЕНТА 209

6.2. ПЛИТА ПОКРЫТИЯ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ 224

6.3. НЕСУЩИЕ ПИЛОНЫ 235

6.4. РАСЧЕТ НА ВСПЛЫТИЕ 286

7. РАСЧЕТ ШУМОЗАЩИТНЫХ ЭКРАНОВ 287

7.1. ОПИСАНИЕ КОНСТРУКЦИИ 287

7.2. ОПИСАНИЕ РАСЧЁТА 288

7.3. МАТЕРИАЛЫ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ 288

7.4. ПИКОВОЕ ВЕТРОВОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ ДЛЯ ЭКРАНА ВЫСОТОЙ ДО 3М 288

7.5. РАССЧЕТ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА НА УСТОЙЧИВОСТЬ 289

7.6. ПИКОВОЕ ВЕТРОВОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ ДЛЯ ЭКРАНА ВЫСОТОЙ ДО 8,5М 289

7.7. РАССЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТОЕК ВЫСОТОЙ 8,5 И 4М 290

7.8. ПРОВЕРКА БАЗЫ СТОЙКИ 30Ш1 298

7.9. ПРОВЕРКА БАЗЫ СТОЙКИ 30Ш1 305

7.10. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЁТА ШУМОЗАЩИТНОГО ОГРАЖДЕНИЯ 311

8. ВЫВОДЫ 319

9. СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ И НОРМАТИВНАЯ БАЗА 325

10. ПРИЛОЖЕНИЯ 326

1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

1.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Паркинг одноэтажный подземный, разбитый на 3 части.

Условия площадки строительства описаны в разделе: 1190-01-КР1.

1.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЯ

За относительную отметку 0.000 м принята абсолютная отметка 155.150м.

Принимая во внимание геологические и гидрогеологические условия площадки участка строительства в проекте приняты следующие решения:

- в качестве фундамента запроектирована плита на естественном основании переменной толщины: 400 с утолщениями до 800 мм под пилонами.

Основанием фундаментной плиты будут служить:

- ИГЭ-4, Песок мелкий, средней плотности:
  - коэффициент пористости, e – 0,64;
  - плотность грунта ρ, г/см^3 – 1,92;
  - удельное сцепление С, МПа – 0,002;
  - угол внутр. трения, ф, град. – 34;
  - модуль общей деформации Е, МПа – 25.
- ИГЭ-5, Песок средней крупности, средней плотности:
  - коэффициент пористости, e – 0,62;
  - плотность грунта ρ, г/см^3 – 1,96;
  - удельное сцепление С, МПа – 0,001;
  - угол внутр. трения, ф, град. – 35;
  - модуль общей деформации Е, МПа – 30.

Материал железобетонных конструкции фундаментной плиты:

- бетон В30, W10, F200 по ГОСТ 26633-2012;
- арматура А500С по ГОСТ 52544-2006;
- арматура А240 по ГОСТ 5781-82.

1.3. МАТЕРИАЛЫ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы несущих конструкций пилонов, стен и плиты покрытия:

- бетон В30, W10, F200 по ГОСТ 26633-2012;
- арматура А500С по ГОСТ 52544-2006;
- арматура А240 по ГОСТ 5781-82.

Толщины строительных конструкций указаны для каждой части паркинга отдельно в п. 4.1, 5.1 и 6.1.

2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

2.1. ПОСТОЯННЫЕ НАГРУЗКИ

Нагрузки от собственного веса несущих железобетонных конструкций прикладывается автоматически исходя из объемного веса железобетона, равного $\gamma = 25\ кН/м^3$, с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1.1$.

Все нагрузки и воздействия заданы согласно СП 20.13330.2016.

ОПИСАНИЕ НАГРУЗКИ	q_n	γ_f	q	ед. изм.
ПОСТОЯННЫЕ				
Пирог пола покрытия автостоянки и рампы				
бетонное основание В25 по уклону, арм. t = 200 мм ρ = 2500 кг/м³	4,91	1,3	6,38	кН/м²
ИТОГО:	4,9	1,3	6,4	кН/м²
Конструкция покрытия автостоянки				
травяное покрытие t = 150 мм ρ = 1700 кг/м³	2,50	1,2	3,01	кН/м²
субстрат для кровельного озеленения t = 250 мм ρ = 1700 кг/м³	4,17	1,3	5,43	кН/м²
вес грунта t = 1400 мм ρ = 1700 кг/м³	23,8	1,3	30,09	кН/м²
вес утеплителя t = 150 мм ρ = 180 кг/м³	0,26	1,3	0,35	кН/м²
вес армированной стяжки t = 50 мм ρ = 2000 кг/м³	0,98	1,3	1,28	кН/м²
вес керамзитобетона t = 300 мм ρ = 1200 кг/м³	3,53	1,3	4,6	кН/м²
ИТОГО:	35,24	1,3	44,76	кН/м²
ВРЕМЕННЫЕ				
места автостоянки	3,5	1,2	4,2	кН/м²
рампа и пути проезда	5	1,2	6	кН/м²
полезная на покрытие паркинга	1.5	1.2	1.8	кН/м²

АВАРИЙНЫЕ				
пожарная машина на покрытие паркинга	36	1	36	кН/м²

3. ОПИСАНИЕ РАСЧЕТА

3.1. ОПИСАНИЕ РАСЧЕТА

Расчет выполнен с помощью проектно-вычислительного комплекса «Sofistik 2020» Комплекс реализует конечно-элементное моделирование статических и динамических расчетных схем, проверку устойчивости, выбор невыгодных сочетаний усилий, подбор арматуры железобетонных конструкций, проверку несущей способности стальных конструкций.

В настоящей расчетно-пояснительной записке представлены результаты следующих расчетов:

- расчет здания на вертикальную нагрузку.

Целью расчетов являются, соответственно:

- проверка достаточности жесткости принятой конструктивной схемы здания для восприятия ветровых нагрузок;
- проверка достаточности принятых размеров фундаментов из условий прочности и жесткости (осадка);
- проверка достаточности (из условий прочности) принятых размеров сечений вертикальных несущих конструкций (стен, колонн);
- проверка достаточности принятой толщины плит перекрытий из условий прочности и жесткости (прогибов).

Расчет выполнен по схеме “здание - основание”. Конечно-элементная модель представляет собой пространственную систему, отражающую геометрию здания и физико-механические характеристики его несущих элементов с учетом жесткости основания.

Жесткость упругого основания (коэффициенты постели) определялась на основании результатов расчета встроенных модулей, предназначенных для вычисления коэффициентов постели грунтового основания с помощью задания геологических условий площадки строительства.

Выполнение вычислений производится на основе программно-выстраиваемой модели грунта, для чего и задаются сведения о скважинах (их местоположение и характеристики слагающих скважину грунтов по соответствующим слоям ИГЭ). Формирование модели грунта между скважинами происходит по установленным правилам с применением интерполяции между слоями.

Вычисления производятся в соответствии с СП 22.13330.2016. Расчет осадок выполняется с применением схемы линейно деформируемого полупространства. Расчетные коэффициенты

жесткости, в свою очередь, определялись с учетом неоднородности грунта основания в плане и по глубине, жесткости фундаментной плиты и вышестоящих конструкций.

В расчетной схеме приняты следующие допущения:

- нелинейная работа ж.б. несущих конструкций учтена при помощи коэффициентов, понижающих начальный модуль упругости бетона, значения которых определены в соответствии с СП 52-103-2007, п.6.2.7;
- перемещения фундамента в горизонтальной плоскости (X-0-Y) запрещены.

Расчетная модель включает в себя весь несущий каркас: фундаментная плита, простенки (пилоны), стены, плиты перекрытий и покрытие.

Приняты следующие типы конечных элементов:

- железобетонные пластинчатые элементы (стены, простенки, перекрытия и фундаментная плита) – оболочечные четырехузловые конечные элементы.
- железобетонные стержневые элементы (балки, пилоны, сваи) – стержневые конечные элементы.

Все остальные ненесущие конструкции учтены в расчетной схеме соответствующими нагрузками.

Расчет строительных конструкций выполнен по двум группам предельных состояний: по первой группе – по прочности, по второй группе – по деформациям, образованию и ширине раскрытия трещин. Расчеты выполнены на основные и особое сочетания нагрузок с определением расчетных сочетаний усилий согласно нормативу [1].

Конструкции здания относятся к 3-ей категории по трещиностойкости. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин из условия сохранности арматуры принята a_{crc1}= 0,3мм и a_{crc2}=0,4мм.

3.2. ЖЕСТКОСТЬ ОСНОВАНИЯ

Для корпусов и подземной автостоянки жесткость основания определялась на основании результатов расчета задачи упругого полупространства модуля HASE из состава ПК SOFiSTiK. Пространственная модель упругого полупространства грунтового основания содержала описания физико-механических свойств грунтов, а также взаиморасположение скважин согласно инженерно-геологического отчету.

Результатом расчета жесткости основания модулем HASE является назначение неравномерного распределения коэффициента постели для фундаментных плит. Цель расчета заключается в учете полученных коэффициентов для фундамента для дальнейшего определения осадок здания,

уточнения распределения усилий в элементах вертикальных несущих конструкций и элементов фундаментов и перекрытий до 1 этажа.

3.3. ЖЕСТКОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

В соответствии с СП 52-103-2007 “Железобетонные монолитные конструкции зданий” значения нелинейных жесткостей железобетонных элементов учитываем приближенно, путем понижения линейных жесткостей с помощью условных обобщенных коэффициентов. Для оценки перемещений и усилий в элементах конструктивной системы принимаем приближенные значения жесткостей элементов, имея в виду, что распределение усилий в элементах конструктивных

систем зависит не от величины, а, в основном, от соотношения жесткостей этих элементов.

Для определения усилий принимаем линейный модуль упругости материала с понижающими коэффициентами:

• 0.6 – для вертикальных сжатых элементов (пилоны и стены);

• 0.3 – для изгибаемых элементов с учетом длительности действия нагрузки при определении деформаций (плиты перекрытий, покрытий и балки).

Для определения вертикальных перемещений принимаем линейный модуль упругости материала с понижающими коэффициентами:

• 0.6 – для вертикальных сжатых элементов (пилоны и стены);

• 0.2 – для изгибаемых элементов с учетом длительности действия нагрузки при определении деформаций (плиты перекрытий, покрытий и балки).

Расчетная схема здания моделировалась следующими элементами:

- Плитный фундамент – пластинчатыми элементами оболочками с жесткостными характеристиками:
  - $E_{b\,(\text{нач.})}$= 32500 МПа – начальный модуль упругости бетона (бетон класса В30);
  - $E_{b\,(\text{нелин.})}$= 32500×0,3 = 9750 МПа – пониженный модуль упругости бетона для определения усилий;
  - $E_{b\,(\text{нелин.})}$= 32500×0,2 = 6500 МПа – пониженный модуль упругости бетона для определения вертикальных перемещений.
- Плиты перекрытий и покрытий, балки в перепадах плит– пластинчатыми элементами оболочками с жесткостными характеристиками:

- $E_{b\ (нач.)}$= 32500 Мпа – начальный модуль упругости бетона (бетон класса В30);
- $E_{b\ (нелин.)}$= 32500×0,3 = 9750 Мпа – пониженный модуль упругости бетона для определения усилий;
- $E_{b\ (нелин.)}$= 32500×0,2 = 6500 МПа – пониженный модуль упругости бетона для определения вертикальных перемещений.

- Колонны и пилоны - универсальными пространственными стержнями с жесткостными характеристиками:
  - $E_{b\ (нач.)}$= 32500 МПа – начальный модуль упругости бетона (бетон класса В30);
  - $E_{b\ (нелин.)}$= 32500×0,6 = 19500 Мпа – пониженный модуль упругости бетона.
- Стены - пластинчатыми элементами оболочками с жесткостными характеристиками:
  - $E_{b\ (нач.)}$= 32500 МПа – начальный модуль упругости бетона (бетон класса В30);
  - $E_{b\ (нелин.)}$= 32500×0,6 = 19500 Мпа – пониженный модуль упругости бетона.

Более низкое значение понижающего коэффициента позволяет учитывать наряду с ползучестью образование трещин в перекрытиях, балках и других конструктивных элементах.

Расчет строительных конструкций был выполнен по двум группам предельных состояний:

- I-я группа предельных состояний – проверка по прочности;
- II-я группа предельных состояний – проверка по деформациям, ускорениям и образованию трещин.

Виды нагрузок и расчетные сочетания составлены в соответствии с нормами, регламентирующими расчетные нагрузки и воздействия: СП 20.13330.2016 “Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*”

Сечения железобетонных конструкций приняты согласно чертежам 1190-01-КР2.3.

Сечения железобетонных конструкций описаны в 1190-01-КР1.

Расчетные сочетания нагрузок:

НОМЕР ЗАГРУЖЕНИЯ	НАИМЕНОВАНИЕ НАГРУЗКИ	ДЛИТЕЛЬНОСТЬ	КОЭФФИЦИЕНТ НАДЕЖНОСТИ ПО
1	G – Собственный вес	Постоянная	1,1
2	G_F – Конструкция кровли, полы	Постоянная	1,3
3	R – Давление грунта	Постоянная	1,15
4	G_M – Перегородки	Постоянная	1,2
101	Q – Длительная	Длительная	1,2
102	L – Кратковременная	Кратковременная	1,2
401	A - Аварийная (вариант 1)	Аварийная	1,0
402	A - Аварийная (вариант 2)	Аварийная	1,0
403	A - Аварийная (вариант 3)	Аварийная	1,0

Расчетные сочетания нагрузок, применяемые в проекте представлены в табличной форме далее по тексту.

Комбинации нагрузок

НОМЕРА ЗАГРУЖЕНИЙ	СОЧЕТАНИЕ					
	ОСНОВНОЕ	ОСОБОЕ	ОСОБОЕ	ОСОБОЕ	ОСНОВНОЕ	ОСНОВНОЕ
	1101	1102	1103	1104	2101	3101
1	1,1	1,1	1,1	1,1	1	1
2	1,3	1,3	1,3	1,3	1	1
3	1,15	1,15	1,15	1,15	1	1
4	1,2	1,2	1,2	1,2	1	1
101	1,2	1	1	1	1	1
102	1,2	0.5	0.5	0.5	1	0,35
401	0	1	0	0	0	0
402	0	0	1	0	0	0
403	0	0	0	1	0	0

3.4. СХЕМА ЗАСТРОЙКИ. УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Жилой комплекс состоит из 2-х многоэтажных корпусов и подземной автостоянки. Конструкции корпусов отделены от подземной автостоянки деформационными швами. Подземная автостоянка поделена деформационными швами на 3 части:

- Подземная автостоянка часть 1;
- Подземная автостоянка, Т-образная часть;
- Подземная автостоянка часть 2.

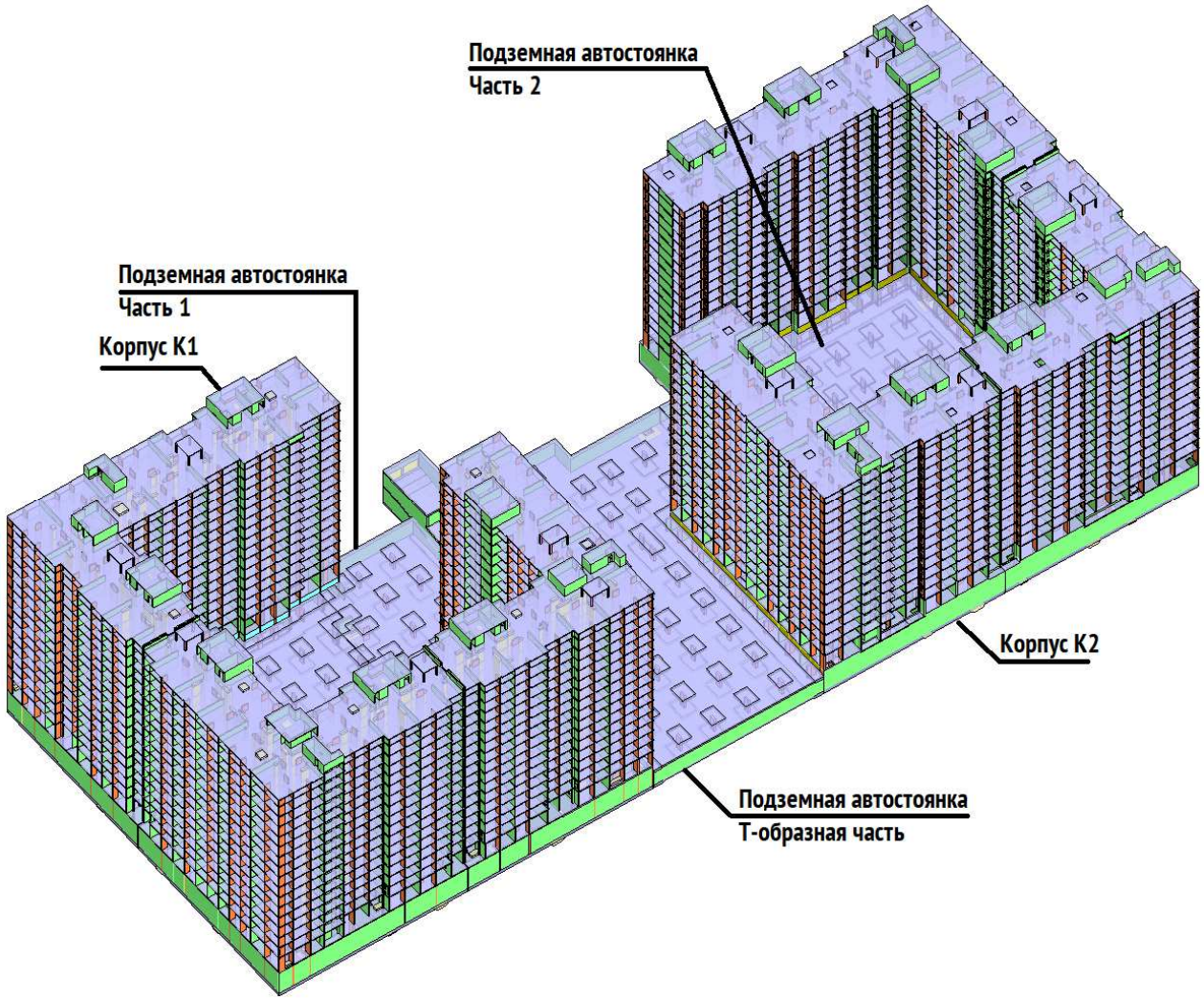
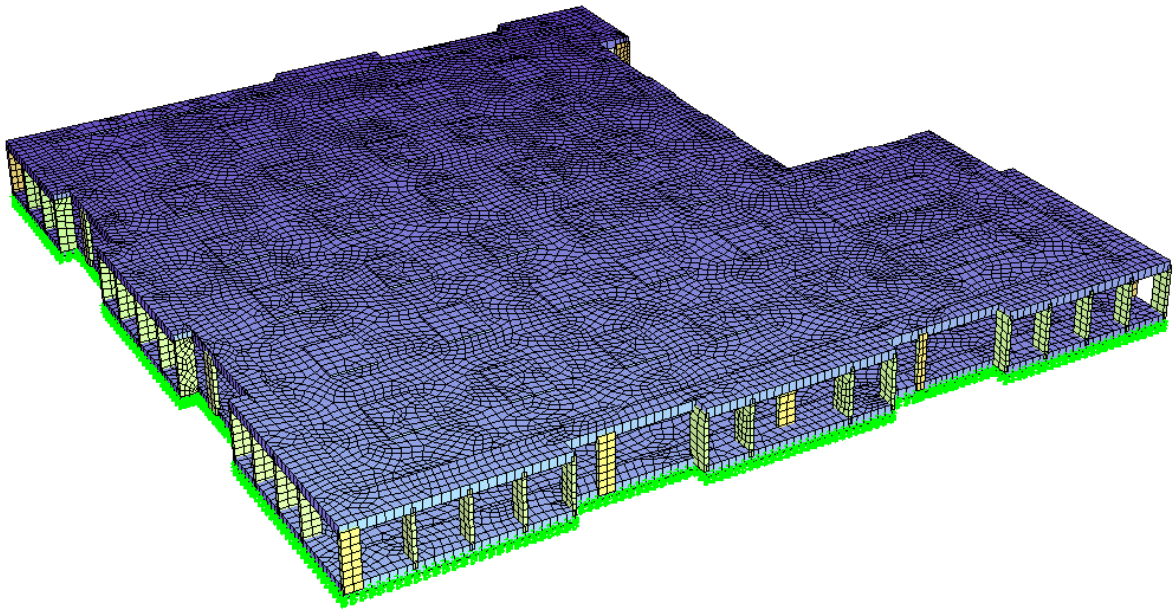


Схема застройки. Условные обозначения

4. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА 1-Й ЧАСТИ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ

4.1. ОБЩИЙ ВИД РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ



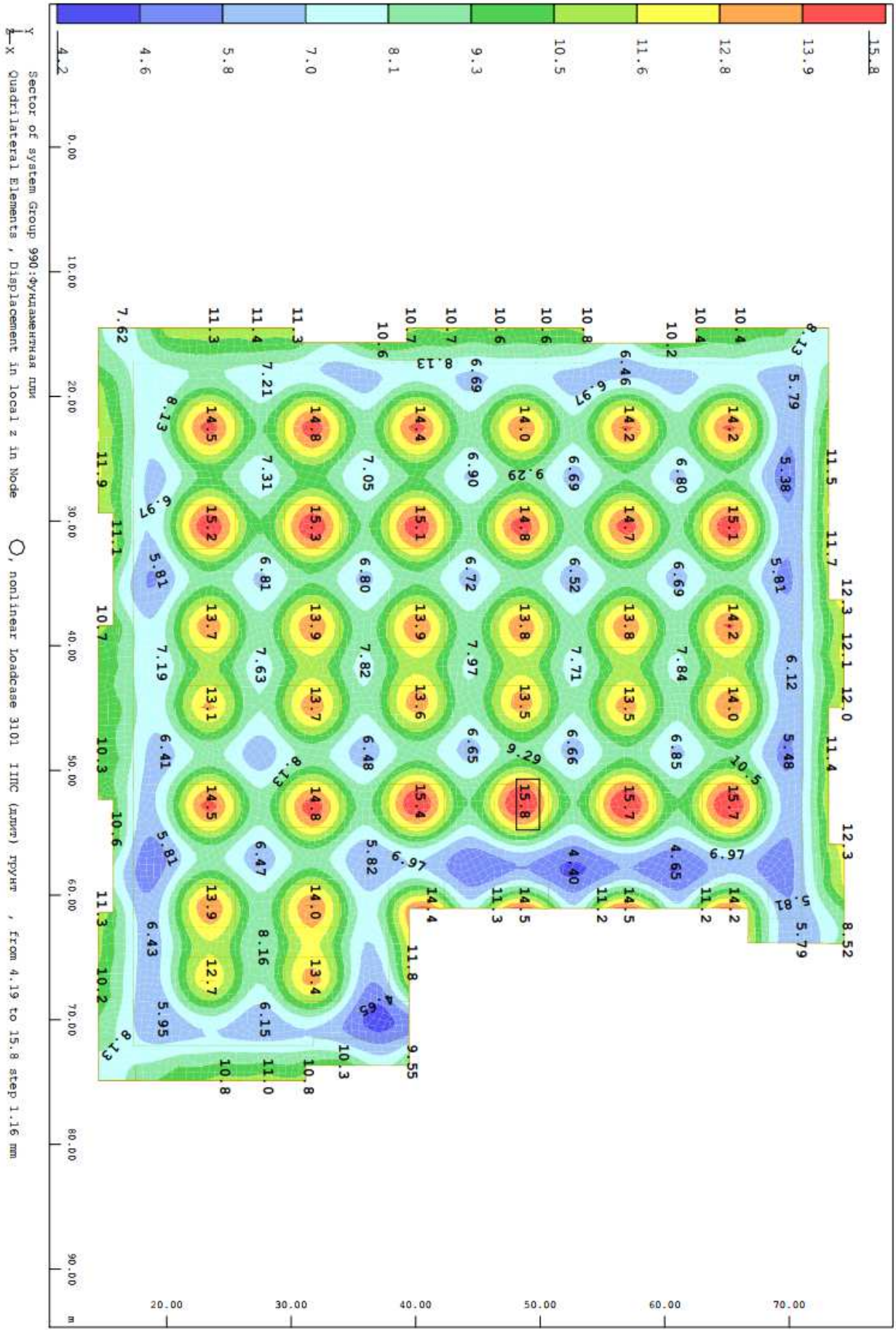
Расчётная схема. 1-я часть подземной автостоянки

Сечение элементов приведено в таблице

ТИП КОНСТРУКЦИИ	РАЗМЕР СЕЧЕНИЯ, ТОЛЩИНА, ММ	МАТЕРИАЛ КОНСТРУКЦИИ
Фундаментная плита	400, 800 (банкетка)	B30, W10, F200
Покрытие	400, 700 (капитель)	B30, W10, F200
Пилоны	300x1200	B30
	400x1200	
	400x800	
	300x1650	

4.2. ОСАДКА И ДАВЛЕНИЕ ПОД ПОДОШВОЙ ФУНДАМЕНТА

Осадка, мм



Расчет осадки фундамента паркинга П1 в осях П.0-П.7/П.1.Б-П.1.Ф

Допущения и предпосылки. Расчет выполняется согласно СП 22.13330.2016 п.п. 5.6.31.

Исходные данные. Среднее давление под подошвой фундамента $p = 0.79$ кг/см^2; глубина заложения $d_n = 7.15$ м; фундамент прямоугольный; ширина подошвы $b = 60.00$ м; длина подошвы $l = 56.00$ м; объемный вес грунта выше подошвы $\gamma'_{\text{II}} = 1.86$ т/м^3; имеются грунтовые воды на расстоянии 0.00 м от подшвы мощностью 3.40 м; $s_u = 15.0$ см.

Расчет. Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы

$$\sigma_{zg0} = \gamma'_{\text{II}} d_n = 1.86 \cdot 7.15 = 13.299 \text{ т/м}^2 = 1.330 \text{ кг/см}^2$$

Согласно требованиям методики расчета, сжимаемая толща грунта под подошвой разбивается на слои. Необходимые величины для каждого слоя вычисляются в табличной форме по формулам

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i p, \quad \sigma_{z\gamma,i} = \alpha_i \sigma_{zg0}, \quad \sigma_{zg,i} = \sigma_{zg0} + \sum_{i=1}^{n} h_i \gamma_i$$

Минимальная глубина сжимаемой толщи для $10 \leqslant b < 60$ м составляет $H_{min} = 4 + 0.1b = 4 + 0.1 \cdot 60.00 = 10.00$ м.

Т.к. $p \leqslant \sigma_{zg,0}$ то осадка определяется по формуле (5.19)

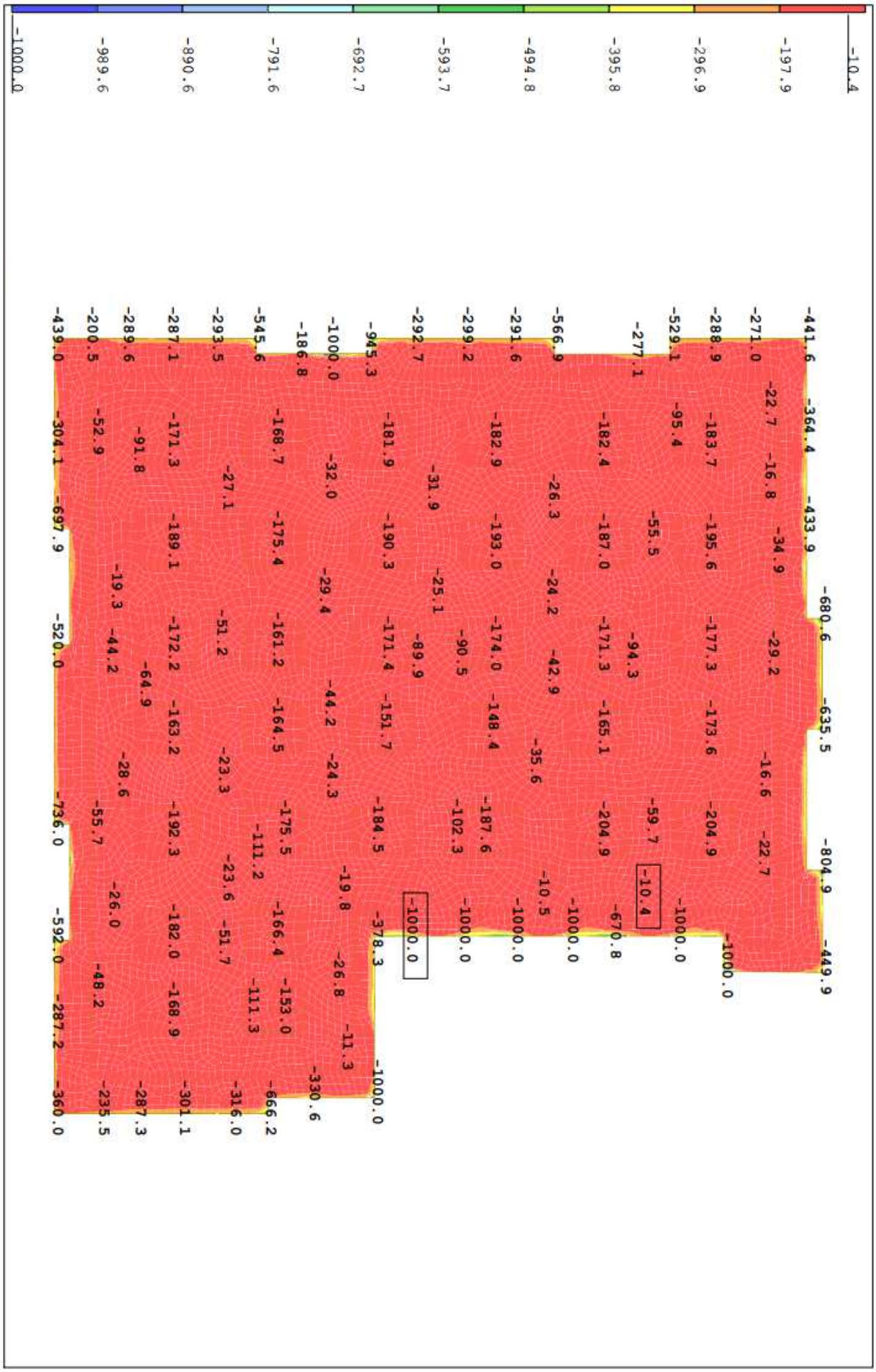
$$\Delta s_i = \beta \sigma_{zp,i} h_i / E_{e,i}, \quad \beta = 0.8$$

№	Э	h	z	α	σ_{zp}	$\sigma_{z\gamma}$	γ	σ_{zg}	$0.5\sigma_{zg}$	$0.2\sigma_{zg}$	E	E_e	Δs
		м	м	–	кг/см^2	кг/см^2	т/м^3	кг/см^2	кг/см^2	кг/см^2	кг/см^2	кг/см^2	см
–	–	–	0.00	1.000	0.790	1.330	–	1.330	0.665	0.266	–	–	–
1	5	0.40	0.20	1.000	0.790	1.330	1.05	1.351	0.675	0.270	306	1530	0.017
2	5	0.40	0.60	1.000	0.790	1.330	1.05	1.393	0.696	0.279	306	1530	0.017
3	5	0.40	1.00	1.000	0.790	1.330	1.05	1.435	0.717	0.287	306	1530	0.017
4	5	0.40	1.40	1.000	0.790	1.330	1.05	1.477	0.738	0.295	306	1530	0.017
5	5	0.40	1.80	1.000	0.790	1.330	1.05	1.519	0.759	0.304	306	1530	0.017
6	5	0.40	2.20	1.000	0.790	1.329	1.05	1.561	0.780	0.312	306	1530	0.017
7	5	0.40	2.60	0.999	0.790	1.329	1.05	1.603	0.801	0.321	306	1530	0.017
8	5	0.40	3.00	0.999	0.789	1.329	1.05	1.645	0.822	0.329	306	1530	0.017
9	5	0.20	3.30	0.999	0.789	1.328	1.05	1.676	0.838	0.335	306	1530	0.008
10	7	0.40	3.60	0.999	0.789	1.328	1.99	2.066	1.033	0.413	204	1020	0.025
11	7	0.40	4.00	0.998	0.788	1.327	1.99	2.146	1.073	0.429	204	1020	0.025
12	7	0.40	4.40	0.997	0.788	1.326	1.99	2.226	1.113	0.445	204	1020	0.025
13	7	0.40	4.80	0.997	0.787	1.325	1.99	2.305	1.153	0.461	204	1020	0.025
14	7	0.40	5.20	0.996	0.787	1.324	1.99	2.385	1.192	0.477	204	1020	0.025
15	7	0.40	5.60	0.995	0.786	1.323	1.99	2.464	1.232	0.493	204	1020	0.025
16	7	0.40	6.00	0.994	0.785	1.321	1.99	2.544	1.272	0.509	204	1020	0.025
17	7	0.20	6.30	0.993	0.784	1.320	1.99	2.604	1.302	0.521	204	1020	0.012
18	8	0.40	6.60	0.992	0.783	1.319	1.97	2.663	1.332	0.533	132	660	0.038
19	8	0.40	7.00	0.990	0.782	1.317	1.97	2.742	1.371	0.548	132	660	0.038
20	8	0.40	7.40	0.988	0.781	1.315	1.97	2.821	1.410	0.564	132	660	0.038
21	8	0.40	7.80	0.987	0.779	1.312	1.97	2.899	1.450	0.580	132	660	0.038
22	8	0.40	8.20	0.985	0.778	1.309	1.97	2.978	1.489	0.596	132	660	0.038
23	8	0.10	8.45	0.983	0.777	1.308	1.97	3.028	1.514	0.606	132	660	0.009
24	9	0.40	8.70	0.982	0.776	1.306	2.02	3.078	1.539	0.616	275	1375	0.018
25	9	0.40	9.10	0.979	0.774	1.302	2.02	3.159	1.579	0.632	275	1375	0.018
26	9	0.40	9.50	0.977	0.772	1.299	2.02	3.239	1.620	0.648	275	1375	0.018
27	8	0.40	9.90	0.974	0.769	1.295	1.97	3.319	1.660	0.664	132	660	0.037
28	8	0.40	10.30	0.971	0.767	1.291	1.97	3.398	1.699	0.680	132	660	0.037

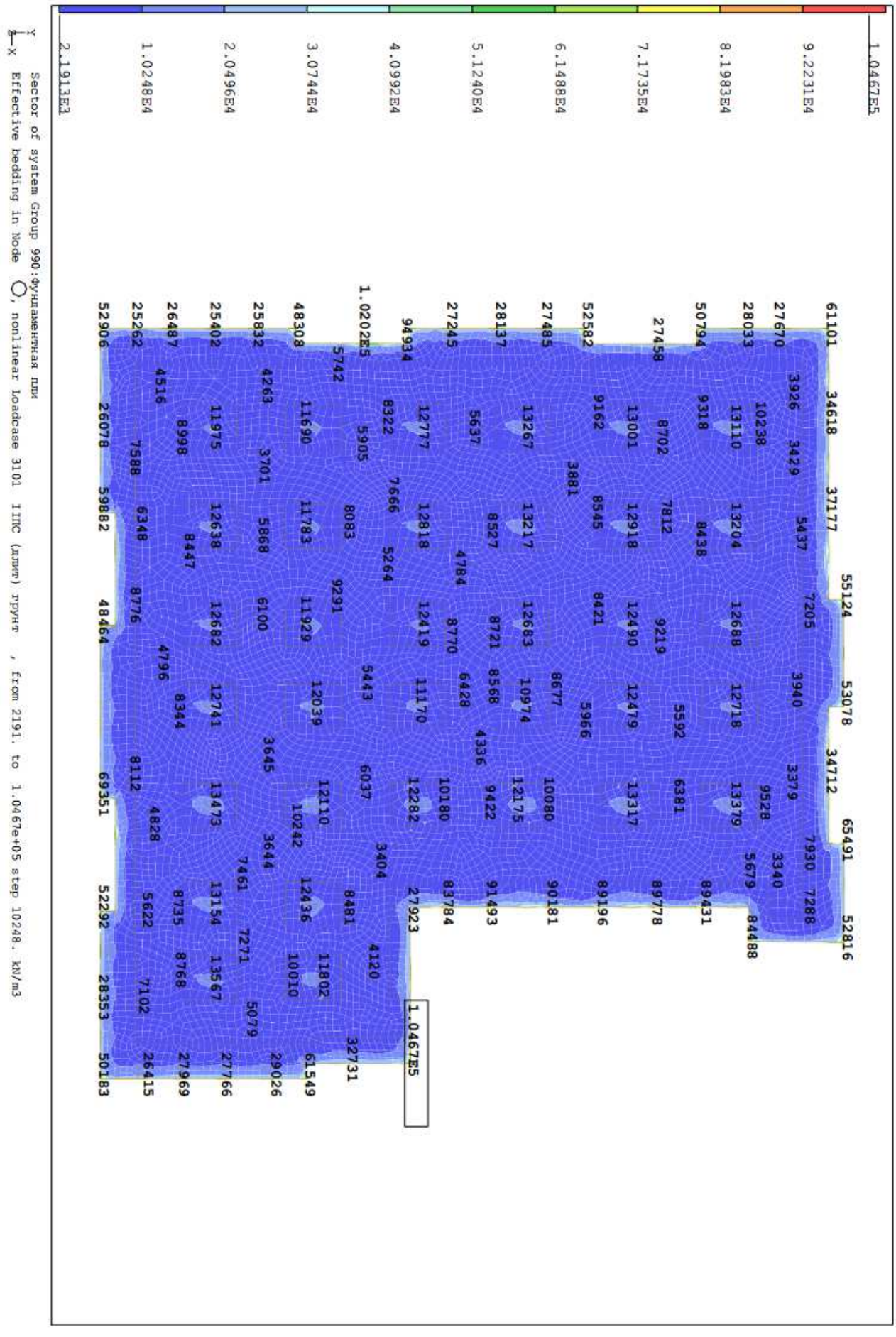
$$s = \sum_{i=1}^{n} \Delta s_i = 0.653 \text{ см}$$

Вывод. Осадка составляет $s = 0.653$ см $\leqslant s_u = 15.0$ см, что не превышает предельно допустимой осадки. Требование выполняется. Глубина сжимаемой толщи определенная по условию не менее H_{min} составляет $H_c = 10.50$ м.

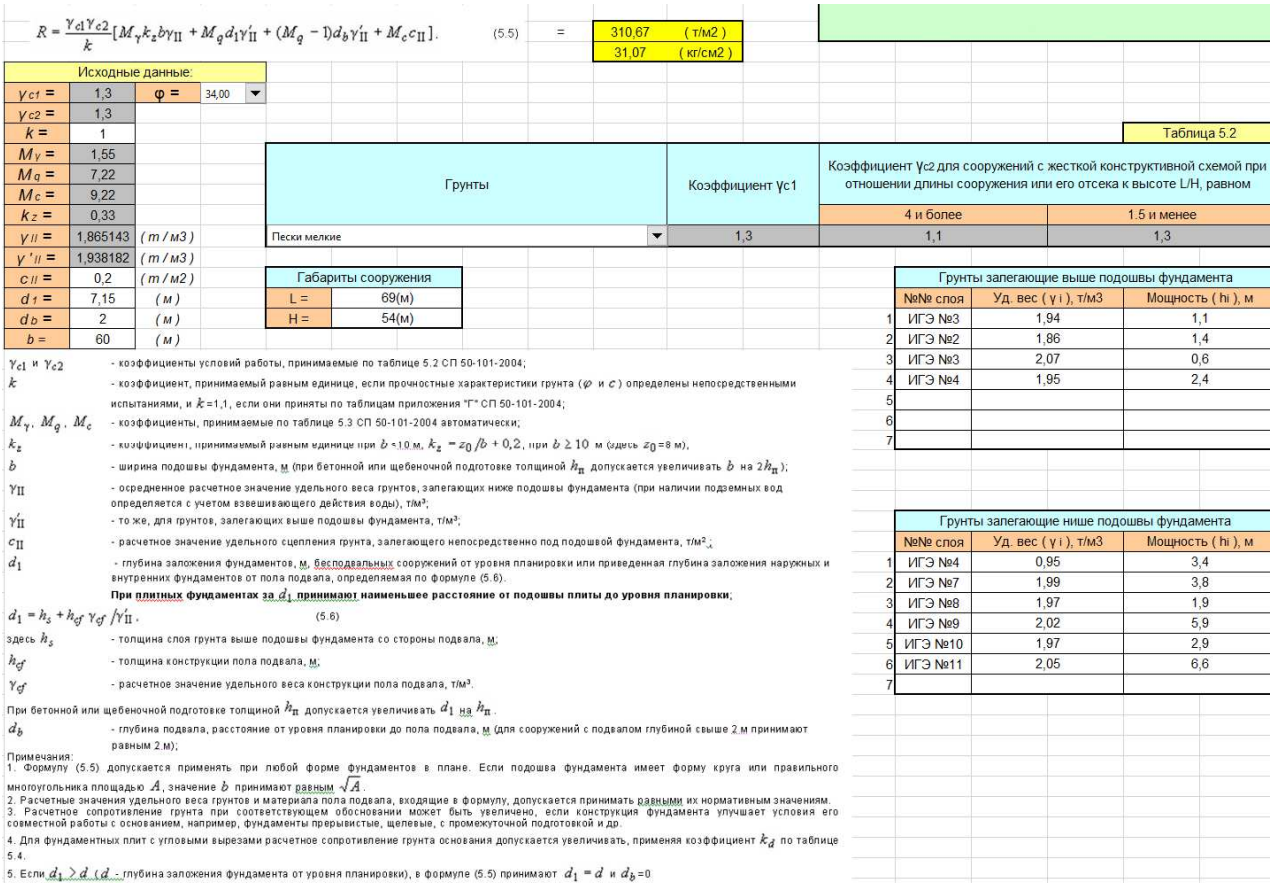
Давление под подошвой фундамента R_z , кН/м²



Коэффициент постели С1, кН/м³



Среднее давление под подошвой фундамента (от нагрузок для расчета основания по деформациям) (R_z) – 79 кН⁄м² не превышает расчетного сопротивления грунта основание ИГЭ-4 (R) – 3107 кН⁄м².



$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}]. \quad (5.5)$$

= 310,67 (т/м2)
31,07 (кг/см2)

Исходные данные:

γ_{c1} =	1,3	φ =	34,00
γ_{c2} =	1,3		
k =	1		
M_γ =	1,55		
M_q =	7,22		
M_c =	9,22		
k_z =	0,33		
γ_{II} =	1,865143	(т / м3)	
γ'_{II} =	1,938182	(т / м3)	
c_{II} =	0,2	(т / м2)	
d_1 =	7,15	(м)	
d_b =	2	(м)	
b =	60	(м)	

Таблица 5.2

Грунты	Коэффициент γc1	Коэффициент γc2 для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H, равном	
		4 и более	1.5 и менее
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3

Габариты сооружения	
L =	69(м)
H =	54(м)

Грунты залегающие выше подошвы фундамента

	№№ слоя	Уд. вес (γ i), т/м3	Мощность (hi), м
1	ИГЭ №3	1,94	1,1
2	ИГЭ №2	1,86	1,4
3	ИГЭ №3	2,07	0,6
4	ИГЭ №4	1,95	2,4
5			
6			
7			

Грунты залегающие нише подошвы фундамента

	№№ слоя	Уд. вес (γ i), т/м3	Мощность (hi), м
1	ИГЭ №4	0,95	3,4
2	ИГЭ №7	1,99	3,8
3	ИГЭ №8	1,97	1,9
4	ИГЭ №9	2,02	5,9
5	ИГЭ №10	1,97	2,9
6	ИГЭ №11	2,05	6,6
7			

γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 5.2 СП 50-101-2004;

k - коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и k=1,1, если они приняты по таблицам приложения "Г" СП 50-101-2004;

M_γ, M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по таблице 5.3 СП 50-101-2004 автоматически;

k_z - коэффициент, принимаемый равным единице при b <10 м, $k_z = z_0/b + 0{,}2$, при $b \geq 10$ м (здесь z_0=8 м),

b - ширина подошвы фундамента, м (при бетонной или щебеночной подготовке толщиной $h_п$ допускается увеличивать b на $2h_п$);

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), т/м³;

γ'_{II} - то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, т/м³;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, т/м²;

d_1 - глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле (5.6).

При плитных фундаментах за d_1 принимают наименьшее расстояние от подошвы плиты до уровня планировки;

$$d_1 = h_s + h_{cf}\,\gamma_{cf}/\gamma'_{II}, \quad (5.6)$$

здесь h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} - толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, т/м³.

При бетонной или щебеночной подготовке толщиной $h_п$ допускается увеличивать d_1 на $h_п$.

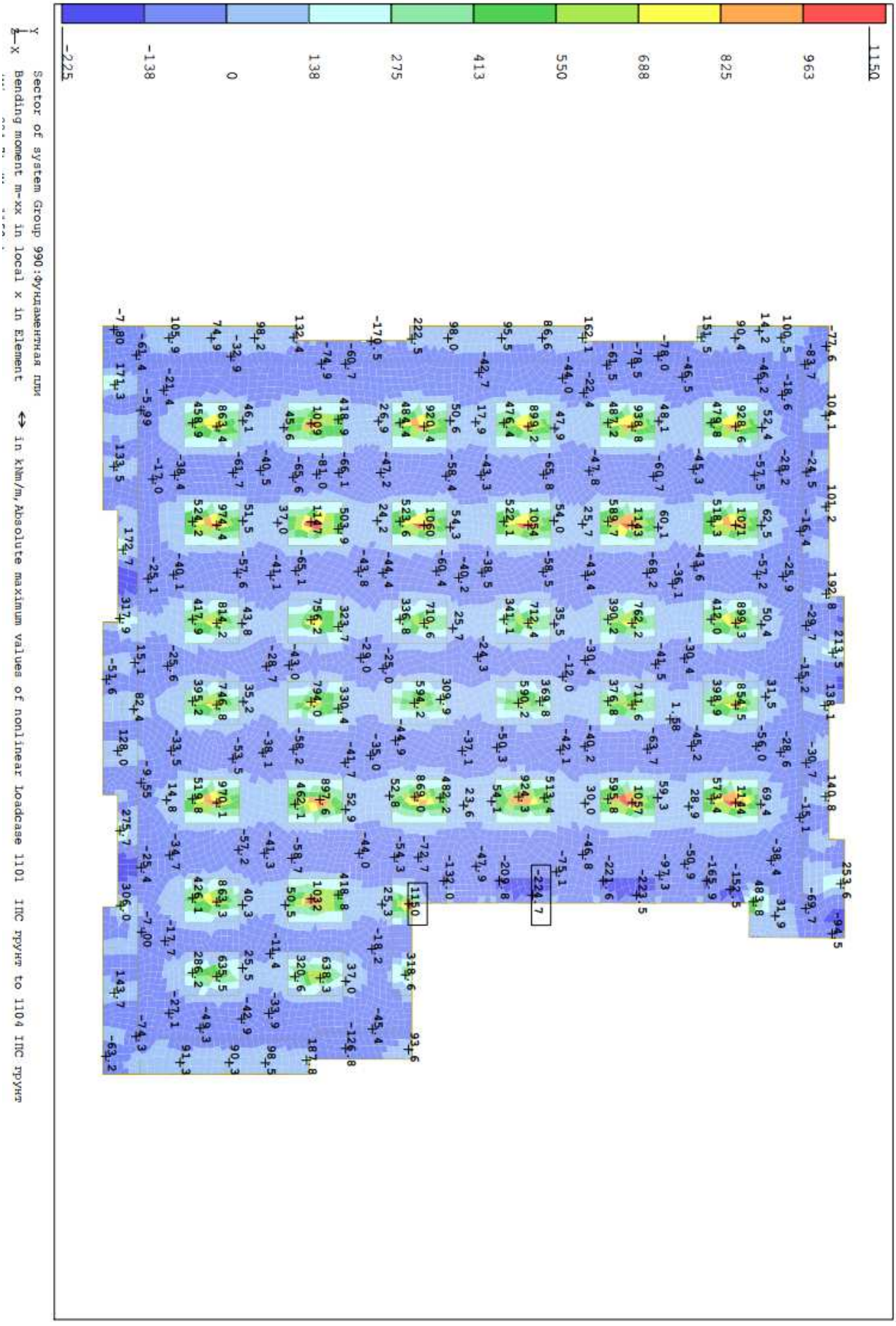
d_b - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м);

Примечания:
1. Формулу (5.5) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A, значение b принимают равным $\sqrt{A}$.
2. Расчетные значения удельного веса грунтов и материала пола подвала, входящие в формулу, допускается принимать равными их нормативным значениям.
3. Расчетное сопротивление грунта при соответствующем обосновании может быть увеличено, если конструкция фундамента улучшает условия его совместной работы с основанием, например, фундаменты прерывистые, щелевые, с промежуточной подготовкой и др.
4. Для фундаментных плит с угловыми вырезами расчетное сопротивление грунта основания допускается увеличивать, применяя коэффициент k_d по таблице 5.4.
5. Если $d_1 > d$ (d - глубина заложения фундамента от уровня планировки), в формуле (5.5) принимают $d_1 = d$ и d_b=0

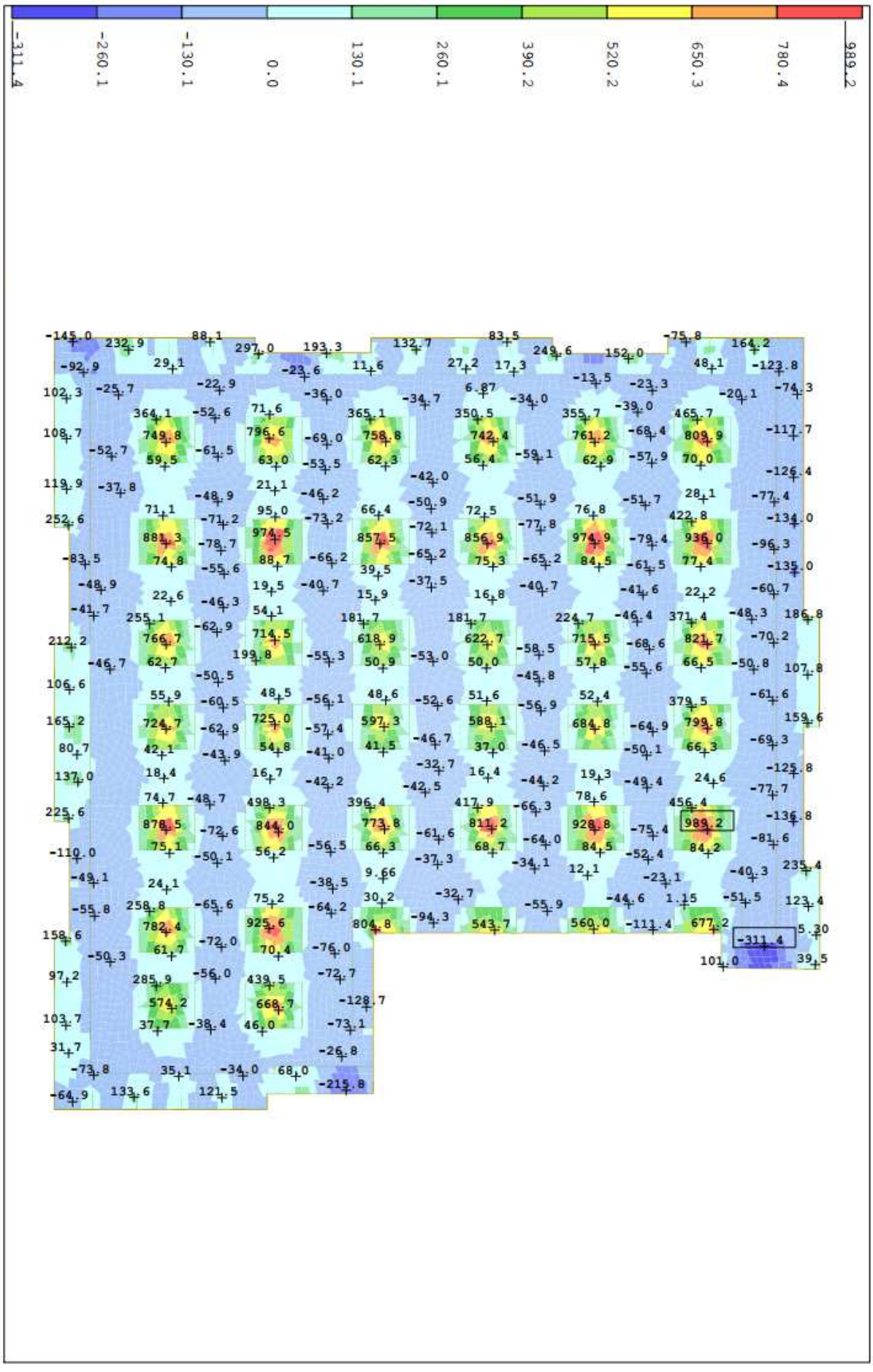
Значение расчетного сопротивления грунта основания (R) вычислено по формуле 5.7 из СП22.13330.2016.

4.3. ФУНДАМЕНТНАЯ ПЛИТА

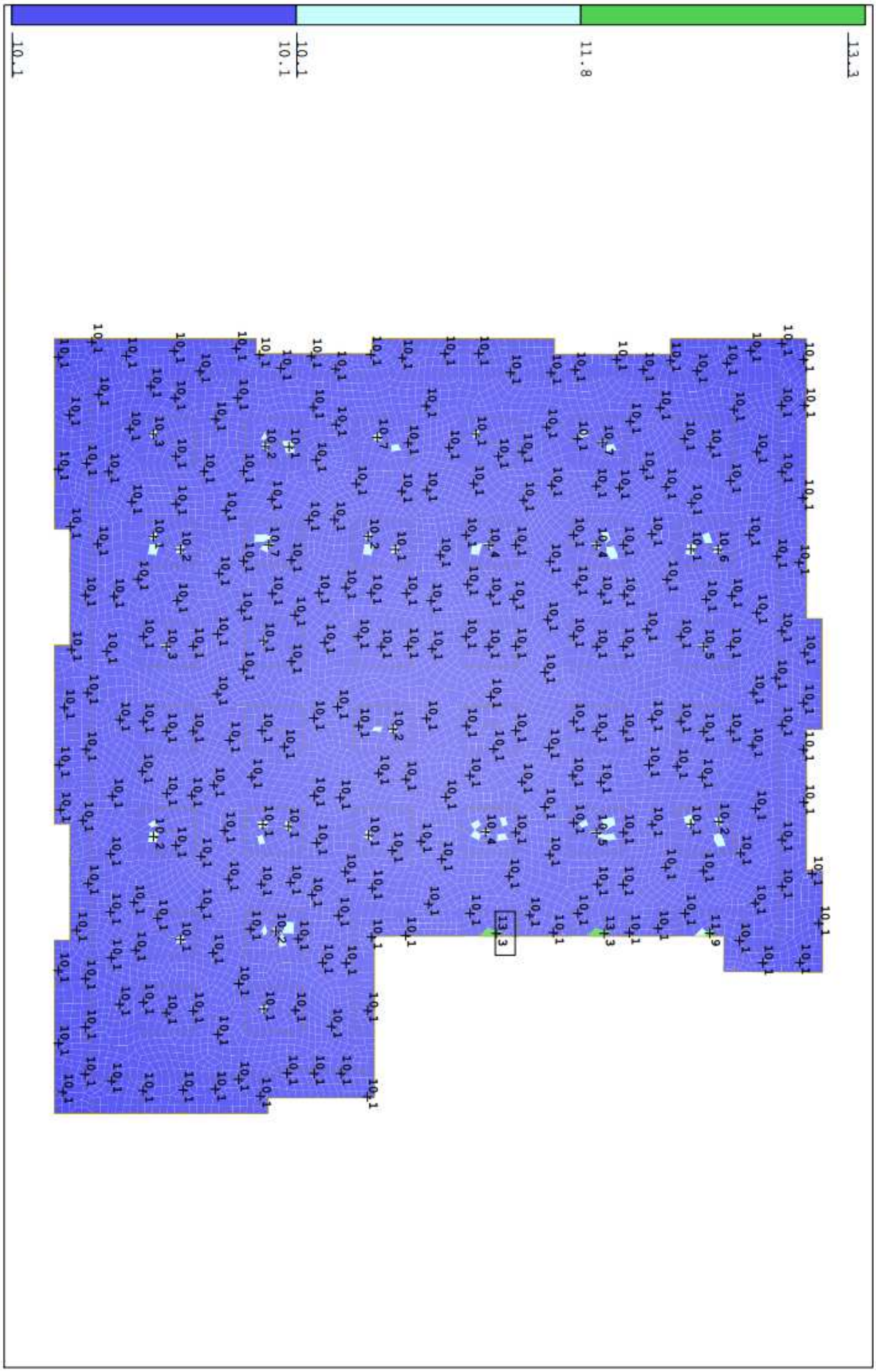
Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_x, кН·м/м



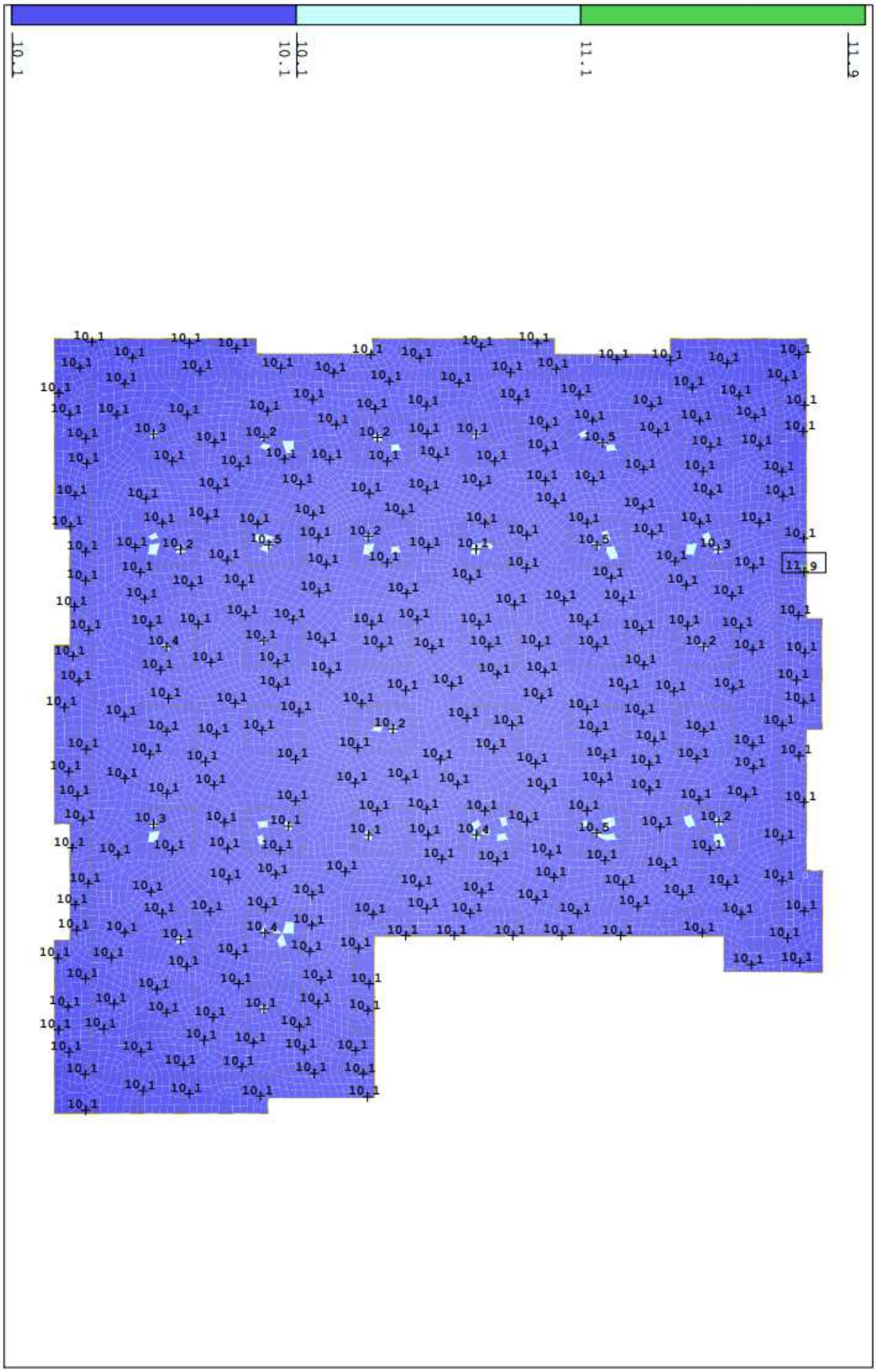
Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_y, кН·м/м



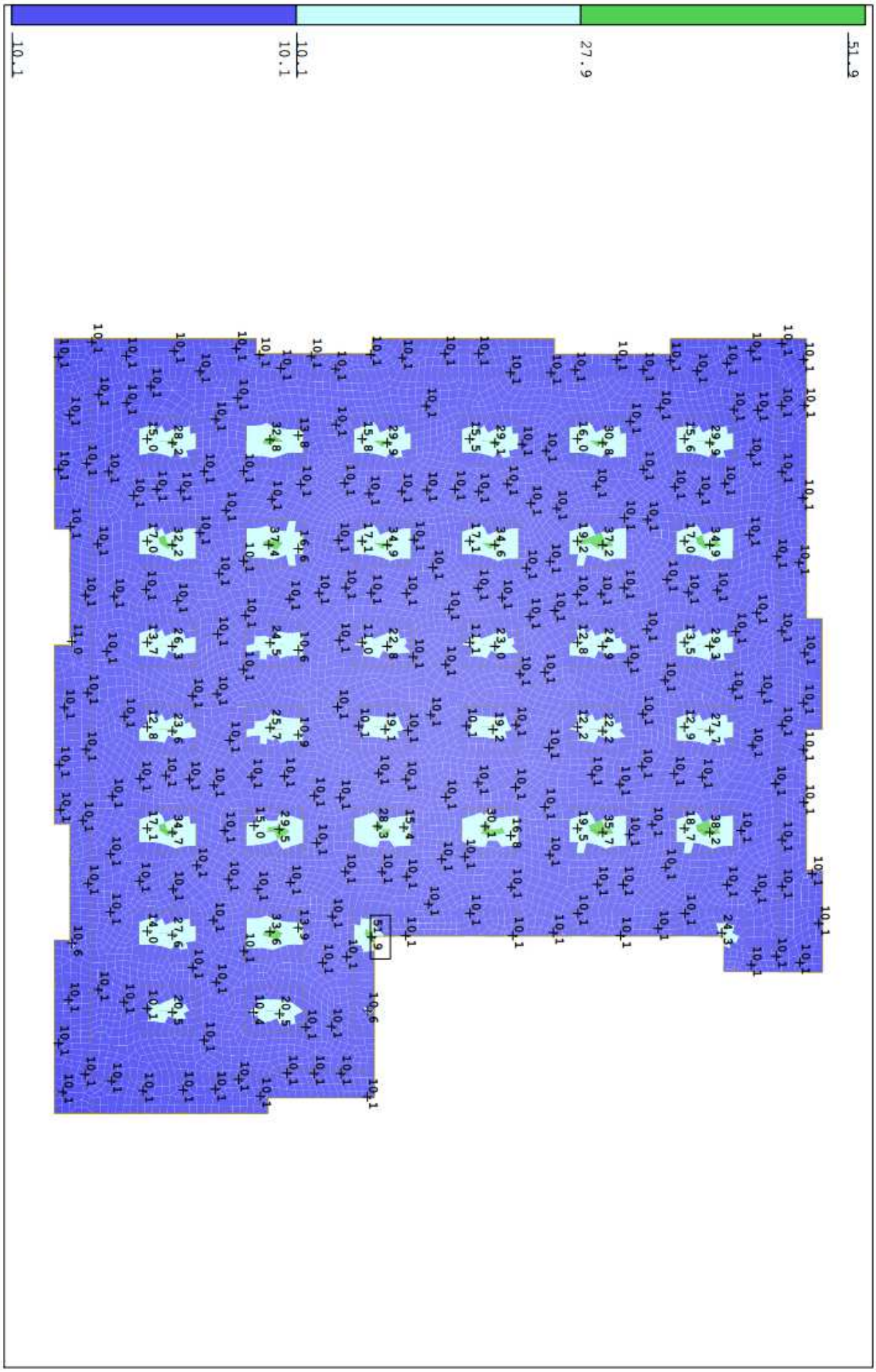
Верхнее армирование по оси X, см^2/м



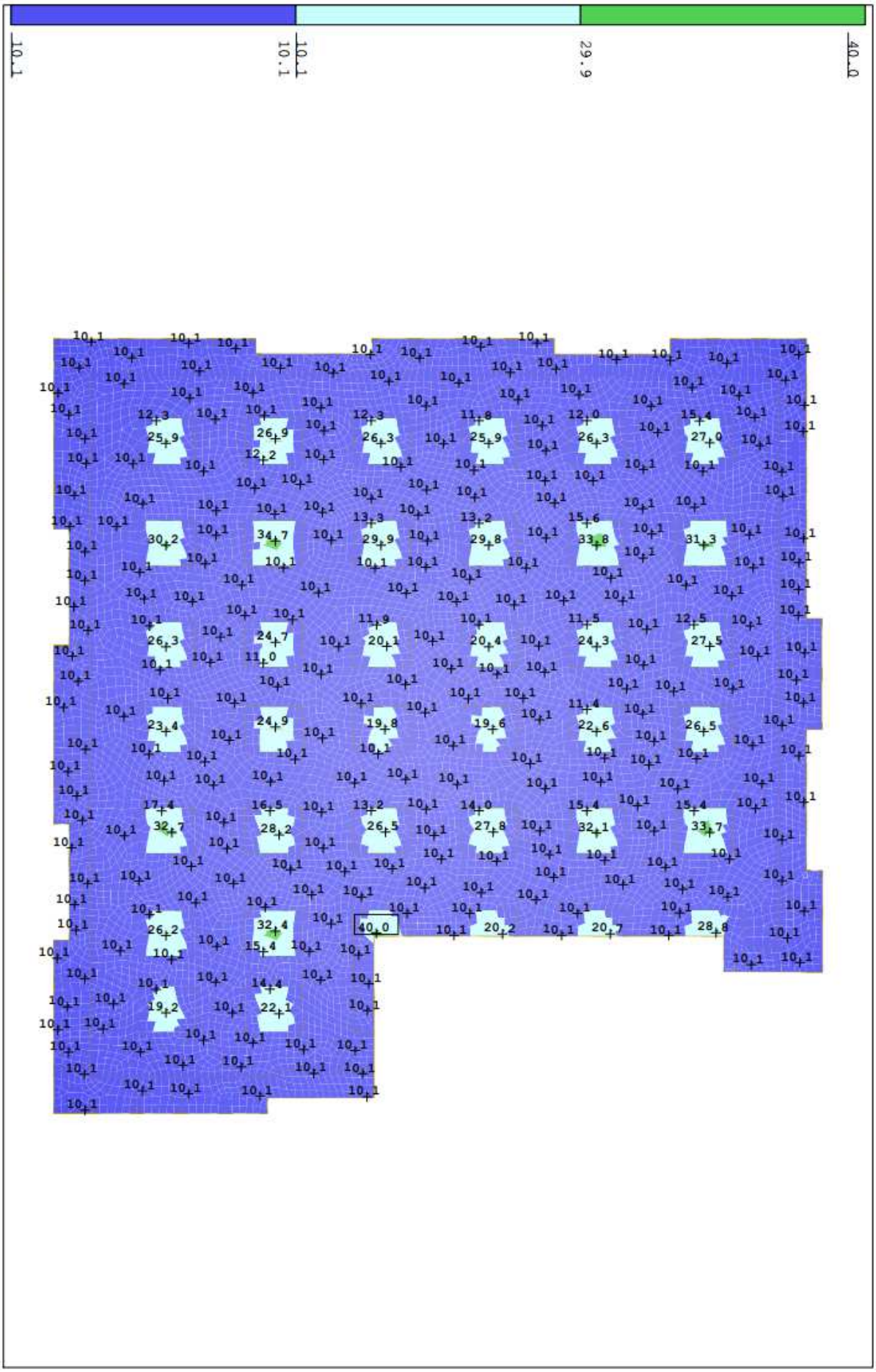
Верхнее армирование по оси Y, см^2/м



Нижнее армирование по оси X, см^2/м



Нижнее армирование по оси Y см^2/м



Проверка армирования плиты на опоре

Класс бетона B30 Класс арматуры A500

R_{bn}, $R_{b.ser}$	224.3	кгс/см²	$R_{s.л}$, $R_{s.ser}$	5098.6	кгс/см²
R_{btn}, $R_{bt.ser}$	17.8	кгс/см²	$R_{sc.л}$, $R_{sc.ser}$	5098.6	кгс/см²
$R_b\gamma_{b2}$	173.4	кгс/см²	R_s	4435.8	кгс/см²
$R_{bt}\gamma_{b2}$	11.7	кгс/см²	R_{sc}	4078.9	кгс/см²
E_b	331408	кгс/см²	R_{sw}	3059.1	кгс/см²
γ_{b2}	1.0	кгс/см²	γ_s	1.0	кгс/см²
ξ_R	0.5		E_s	2039432	кгс/см²
			E_s/E_b	6.2	кгс/см²

Исходные данные:

h= 800 мм -толщина плиты
a_x= 58 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси X)
a'_x= 54 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси X)
$h_{0,x}$= 742 мм -рабочая высота сечения(по оси X)
a_y= 74 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси Y)
a'_y= 38 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси Y)
$h_{0,y}$= 726 мм -рабочая высота сечения(по оси Y)

Армирование по X:

Растянутая арматура
$d_{s,ф}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
$s_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 20 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 100 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 31.4 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 41.5 см² -суммарная площадь растянутой арматуры
Сжатая арматура
$d'_{s,ф}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
$s'_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 0 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 10.1 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 8.25 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.11 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ulk}= 128.4 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 76 тс· м
$M_{дл}$= 71.1 тс· м
M_{crc}= 25.4523 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1
$a_{кратк}$= 0.27 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.26 мм -продолжительное раскрытие трещин

Армирование по Y:

Растянутая арматура
$d_{s,ф}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
$s_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 20 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 100 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 31.4 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 41.5 см² -суммарная площадь растянутой арматуры
Сжатая арматура
$d'_{s,ф}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
$s'_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 0 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 10.1 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 8.25 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.11 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ulk}= 126.1 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 76.6 тс· м
$M_{дл}$= 72 тс· м
M_{crc}= 25.4523 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1
$a_{кратк}$= 0.28 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.27 мм -продолжительное раскрытие трещин

Проверка армирования плиты в пролете

Класс бетона B30 Класс арматуры A500

R_{bn}, $R_{b.ser}$	224.3	кгс/см²	$R_{s.л}$, $R_{s.ser}$	5098.6	кгс/см²
R_{btn}, $R_{bt.ser}$	17.8	кгс/см²	$R_{sc.л}$, $R_{sc.ser}$	5098.6	кгс/см²
$R_b\gamma_{b2}$	173.4	кгс/см²	R_s	4435.8	кгс/см²
$R_{bt}\gamma_{b2}$	11.7	кгс/см²	R_{sc}	4078.9	кгс/см²
E_b	331408	кгс/см²	R_{sw}	3059.1	кгс/см²
γ_{b2}	1.0	кгс/см²	γ_s	1.0	кгс/см²
ξ_R	0.5		E_s	2039432	кгс/см²
			E_s/E_b	6.2	кгс/см²

Исходные данные:

h= 400 мм -толщина плиты
a_x= 58 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси X)
a'_x= 54 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси X)
$h_{0,x}$= 342 мм -рабочая высота сечения(по оси X)
a_y= 74 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси Y)
a'_y= 38 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси Y)
$h_{0,y}$= 326 мм -рабочая высота сечения(по оси Y)

Армирование по X:

Растянутая арматура
$d_{s,ф}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
$s_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 16 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 10.1 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 20.1 см² -суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура
$d'_{s,ф}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
$s'_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 0 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 10.1 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 2.78 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.08 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 27.6 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 15.2 тс· м
$M_{дл}$= 13.8 тс· м

M_{crc}= 6.31453 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0.22 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.21 мм -продолжительное раскрытие трещин

Армирование по Y:

Растянутая арматура
$d_{s,ф}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
$s_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 25 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 24.5 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 34.6 см² -суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура
$d'_{s,ф}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
$s'_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 0 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 10.1 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 6.49 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.20 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 44.8 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

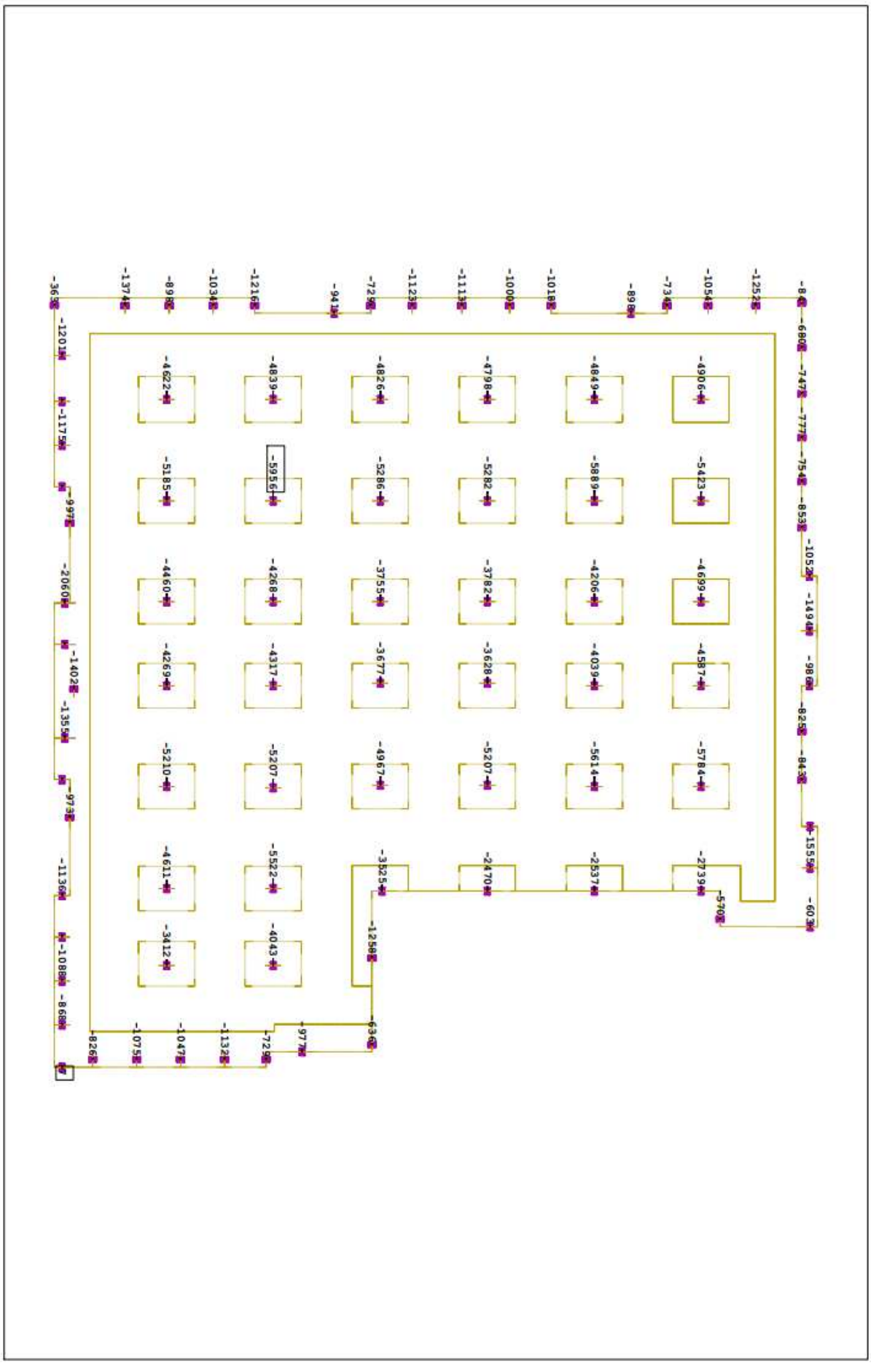
Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 22.1 тс· м
$M_{дл}$= 20.9 тс· м

M_{crc}= 6.31453 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0.23 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.23 мм -продолжительное раскрытие трещин

Усилие продавливания от расчетного основного и особого сочетания нагрузок, кН



Фундаментная плита

Сечение колонны

b_1, мм	300
a_1, мм	1200
c_x, мм	
c_y, мм	

Сечение плиты

h, мм	800
a_x, мм	58
a_y, мм	78
h_0, мм	732

Нагрузки у граней плиты

	над плитой	под плитой
F_i, т	586	0
M_{xi}, тм	16	0
M_{yi}, тм	6.9	0
q_i, т/м^2		

Расчетный контур внутри площади плиты

l_x, м	1.032
l_y, м	1.932
u, м	5.928
x_0, м	
y_0, м	
x, м	
y, м	
e_{0x}, м	
e_{0y}, м	
A_{q1}, м^2	1.994
A_q, м^2	4.699
e_{qx}, м	
e_{qy}, м	

Нагрузки на расчетный контур

N_{sup}, т	586.000	$M_{x,sup+int}$, тм	16.000	$M_{y,sup+int}$, тм	6.900
N_{int}, т		$M_{x,q}$, тм		$M_{y,q}$, тм	
F_{q1}, т	4.014	$0.5 \cdot M_{x,loc}$, тм	8.000	$0.5 \cdot M_{y,loc}$, тм	3.450
F_q, т		$M_{x,F}$, тм		$M_{y,F}$, тм	
F, т	590.014	M_x, тм	8.000	M_y, тм	3.450

Несущая способность бетонного сечения без поперечной арматуры

Бетон		I_{bx1}, м^3	0.1832	I_{by1}, м^3	1.2019
Класс	B30	I_{bx2}, м^3	1.0288	I_{by2}, м^3	1.9260
R_{bt}, т/м^2	117	I_{bx}, м^3	1.2120	I_{by}, м^3	3.1279
γ_{b1}	0.9	W^-_{bx}, м^2	2.3488	W^-_{by}, м^2	3.2380
A_b, м^2	4.3393	W^+_{bx}, м^2	2.3488	W^+_{by}, м^2	3.2380
$F_{b,ult}$, т	456.928	$M_{bx,ult}$, тм	181.047	$M_{by,ult}$, тм	249.586
$F/F_{b,ult}$	1.291	$M_x/M_{bx,ult}$	0.044	$M_y/M_{by,ult}$	0.014

1.349 > 1 Условие прочности не выполнено.

Сечение плиты достаточно. Необходимо установить поперечную арматуру:

$q_{sw}^{тр} = 33.652$ т/м

Арматура

Класс	A500
R_{sw}, т/м^2	30600
Ø , мм	10
n, шт	2
A_{sw}, см^2	1.571
s_w, мм	60
q_{sw}, т/м	80.111

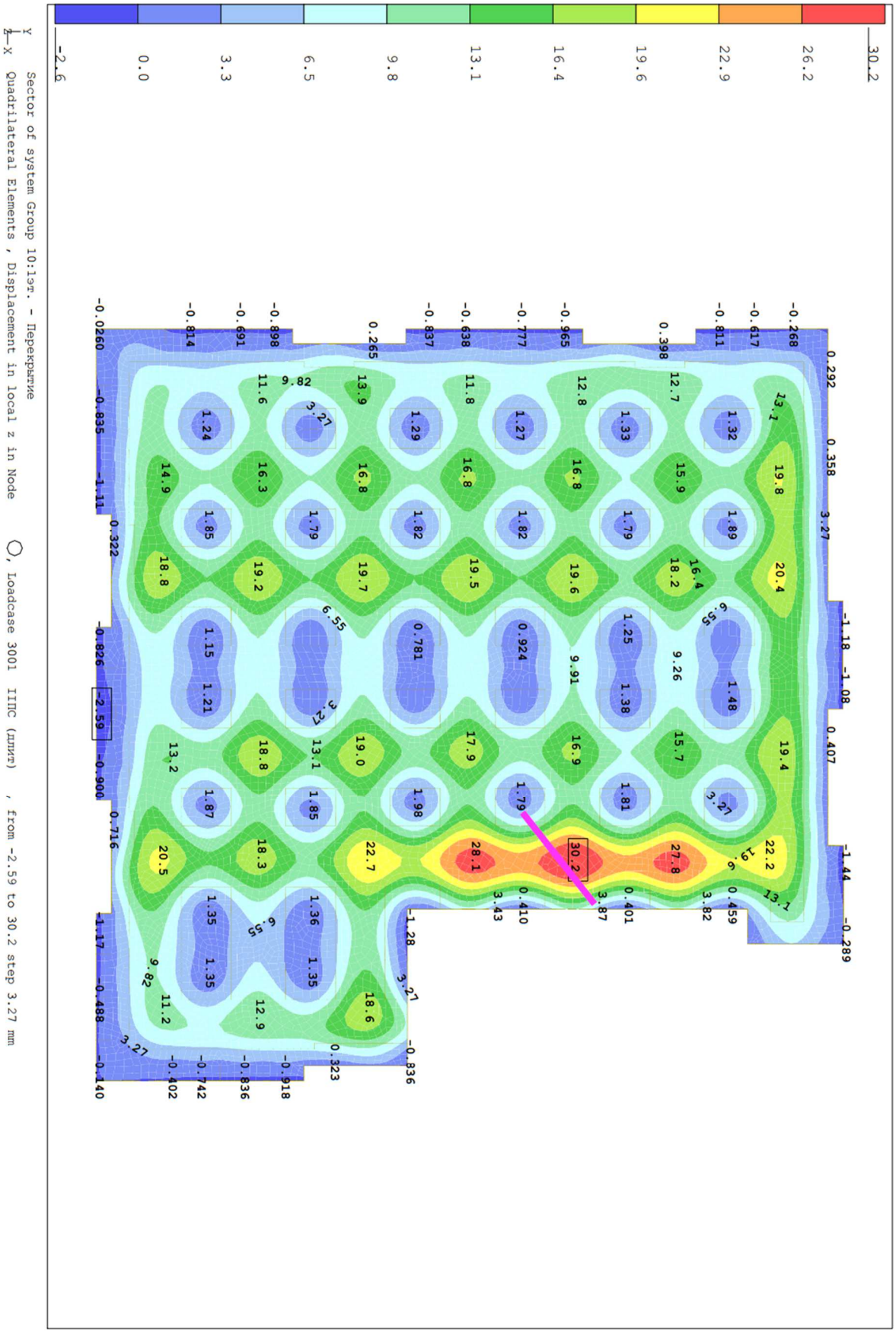
Несущая способность бетонного сечения с поперечной арматуры

$F_{sw,ult}$, т	379.917	$M_{swx,ult}$, тм	150.533	$M_{swy,ult}$, тм	207.521
F_{ult}, т	836.844	$M_{x,ult}$, тм	331.580	$M_{y,ult}$, тм	457.107
F/F_{ult}	0.705	$M_x/M_{x,ult}$	0.024	$M_y/M_{y,ult}$	0.008

0.737 < 1 Условие прочности выполнено. Прочность обеспечена

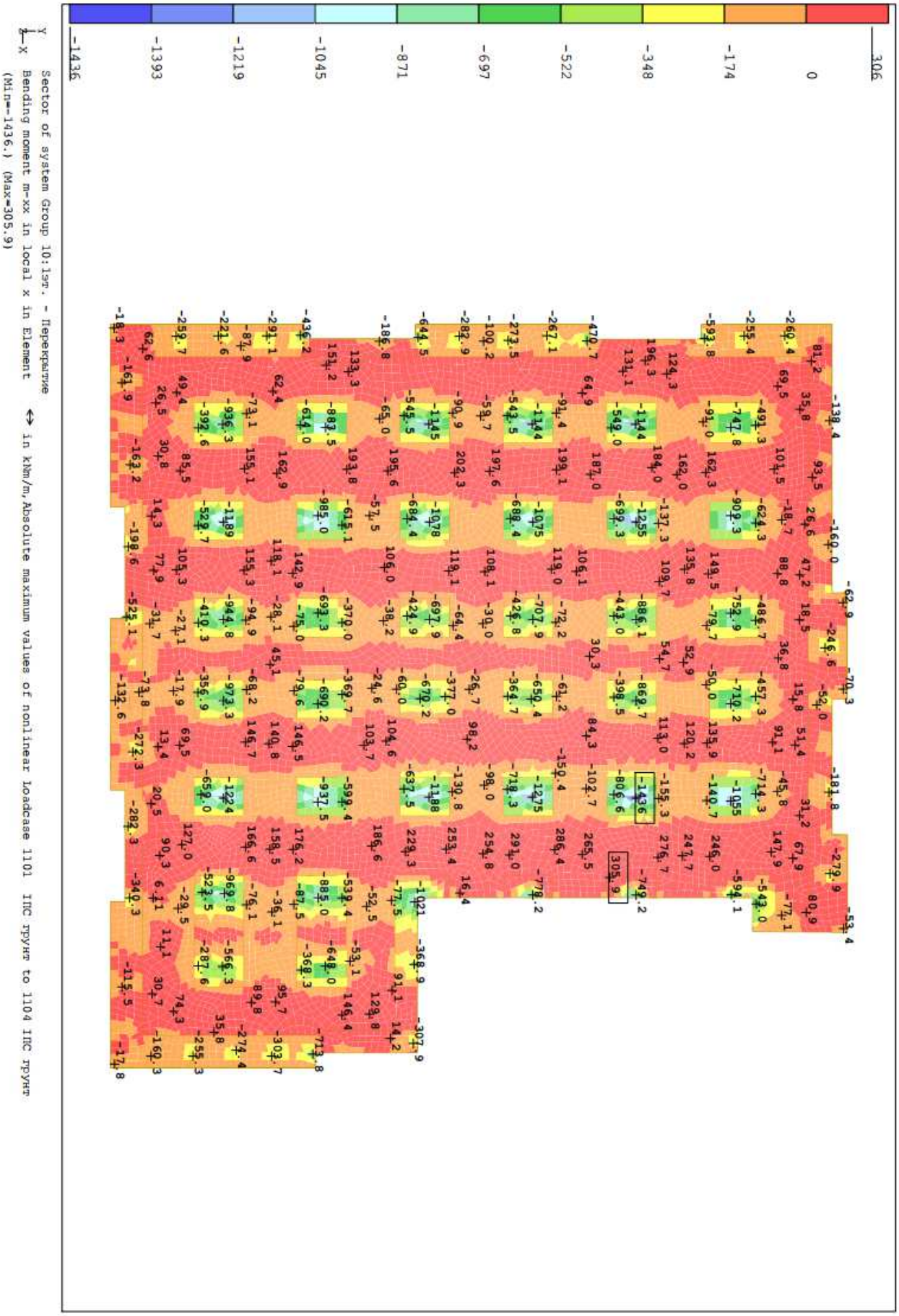
4.4. ПЛИТА ПОКРЫТИЯ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ

Прогибы плиты от постоянных и длительных нагрузок, мм

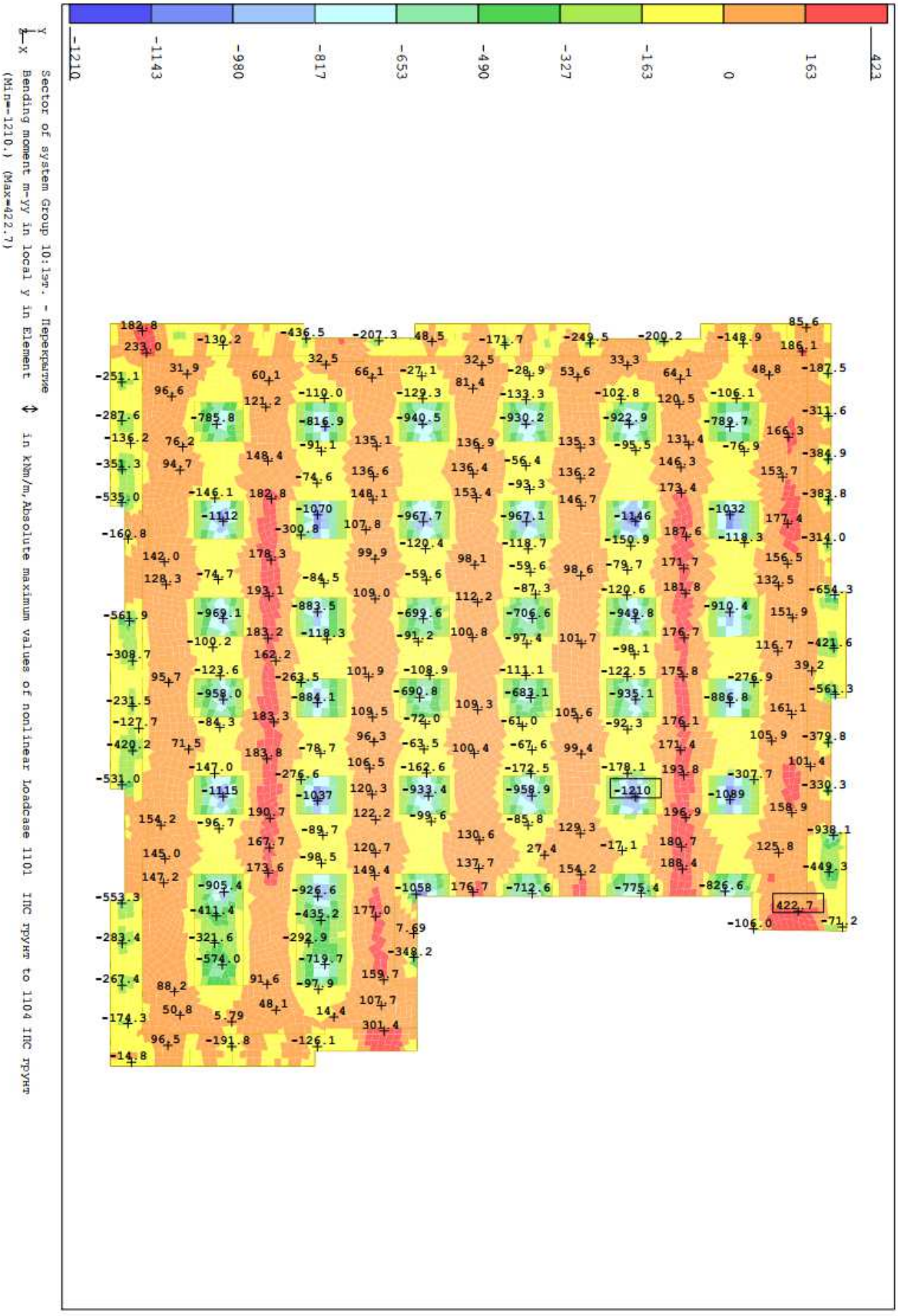


Максимальный прогиб 30.2мм не превышает предельный прогиб 10 500мм / 238 = 44мм

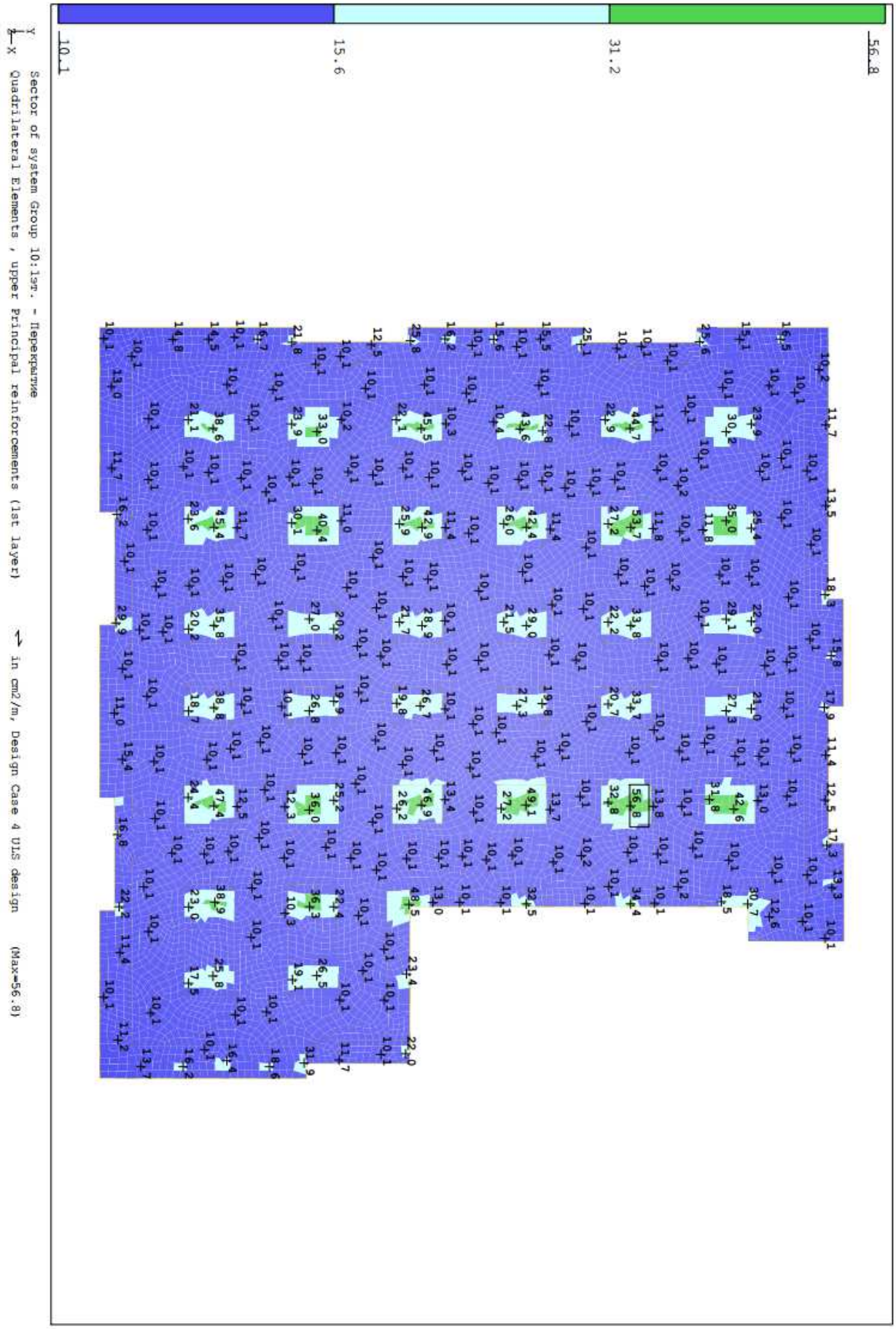
Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_x, кН·м/м



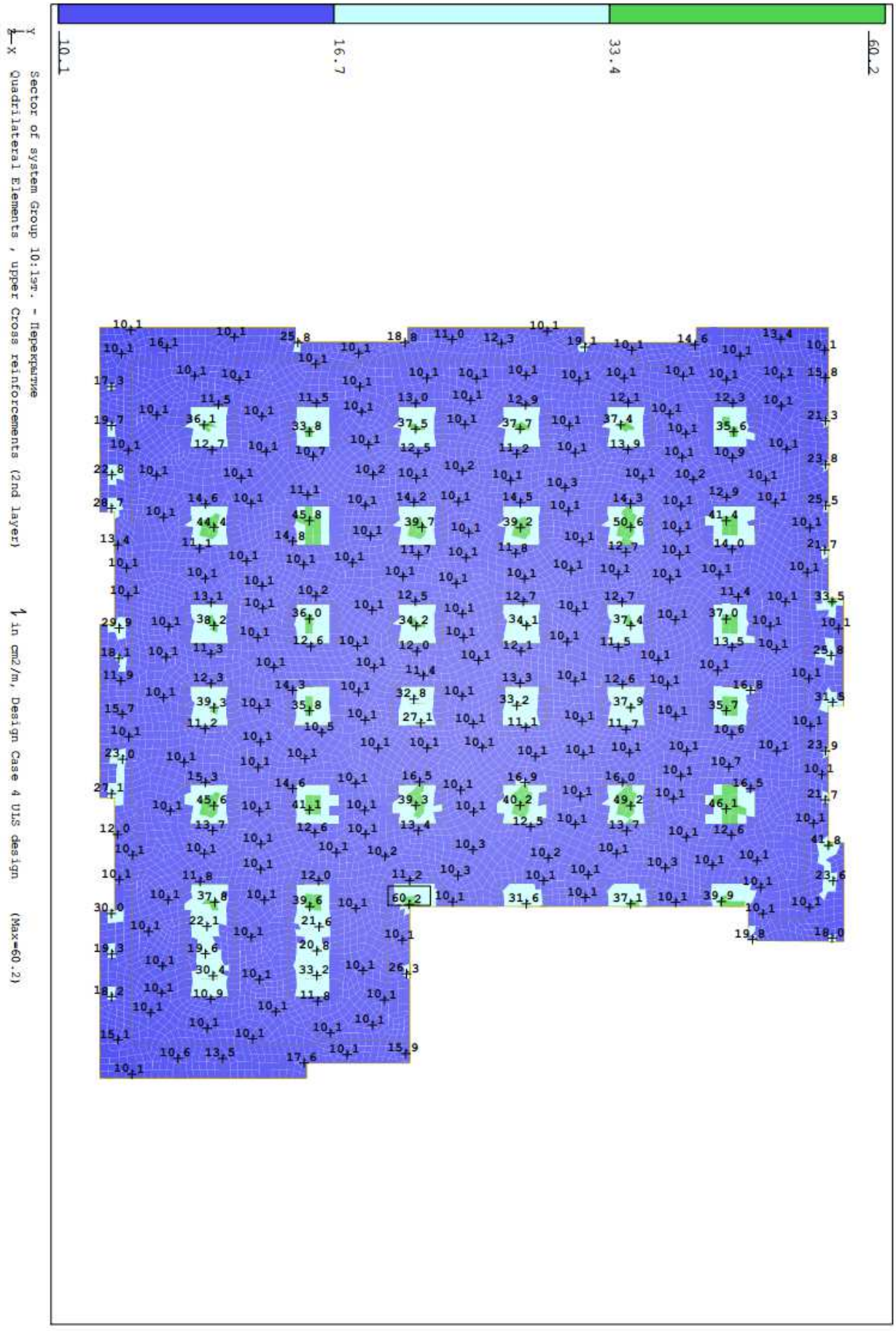
Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_y, кН·м/м



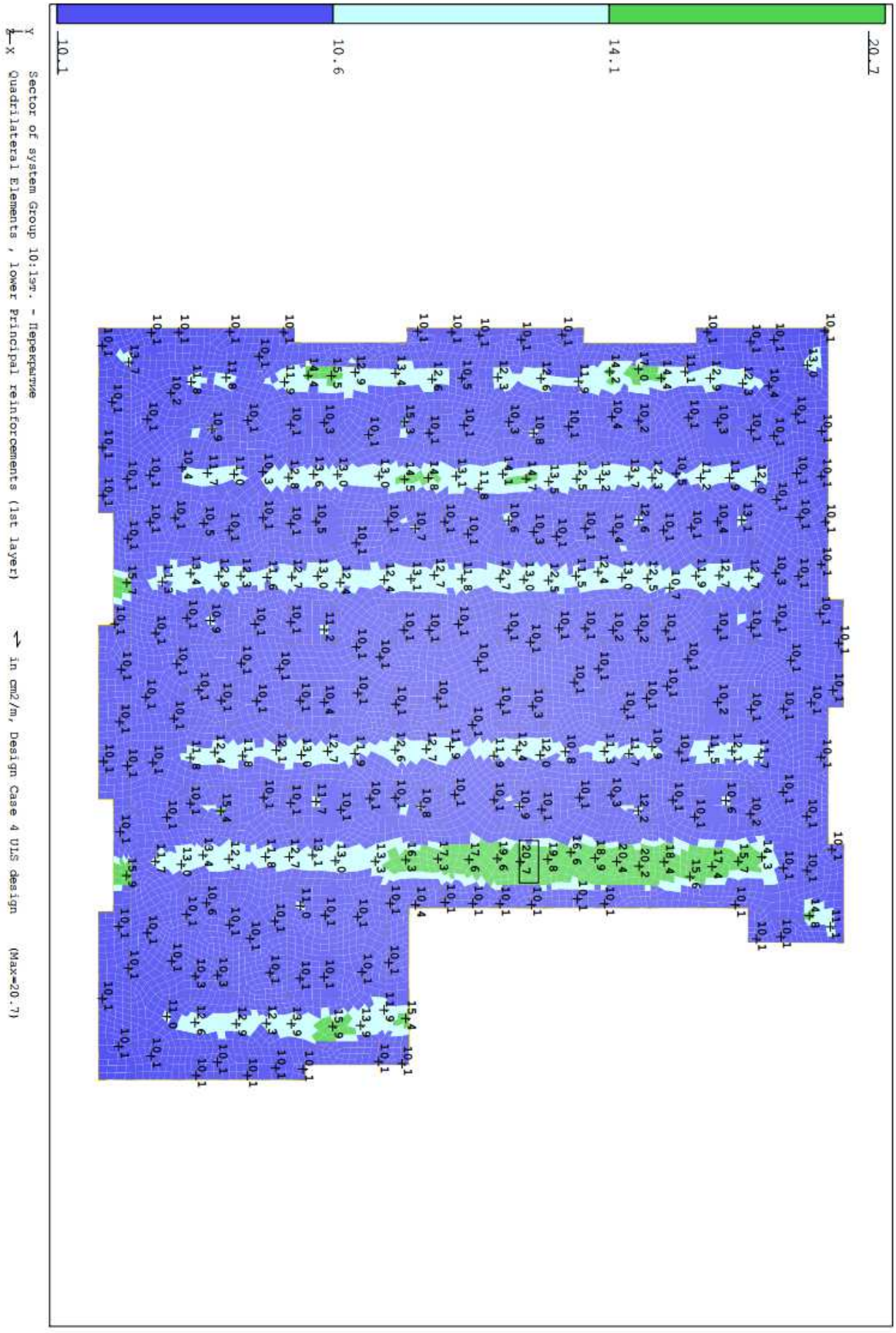
Верхнее армирование по оси X, см^2/м



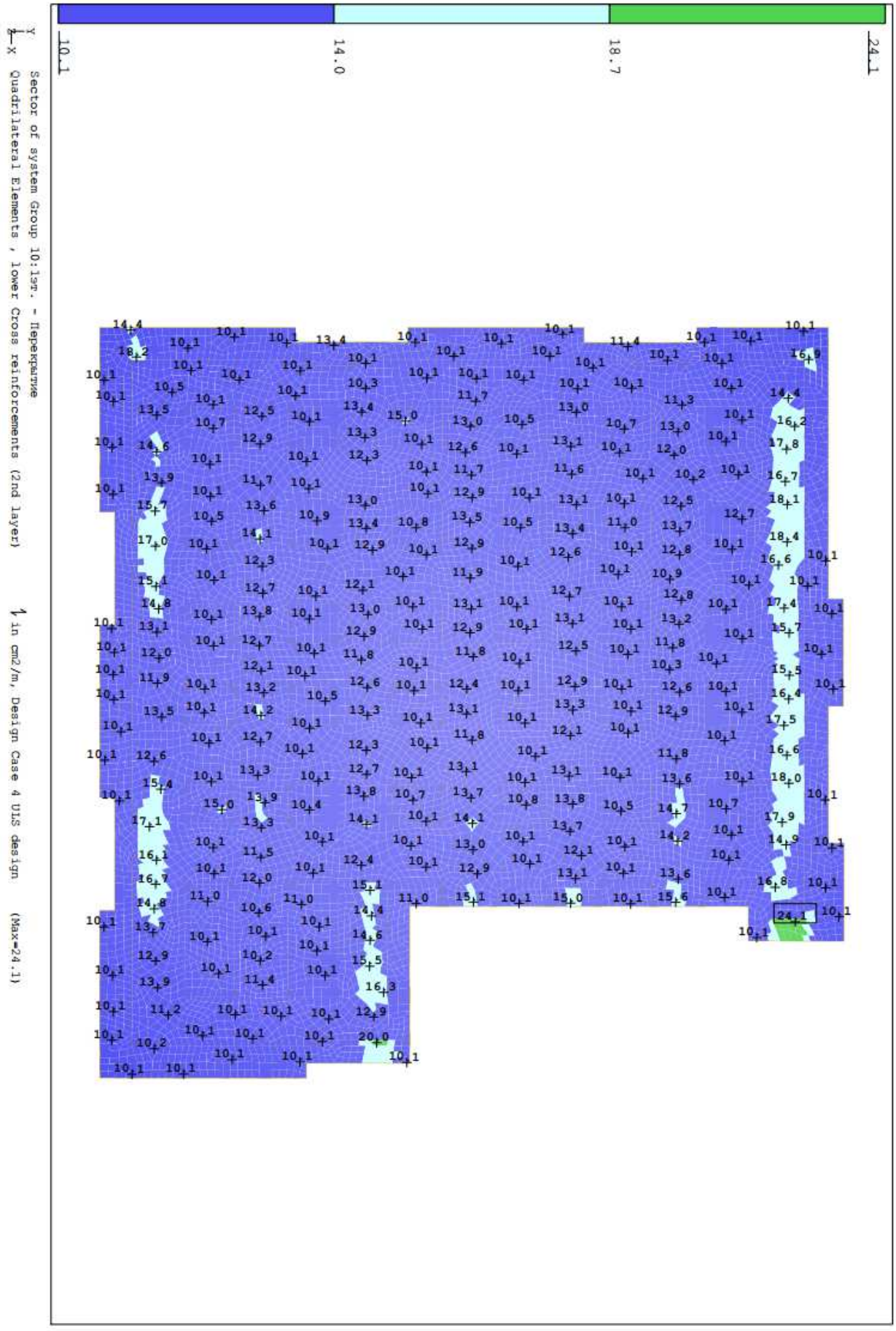
Верхнее армирование по оси Y, см^2/м



Нижнее армирование по оси X, см^2/м



Нижнее армирование по оси Y см^2/м



Проверка армирования плиты на опоре

Класс бетона B30 Класс арматуры A500

R_{bn}, $R_{b,ser}$	224.3	кгс/см²	$R_{s,n}$, $R_{s,ser}$	5098.6	кгс/см²
R_{btn}, $R_{bt,ser}$	17.8	кгс/см²	$R_{sc,n}$, $R_{sc,ser}$	5098.6	кгс/см²
$R_b\gamma_{b2}$	173.4	кгс/см²	R_s	4435.8	кгс/см²
$R_{bt}\gamma_{b2}$	11.7	кгс/см²	R_{sc}	4078.9	кгс/см²
E_b	331408	кгс/см²	R_{sw}	3059.1	кгс/см²
γ_{b2}	1.0	кгс/см²	γ_s	1.0	кгс/см²
ξ_R	0.5		E_s	2039432	кгс/см²
			E_s/E_b	6.2	кгс/см²

Исходные данные:

h=	700	мм	-толщина плиты
a_x=	55	мм	-расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси X)
a'_x=	55	мм	-расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси X)
$h_{0,x}$=	645	мм	-рабочая высота сечения(по оси X)
a_y=	70	мм	-расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси Y)
a'_y=	35	мм	-расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси Y)
$h_{0,y}$=	630	мм	-рабочая высота сечения(по оси Y)

Армирование по X:

Растянутая арматура

$d_{s,ф}$=	20	мм	-диаметр основной арматуры
$s_ф$=	200	мм	-шаг основной арматуры
$d_{s,д}$=	25	мм	-диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$=	100	мм	-шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$=	15.7	см²	-площадь основной арматуры
$A_{s,д}$=	49.1	см²	-площадь дополнительной арматуры
A_s=	64.8	см²	-суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура

$d'_{s,ф}$=	16	мм	-диаметр основной арматуры
$s'_ф$=	200	мм	-шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$=	0	мм	-диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$=	0	мм	-шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$=	10.1	см²	-площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$=	0	см²	-площадь дополнительной арматуры
A'_s=	10.1	см²	-суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x=	14.2	см	-высота сжатой зоны бетона
ξ=	0.22		-относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}=	165.6	тс· м	-предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$=	99.3	тс· м	
$M_{дл}$=	93.1	тс· м	
M_{crc}=	19.9743	тс· м	-момент образования трещин
φ_2=	0.5		
φ_3=	1		
$a_{кратк}$=	0.3	мм	-непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$=	0.29	мм	-продолжительное раскрытие трещин

Армирование по Y:

Растянутая арматура

$d_{s,ф}$=	20	мм	-диаметр основной арматуры
$s_ф$=	200	мм	-шаг основной арматуры
$d_{s,д}$=	25	мм	-диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$=	100	мм	-шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$=	15.7	см²	-площадь основной арматуры
$A_{s,д}$=	49.1	см²	-площадь дополнительной арматуры
A_s=	64.8	см²	-суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура

$d'_{s,ф}$=	16	мм	-диаметр основной арматуры
$s'_ф$=	200	мм	-шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$=	0	мм	-диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$=	0	мм	-шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$=	10.1	см²	-площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$=	0	см²	-площадь дополнительной арматуры
A'_s=	10.1	см²	-суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x=	14.2	см	-высота сжатой зоны бетона
ξ=	0.23		-относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}=	162.1	тс· м	-предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$=	96.3	тс· м	
$M_{дл}$=	90.3	тс· м	
M_{crc}=	19.9743	тс· м	-момент образования трещин
φ_2=	0.5		
φ_3=	1		
$a_{кратк}$=	0.3	мм	-непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$=	0.29	мм	-продолжительное раскрытие трещин

Проверка армирования плиты в пролете

Класс бетона B30 Класс арматуры A500

R_{bn}, $R_{b,ser}$	224.3	кгс/см²	$R_{s,n}$, $R_{s,ser}$	5098.6	кгс/см²
R_{btn}, $R_{bt,ser}$	17.8	кгс/см²	$R_{sc,n}$, $R_{sc,ser}$	5098.6	кгс/см²
$R_b\gamma_{b2}$	173.4	кгс/см²	R_s	4435.8	кгс/см²
$R_{bt}\gamma_{b2}$	11.7	кгс/см²	R_{sc}	4078.9	кгс/см²
E_b	331408	кгс/см²	R_{sw}	3059.1	кгс/см²
γ_{b2}	1.0	кгс/см²	γ_s	1.0	кгс/см²
ξ_R	0.5		E_s	2039432	кгс/см²
			E_s/E_b	6.2	кгс/см²

Исходные данные:

h= 400 мм -толщина плиты
a_x= 50 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси X)
a'_x= 55 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси X)
$h_{0,x}$= 350 мм -рабочая высота сечения(по оси X)
a_y= 70 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси Y)
a'_y= 35 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси Y)
$h_{0,y}$= 330 мм -рабочая высота сечения(по оси Y)

Армирование по X:

Растянутая арматура
$d_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 16 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$= 15.7 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 10.1 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 25.8 см² -суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура
$d'_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s'_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 0 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$= 15.7 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 15.7 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 2.9 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.08 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 35.7 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 23.5 тс· м
$M_{дл}$= 22.1 тс· м

M_{crc}= 6.3621 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0.31 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.3 мм -продолжительное раскрытие трещин

Армирование по Y:

Растянутая арматура
$d_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 20 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 100 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$= 15.7 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 31.4 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 47.1 см² -суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура
$d'_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s'_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 20 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$= 15.7 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 15.7 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 31.4 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 4.67 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.14 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 62.6 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

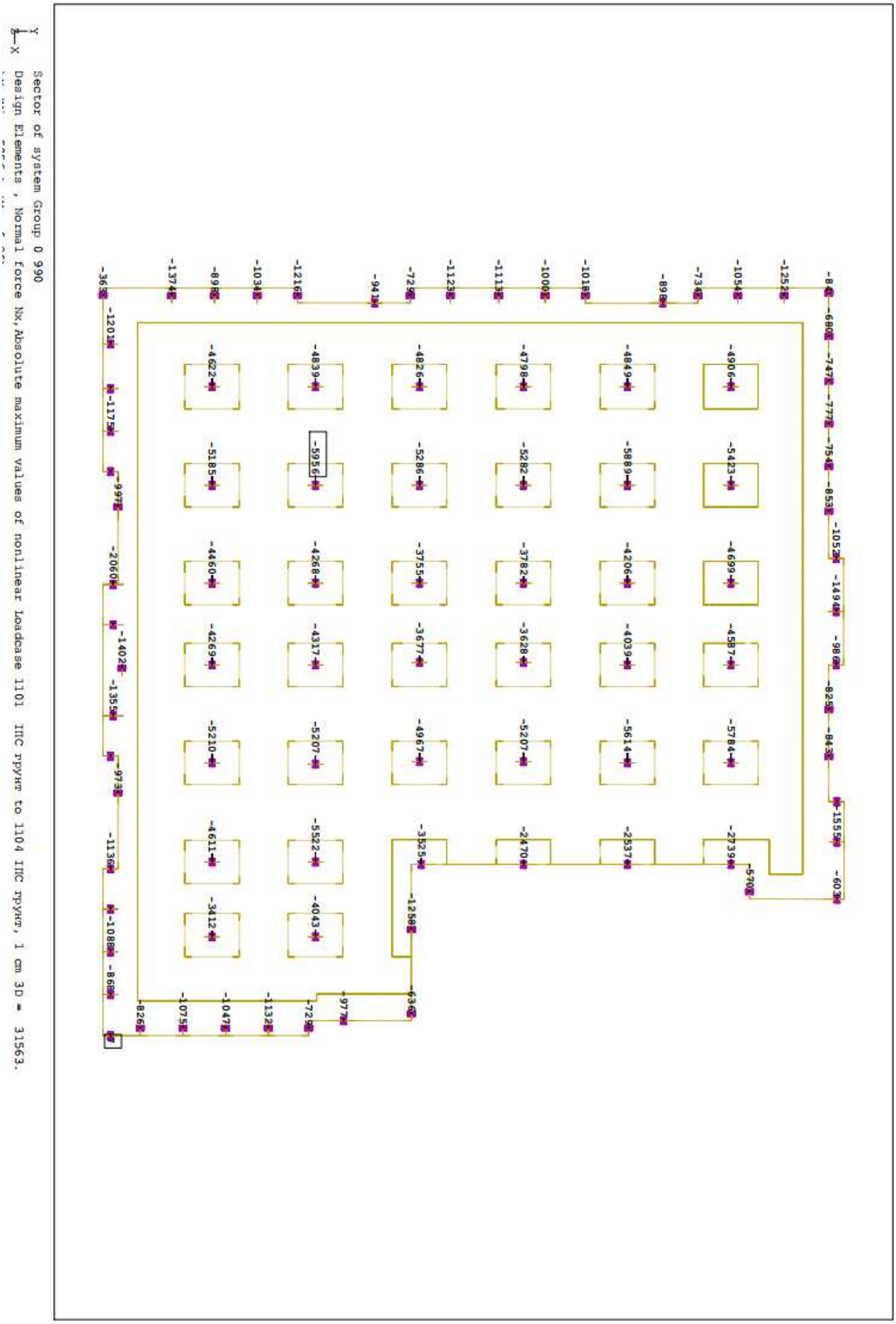
Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 37 тс· м
$M_{дл}$= 34.8 тс· м

M_{crc}= 6.3621 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0.32 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.3 мм -продолжительное раскрытие трещин

Усилие продавливания от расчетного основного и особого сочетания нагрузок, кН



Расчет на продавливание

Фундаментная плита

Сечение колонны

b_1, мм	300
a_1, мм	1200
c_x, мм	
c_y, мм	

Сечение плиты

h, мм	700
a_x, мм	58
a_y, мм	78
h_0, мм	632

Нагрузки у граней плиты

	над плитой	под плитой
F_i, т	596	0
M_{xi}, тм	16	0
M_{yi}, тм	6.9	0
q_i, т/м^2		

Расчетный контур внутри площади плиты

l_x, м	0.932
l_y, м	1.832
u, м	5.528
x_0, м	
y_0, м	
x, м	
y, м	
e_{0x}, м	
e_{0y}, м	
A_{q1}, м^2	1.707
A_q, м^2	3.854
e_{qx}, м	
e_{qy}, м	

Нагрузки на расчетный контур

N_{sup}, т	596.000	$M_{x,sup+int}$, тм	16.000	$M_{y,sup+int}$, тм	6.900
N_{int}, т		$M_{x,q}$, тм		$M_{y,q}$, тм	
F_{q1}, т	2.968	$0.5 \cdot M_{x,loc}$, тм	8.000	$0.5 \cdot M_{y,loc}$, тм	3.450
F_q, т		M_{xF}, тм		M_{yF}, тм	
F, т	598.968	M_x, тм	8.000	M_y, тм	3.450

Несущая способность бетонного сечения без поперечной арматуры

Бетон		I_{bx1}, м^3	0.1349	I_{by1}, м^3	1.0248
Класс	B30	I_{bx2}, м^3	0.7957	I_{by2}, м^3	1.5640
R_{bt}, т/м^2	117	I_{bx}, м^3	0.9306	I_{by}, м^3	2.5888
γ_{b1}	0.9	W^-_{bx}, м^2	1.9970	W^-_{by}, м^2	2.8262
A_b, м^2	3.4937	W^+_{bx}, м^2	1.9970	W^+_{by}, м^2	2.8262
$F_{b,ult}$, т	367.886	$M_{bx,ult}$, тм	132.897	$M_{by,ult}$, тм	188.080
$F/F_{b,ult}$	1.628	$M_x/M_{bx,ult}$	0.060	$M_y/M_{by,ult}$	0.018

1.707 > 1 Условие прочности не выполнено.

Сечение плиты достаточно. Необходимо установить поперечную арматуру:

$q_{sw}^{тр} = 58.786$ т/м

Арматура

Класс	A500
R_{sw}, т/м^2	30600
Ø , мм	10
n, шт	2
A_{sw}, см^2	1.571
s_w, мм	60
q_{sw}, т/м	80.111

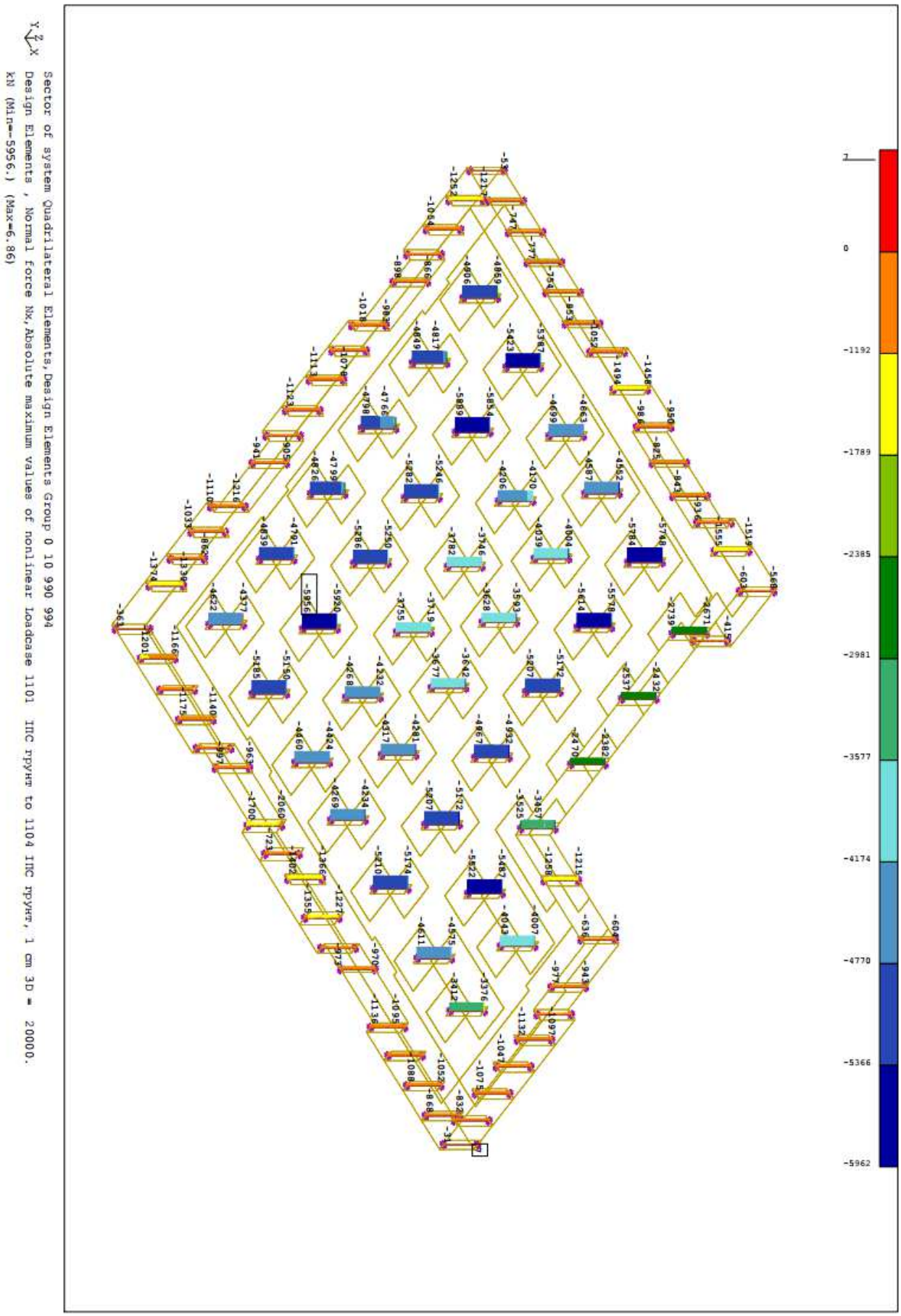
Несущая способность бетонного сечения с поперечной арматуры

$F_{sw,ult}$, т	354.281	$M_{swx,ult}$, тм	127.982	$M_{swy,ult}$, тм	181.125
F_{ult}, т	722.167	$M_{x,ult}$, тм	260.880	$M_{y,ult}$, тм	369.205
F/F_{ult}	0.829	$M_x/M_{x,ult}$	0.031	$M_y/M_{y,ult}$	0.009

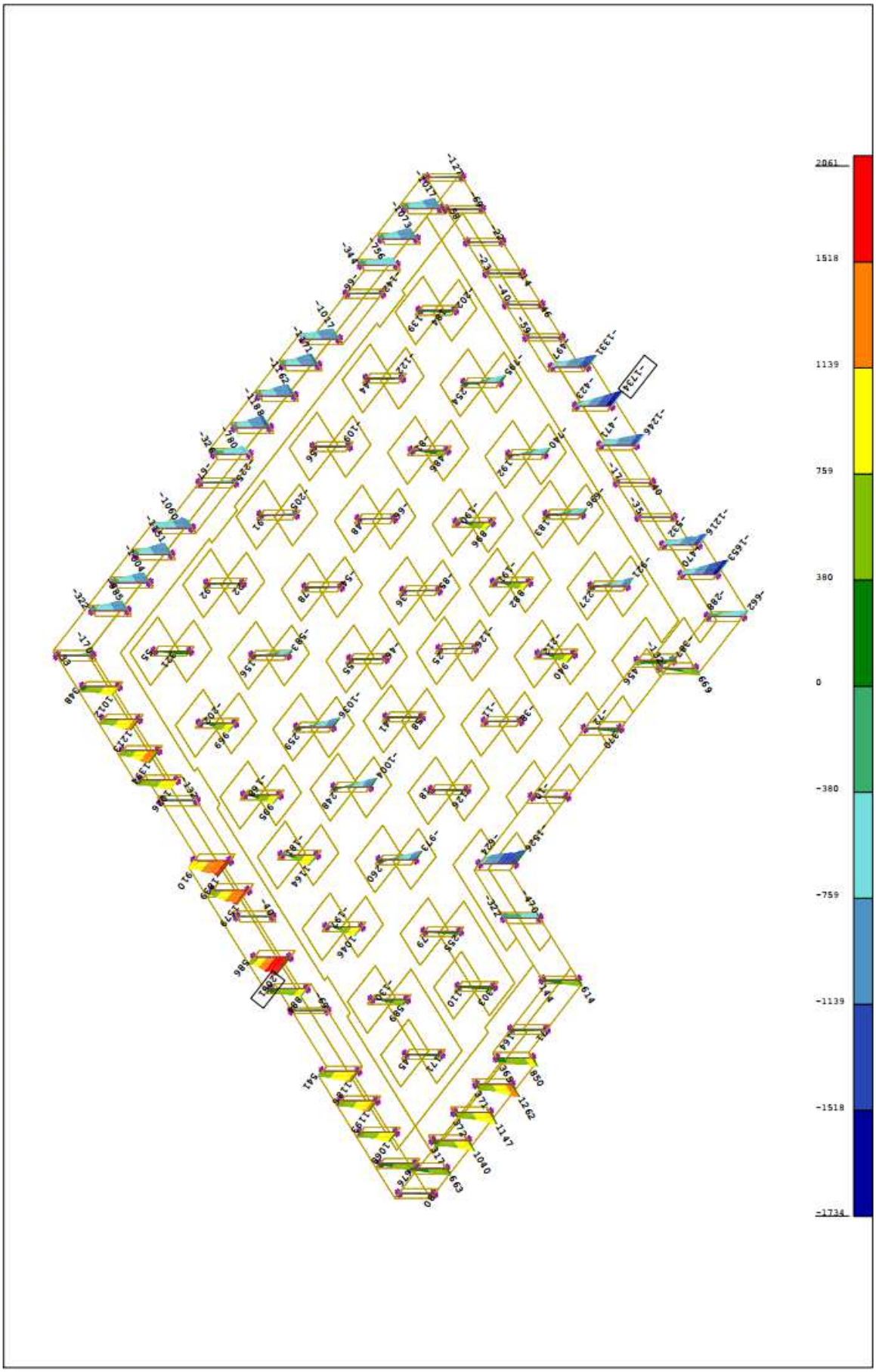
0.869 < 1 Условие прочности выполнено. Прочность обеспечена

4.5. НЕСУЩИЕ ПИЛОНЫ

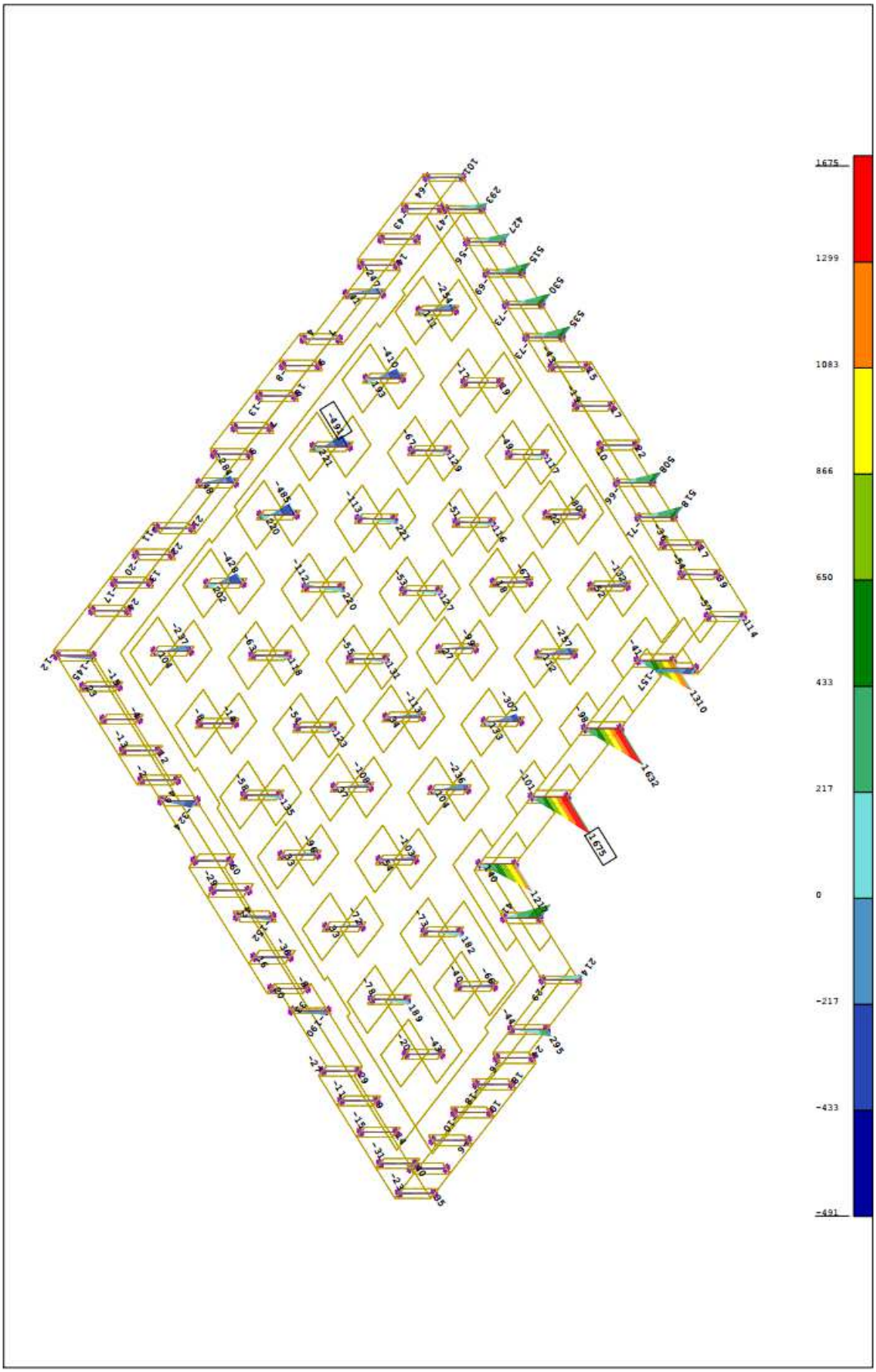
Продольная сила N в пилонах от основного и особого расчетного сочетания нагрузок, кН



Изгибающие моменты M_y в пилонах от основного и особого расчетного сочетания нагрузок, кН*м



Изгибающие моменты M_z в пилонах от основного и особого расчетного сочетания нагрузок, кН*м



							Лист
						1190-01-КР.Р2	42
Изм.	Кол.уч	Лист	№док.	Подп.	Дата		

ПИЛОН 300Х1200 В ОСЯХ 1.15/1.Р

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N = -5956.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 585.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = 120.0$ кН · м
Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0.91$
Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -13.0$ кН
Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 42.0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{kr} = -3751.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 30.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = 12.0$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{dl} = -3489.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 28.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = 8.0$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

Бетон класса В30
Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0.85$
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0.85 = 14.45$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1.15 \cdot 0.85 = 0.9775$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0.0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0.00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А500
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$

Арматура у верхней и нижней грани - 3xØ25, защитный слой 35 мм
Арматура у боковой грани - 8xØ25, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А240
Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,x} = 1.01$ см^2
Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,y} = 1.01$ см^2
Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,\text{в}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{в}} = 6$
Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,\text{ц}} = 0.25$ м
Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,\text{н}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{н}} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

Высота колонны $L = 3.35$ м
Ширина сечения $b = 0.3$ м
Высота сечения $h = 1.2$ м
Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0.8, \mu_y = 0.8$
Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0.3$ мм
Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0.4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$
$$l_{0,y} = \mu_y L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0.043200}{0.3 \cdot 1.2}} = 0.346 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0.002700}{0.3 \cdot 1.2}} = 0.087 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2.68}{0.346} = 7.7 \le 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2.68}{0.087} = 30.9 \le 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \ge \frac{L}{600} = \frac{3.35}{600} = 0.006 \text{ м}$$
$$e_{a,x} \ge \frac{h}{30} = \frac{1.2}{30} = 0.040 \text{ м};\ e_{a,y} \ge \frac{b}{30} = \frac{0.3}{30} = 0.010 \text{ м}$$
$$e_{a(x,y)} \ge 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{585.0}{-5956.0}\right| = 0.098 \text{ м}$$
$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{120.0}{-5956.0}\right| = 0.020 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0.098 \text{ м};\ e_{0,y} = 0.020 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0.91 = 1.91$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \le \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0.098}{1.2} = 0.082 \le 1{,}5$$

$$0{,}15 \le \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0.020}{0.3} = 0.067 \le 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0.150;\ \delta_{e,y} = 0.150$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 0.150)} = 0.175$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 0.150)} = 0.175$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0.175 \cdot 32500000 \cdot 0.043200 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.001521 = 449344.2 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0.175 \cdot 32500000 \cdot 0.002700 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000104 = 29226.1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 449344.2}{2.68^2} = 617460.7 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 29226.1}{2.68^2} = 40160.6 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{5956.0}{617460.7}} = 1.010$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{5956.0}{40160.6}} = 1.174$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1.010 \cdot 585.0 = 590.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1.174 \cdot 120.0 = 140.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 938042.1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 59402.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = -4743.0 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = 448485.7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

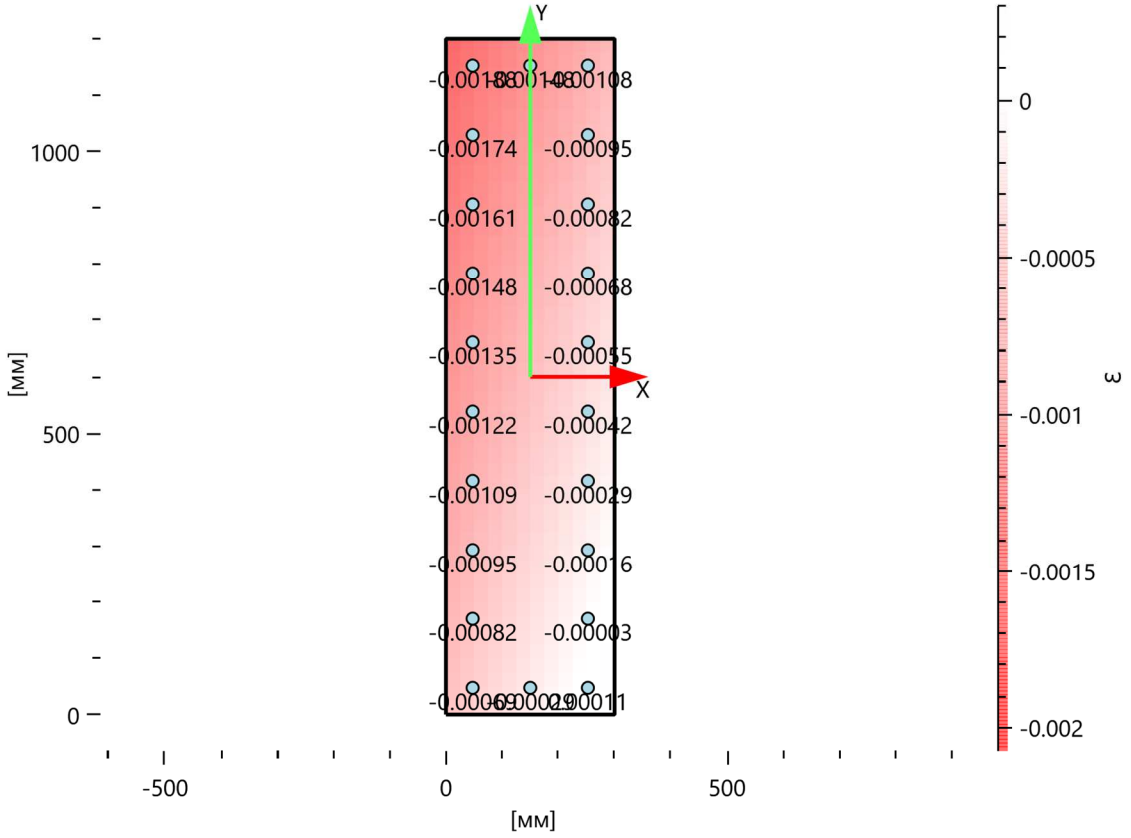
$$D_{23} = 96189.1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 7698770.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0.00107237; \frac{1}{r_y} = 0.00389009;\ \varepsilon_0 = -0.00088470$$

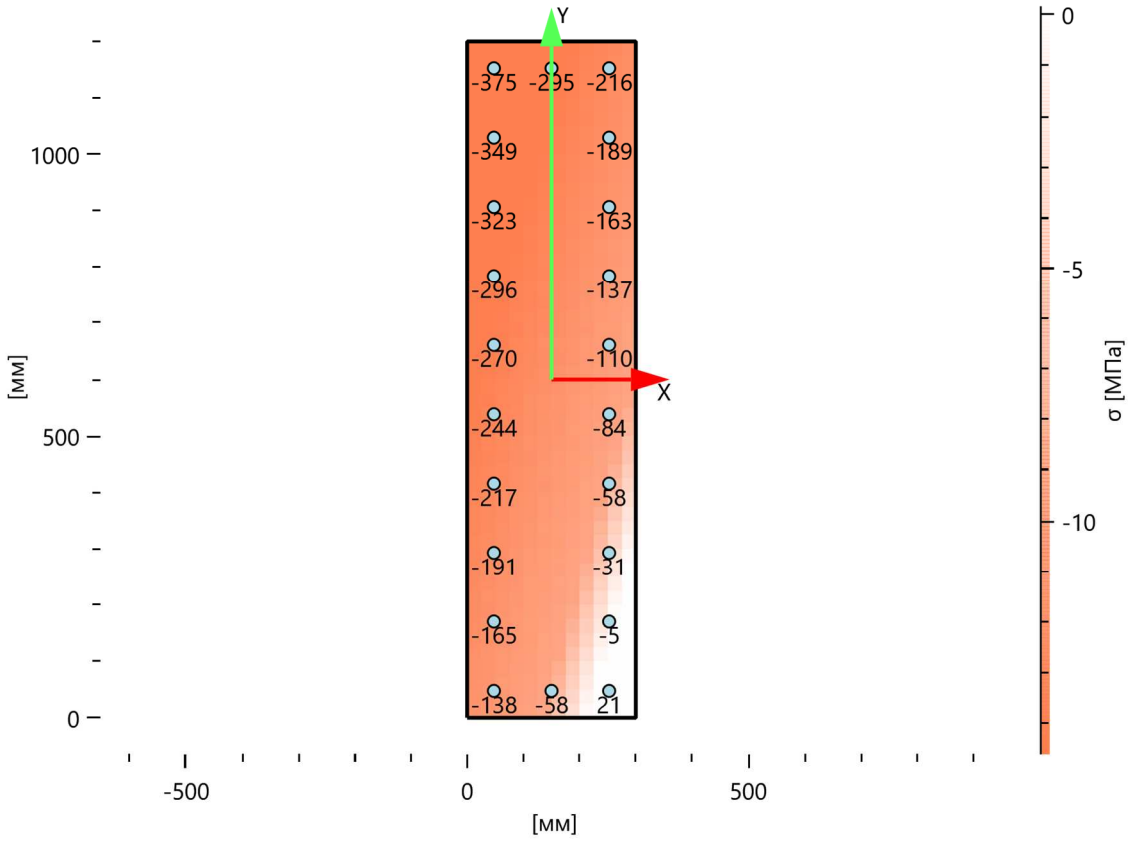
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.002050$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0.000107$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0.0035$

Т.к. условия:

$$|\varepsilon_{b,max}| = |-0.002050| = 0.002050 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.000107 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0.025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	1658093.7	104417.4	0	0	0	13508870.1
Mx,kr	1658093.7	104417.4	0	0	0	13508870.1
My,dl	1658093.7	104417.4	0	0	0	13508870.1
My,kr	1658093.7	104417.4	0	0	0	13508870.1

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	ε_0
Mx,dl	1.689E-05	0	-0.00025827
Mx,kr	1.809E-05	0	-0.00027767
My,dl	0	7.662E-05	-0.00025827
My,kr	0	0.00011492	-0.00027767

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	σ_s, МПа	$\sigma_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	нет	–	–	–	–	–	–
Mx,kr	нет	–	–	–	–	–	–
My,dl	нет	–	–	–	–	–	–
My,kr	нет	–	–	–	–	–	–

Трещины, нормальные к продольной оси элемента, не образуются.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0.3 \cdot 1.2 - 0.0108 = 0.3492 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b} A_s} = \frac{|5956.0|}{0.3492 + \frac{400}{14.45}\ (0.0108)} = 9189.06 \text{ кПа}$$

Т.к. $0{,}25R_b < \sigma_{\text{ср}} \leq 0{,}75R_b$, то $\phi_n = 1{,}25$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0.3 - 0.0475 = 0.2525 \text{ м}$$

$$Q_x = 13.0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1.250 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 1.2 \cdot 0.2525 = 1641.9 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 1.2 - 0.0475 = 1.1525 \text{ м}$$

$$Q_y = 42.0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1.250 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 0.3 \cdot 1.1525 = 1873.5 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25 R_{bt} b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4 \phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5 R_{bt} b h_0$ и не более $2{,}5 R_{bt} b h_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0 h_0$ и не более $2{,}0 h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным $0{,}75$.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0.252	0.253	217.2	21.7	-238.9	-13.0	0.054
0.302	0.302	181.2	25.9	-207.2	-13.0	0.063
0.353	0.353	155.1	30.3	-185.4	-13.0	0.070
0.403	0.403	148.1	34.6	-182.7	-13.0	0.071
0.454	0.454	148.1	39.0	-187.1	-13.0	0.069
0.504	0.504	148.1	43.3	-191.4	-13.0	0.068
0.554	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.605	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.655	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.706	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.756	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.800	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068

Вдоль оси Y

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
1.152	1.153	634.0	59.4	693.3	42.0	0.061
1.382	1.382	528.5	71.2	599.6	42.0	0.070
1.613	1.613	452.8	83.1	535.9	42.0	0.078
1.843	1.843	396.3	94.9	491.2	42.0	0.086
2.074	2.074	352.1	106.8	459.0	42.0	0.092
2.304	2.304	317.0	118.7	435.7	42.0	0.096
2.534	2.305	288.2	118.7	406.9	42.0	0.103
2.765	2.305	264.1	118.7	382.9	42.0	0.110
2.995	2.305	243.9	118.7	362.6	42.0	0.116
3.226	2.305	226.4	118.7	345.1	42.0	0.122
3.456	2.305	211.3	118.7	330.1	42.0	0.127

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

Трещины, нормальные к продольной оси элемента, не образуются.

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

ПИЛОН 300Х1200 В ОСЯХ 1.15-1.19/1.К

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N = -963.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 127.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = 323.0$ кН · м
Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0.91$
Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -13.0$ кН
Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 42.0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{kr} = -835.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 110.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = 266.0$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{dl} = -786.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 105.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = 249.0$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

Бетон класса В30
Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0.85$
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0.85 = 14.45$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1.15 \cdot 0.85 = 0.9775$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0.0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0.00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А500
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$

Арматура у верхней и нижней грани - 3xØ25, защитный слой 35 мм
Арматура у боковой грани - 5xØ25, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А240
Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,x} = 1.01$ см^2
Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,y} = 1.01$ см^2
Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,в} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,в} = 6$
Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,ц} = 0.25$ м
Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,н} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,н} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

Высота колонны $L = 3.35$ м
Ширина сечения $b = 0.3$ м
Высота сечения $h = 1.2$ м
Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0.8, \mu_y = 0.8$
Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0.3$ мм
Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0.4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$
$$l_{0,y} = \mu_y L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0.043200}{0.3 \cdot 1.2}} = 0.346 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0.002700}{0.3 \cdot 1.2}} = 0.087 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2.68}{0.346} = 7.7 \le 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2.68}{0.087} = 30.9 \le 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \ge \frac{L}{600} = \frac{3.35}{600} = 0.006 \text{ м}$$
$$e_{a,x} \ge \frac{h}{30} = \frac{1.2}{30} = 0.040 \text{ м};\ e_{a,y} \ge \frac{b}{30} = \frac{0.3}{30} = 0.010 \text{ м}$$
$$e_{a(x,y)} \ge 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{127.0}{-963.0}\right| = 0.132 \text{ м}$$
$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{323.0}{-963.0}\right| = 0.335 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0.132 \text{ м};\ e_{0,y} = 0.335 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0.91 = 1.91$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \le \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0.132}{1.2} = 0.110 \le 1{,}5$$

$$0{,}15 \le \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0.335}{0.3} = 1.118 \le 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0.150;\ \delta_{e,y} = 1.118$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 0.150)} = 0.175$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 1.118)} = 0.055$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0.175 \cdot 32500000 \cdot 0.043200 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.001232 = 410564.2 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0.055 \cdot 32500000 \cdot 0.002700 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000073 = 14880.4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 410564.2}{2.68^2} = 564171.7 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 14880.4}{2.68^2} = 20447.8 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{963.0}{564171.7}} = 1.002$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{963.0}{20447.8}} = 1.049$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1.002 \cdot 127.0 = 127.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1.049 \cdot 323.0 = 339.0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 543694.1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 32441.5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = -2721.2 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = -20026.8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

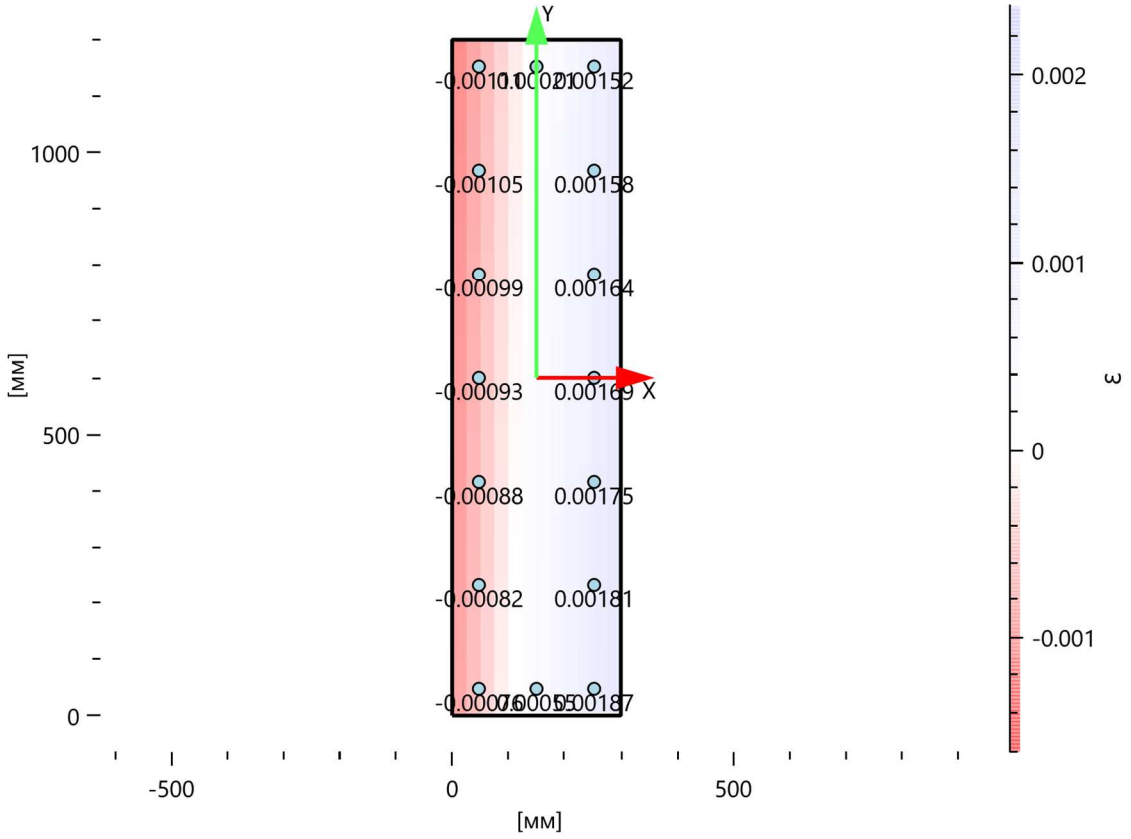
$$D_{23} = -199959.6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 4230026.9 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0.00031210; \frac{1}{r_y} = 0.01281414;\ \varepsilon_0 = 0.00037956$$

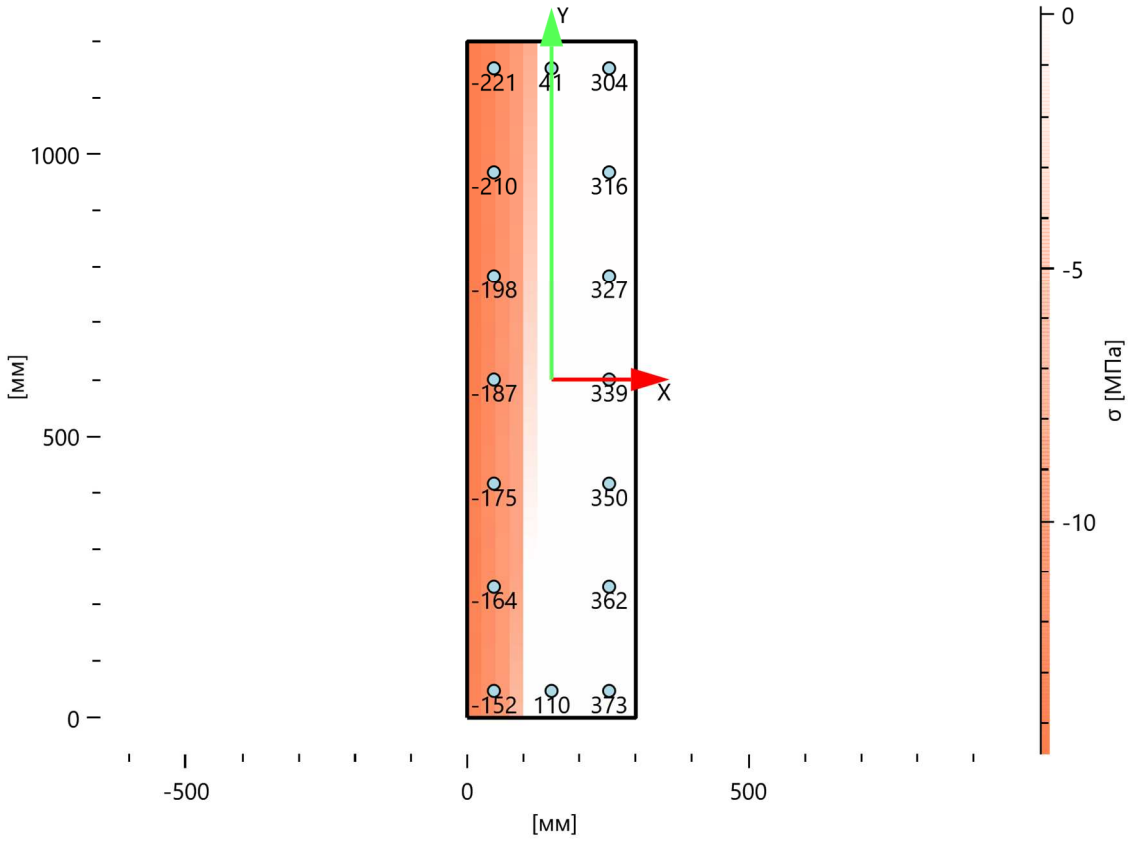
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.001566$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0.001865$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0.0035$

Т.к. условия:

$$|\varepsilon_{b,max}| = |-0.001566| = 0.001566 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.001865 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0.025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	1609756.4	99234.4	0	0	0	13015541.9
Mx,kr	1609756.4	99234.4	0	0	0	13015541.9
My,dl	752772.2	47787.4	0	0	-346814.7	5805682.7
My,kr	741823	46340.3	0	0	-335302.5	5713359.2

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	ε_0
Mx,dl	6.523E-05	0	-6.039E-05
Mx,kr	6.833E-05	0	-6.415E-05
My,dl	0	0.00746393	0.00031049
My,kr	0	0.00813875	0.00033149

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	σ_s, МПа	$\sigma_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	нет	–	–	–	–	–	–
Mx,kr	нет	–	–	–	–	–	–
My,dl	есть	0.24	0.004418	0.025	215.1	32	117.7
My,kr	есть	0.24	0.004418	0.025	233.1	31.7	121.1

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Ширина раскрытия нормальных трещин $a_{crc,i}$ $(i = 1, 2, 3)$ определяется по формуле:

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

где φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1.0 - при непродолжительном действии нагрузки;

1.4 - при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0.5 - для арматуры периодического профиля и канатной;

0.8 - для гладкой арматуры;

φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным

1.0 - для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1.2 - для растянутых элементов;

ψ_s - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\psi_s = 1 - 0.8\,\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}$$

l_s - базовое расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$l_s = 0.5\,\frac{A_{bt}}{A_s}d_s$$

Результаты расчета сведены в таблицу.

Направление	a_{crc1}, мм	a_{crc2}, мм	a_{crc3}, мм
вдоль оси X	0.265	0.208	0.190
вдоль оси Y	0.000	0.000	0.000

$$a_{crc1,x} = 0.265 \leq\ a_{crc1,ult} = 0.300 \text{ мм}$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

$$a_{crc,x} = a_{crc1,x} + a_{crc2,x} - a_{crc3,x} = 0.265 + 0.208 - 0.190 = 0.284 \leq\ a_{crc,ult} = 0.400 \text{ мм}$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0.3 \cdot 1.2 - 0.007855 = 0.352145 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b}A_s} = \frac{|963.0|}{0.352145 + \frac{400}{14.45}\,(0.007855)} = 1690.71 \text{ кПа}$$

Т.к. $0 < \sigma_{\text{ср}} \leq 0{,}25R_b$, то

$$\phi_n = 1 + \frac{\sigma_{\text{ср}}}{R_b} = 1 + \frac{1690.71}{14450} = 1.117$$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0.3 - 0.0475 = 0.2525 \text{ м}$$

$$Q_x = 13.0 \text{ кН} \leq \varphi_n\varphi_{b1}R_b b h_0 = 1.117 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 1.2 \cdot 0.2525 = 1467.2 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 1.2 - 0.0475 = 1.1525 \text{ м}$$

$$Q_y = 42.0 \text{ кН} \leq \varphi_n\varphi_{b1}R_b b h_0 = 1.117 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 0.3 \cdot 1.1525 = 1674.2 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25 R_{bt} b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4 \phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5 R_{bt} b h_0$ и не более $2{,}5 R_{bt} b h_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0 h_0$ и не более $2{,}0 h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным 0,75.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0.252	0.253	194.1	21.7	-215.8	-13.0	0.060
0.302	0.302	162.0	25.9	-187.9	-13.0	0.069
0.353	0.353	148.1	30.3	-178.4	-13.0	0.073
0.403	0.403	148.1	34.6	-182.7	-13.0	0.071
0.454	0.454	148.1	39.0	-187.1	-13.0	0.069
0.504	0.504	148.1	43.3	-191.4	-13.0	0.068
0.554	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.605	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.655	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.706	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.756	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.800	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068

Вдоль оси Y

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
1.152	1.153	566.5	59.4	625.9	42.0	0.067
1.382	1.382	472.2	71.2	543.4	42.0	0.077
1.613	1.613	404.6	83.1	487.7	42.0	0.086
1.843	1.843	354.1	94.9	449.0	42.0	0.094
2.074	2.074	314.7	106.8	421.5	42.0	0.100
2.304	2.304	283.3	118.7	401.9	42.0	0.104
2.534	2.305	257.5	118.7	376.3	42.0	0.112
2.765	2.305	236.0	118.7	354.8	42.0	0.118
2.995	2.305	217.9	118.7	336.6	42.0	0.125
3.226	2.305	202.3	118.7	321.0	42.0	0.131
3.456	2.305	188.8	118.7	307.6	42.0	0.137

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольно оси колонны, не превышает допустимые значения.

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

ПИЛОН 400Х800 В ОСЯХ 1.15-1.18/1.ГГ

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N = -754.0$ кН

Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 55.0$ кН · м

Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = 536.0$ кН · м

Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0.91$

Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -13.0$ кН

Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 42.0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{kr} = -654.0$ кН

Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 46.0$ кН · м

Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = 442.0$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{dl} = -618.0$ кН

Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 17.0$ кН · м

Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = 413.0$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

Бетон класса В30

Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0.85$

Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0.85 = 14.45$ МПа

Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1.15 \cdot 0.85 = 0.9775$ МПа

Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа

Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа

Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа

Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная

Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0.0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0.00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А500

Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа

Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа

Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа

Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа

Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа

Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$

Арматура у верхней и нижней грани - 4xØ25, защитный слой 35 мм

Арматура у боковой грани - 7xØ25, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А240

Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа

Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,x} = 1.01$ см^2

Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,y} = 1.01$ см^2

Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,\text{в}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{в}} = 6$

Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,\text{ц}} = 0.25$ м

Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,\text{н}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{н}} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

Высота колонны $L = 3.35$ м

Ширина сечения $b = 0.4$ м

Высота сечения $h = 0.8$ м

Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0.8, \mu_y = 0.8$

Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0.3$ мм

Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0.4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$
$$l_{0,y} = \mu_y L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0.017067}{0.4 \cdot 0.8}} = 0.231 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0.004267}{0.4 \cdot 0.8}} = 0.115 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2.68}{0.231} = 11.6 \leq 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2.68}{0.115} = 23.2 \leq 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \geq \frac{L}{600} = \frac{3.35}{600} = 0.006 \text{ м}$$
$$e_{a,x} \geq \frac{h}{30} = \frac{0.8}{30} = 0.027 \text{ м};\ e_{a,y} \geq \frac{b}{30} = \frac{0.4}{30} = 0.013 \text{ м}$$
$$e_{a(x,y)} \geq 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{55.0}{-754.0}\right| = 0.073 \text{ м}$$
$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{536.0}{-754.0}\right| = 0.711 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0.073 \text{ м};\ e_{0,y} = 0.711 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0.91 = 1.91$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \leq \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0.073}{0.8} = 0.091 \leq 1{,}5$$
$$0{,}15 \leq \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0.711}{0.4} = 1.777 \leq 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0.150;\ \delta_{e,y} = 1.500$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 0.150)} = 0.175$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 1.500)} = 0.044$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0.175 \cdot 32500000 \cdot 0.017067 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000702 = 191079.9\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0.044 \cdot 32500000 \cdot 0.004267 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000211 = 35288.2\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 191079.9}{2.68^2} = 262570.1\ \text{кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 35288.2}{2.68^2} = 48490.8\ \text{кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{754.0}{262570.1}} = 1.003$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{754.0}{48490.8}} = 1.016$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1.003 \cdot 55.0 = 55.2\ \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1.016 \cdot 536.0 = 544.5\ \text{кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 276504.4\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 70833.1\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = -2122.4\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = -35237.4\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

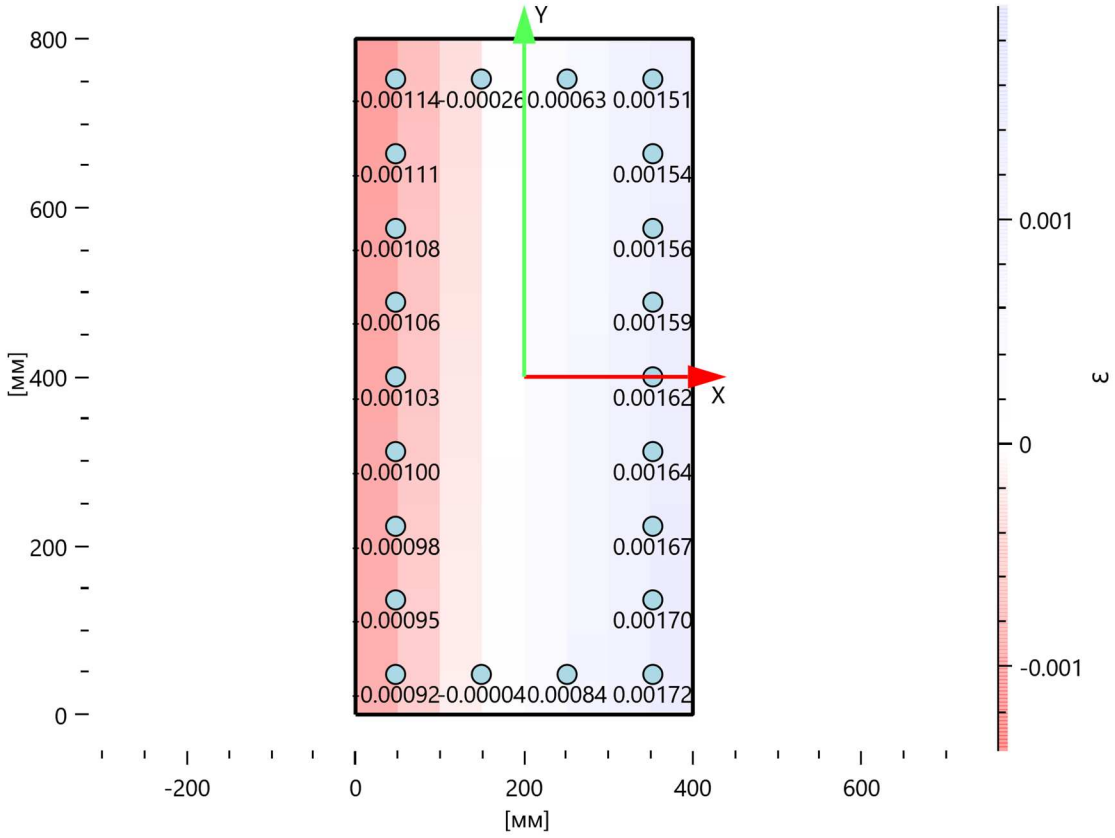
$$D_{23} = -238194.8\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 4530773.3\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0.00030333; \frac{1}{r_y} = 0.00867821;\ \varepsilon_0 = 0.00029218$$

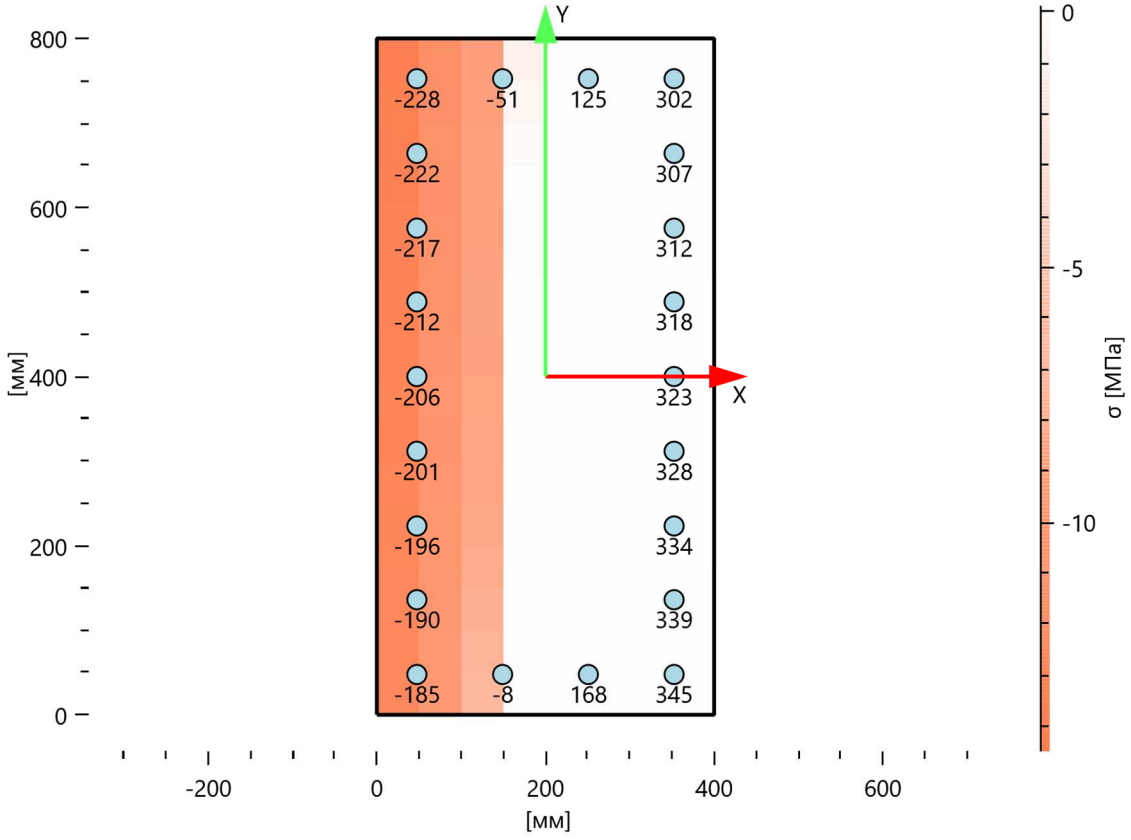
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.001340$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0.001723$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0.0035$

Т.к. условия:

$$|\varepsilon_{b,max}| = |-0.001340| = 0.001340 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.001723 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0.025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	669990.8	171768.6	0	1.6	0	12208870.1
Mx,kr	669990.8	171768.6	0	1.6	0	12208870.1
My,dl	333559.5	91839.2	0.1	1.9	-390292.1	5837919
My,kr	325061.9	88447.1	0.1	2	-367203.1	5678179.5

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	ε_0
Mx,dl	2.537E-05	0	-5.062E-05
Mx,kr	6.866E-05	0	-5.357E-05
My,dl	0	0.0056533	0.00027209
My,kr	0	0.0061778	0.00028434

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	σ_s, МПа	$\sigma_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	нет	–	–	–	–	–	–
Mx,kr	нет	–	–	–	–	–	–
My,dl	есть	0.2	0.0054	0.025	226.8	31.8	149.3
My,kr	есть	0.2	0.0054	0.025	245.3	31.8	152.8

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Ширина раскрытия нормальных трещин $a_{crc,i}$ $(i = 1, 2, 3)$ определяется по формуле:

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

где φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1.0 - при непродолжительном действии нагрузки;

1.4 - при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0.5 - для арматуры периодического профиля и канатной;

0.8 - для гладкой арматуры;

φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным

1.0 - для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1.2 - для растянутых элементов;

ψ_s - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\psi_s = 1 - 0.8\,\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}$$

l_s - базовое расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$l_s = 0.5\,\frac{A_{bt}}{A_s} d_s$$

Результаты расчета сведены в таблицу.

Направление	a_{crc1}, мм	a_{crc2}, мм	a_{crc3}, мм
вдоль оси X	0.282	0.220	0.201
вдоль оси Y	0.000	0.000	0.000

$$a_{crc1,x} = 0.282 \leq\ a_{crc1,ult} = 0.300 \text{ мм}$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

$$a_{crc,x} = a_{crc1,x} + a_{crc2,x} - a_{crc3,x} = 0.282 + 0.220 - 0.201 = 0.300 \leq\ a_{crc,ult} = 0.400 \text{ мм}$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0.4 \cdot 0.8 - 0.010798 = 0.309202 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b} A_s} = \frac{|754.0|}{0.309202 + \frac{400}{14.45}\,(0.010798)} = 1239.91 \text{ кПа}$$

Т.к. $0 < \sigma_{\text{ср}} \leq 0{,}25R_b$, то

$$\phi_n = 1 + \frac{\sigma_{\text{ср}}}{R_b} = 1 + \frac{1239.91}{14450} = 1.086$$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0.4 - 0.0475 = 0.3525 \text{ м}$$

$$Q_x = 13.0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1.086 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 0.8 \cdot 0.3525 = 1327.4 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 0.8 - 0.0475 = 0.7525 \text{ м}$$

$$Q_y = 42.0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1.086 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 0.4 \cdot 0.7525 = 1416.8 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25R_{bt}b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4\phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5R_{bt}bh_0$ и не более $2{,}5R_{bt}bh_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0h_0$ и не более $2{,}0h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным $0{,}75$.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0.353	0.353	262.5	30.3	-292.8	-13.0	0.044
0.424	0.424	218.5	36.4	-254.9	-13.0	0.051
0.494	0.494	187.6	42.4	-230.0	-13.0	0.057
0.565	0.565	164.0	48.5	-212.5	-13.0	0.061
0.635	0.635	145.9	54.5	-200.4	-13.0	0.065
0.706	0.705	137.8	60.5	-198.4	-13.0	0.066
0.777	0.705	137.8	60.5	-198.4	-13.0	0.066
0.800	0.705	137.8	60.5	-198.4	-13.0	0.066
0.847	0.705	137.8	36.3	-174.1	-13.0	0.075
0.918	0.705	137.8	36.3	-174.1	-13.0	0.075
0.988	0.705	137.8	36.3	-174.1	-13.0	0.075
1.059	0.705	137.8	36.3	-174.1	-13.0	0.075

Вдоль оси Y

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0.753	0.753	478.9	64.6	543.5	42.0	0.077
0.800	0.800	450.8	68.7	519.4	42.0	0.081
0.904	0.904	398.9	46.6	445.5	42.0	0.094
1.054	1.054	342.1	54.3	396.4	42.0	0.106
1.205	1.205	299.3	62.1	361.3	42.0	0.116
1.355	1.355	266.1	69.8	335.9	42.0	0.125
1.506	1.505	239.4	77.5	317.0	42.0	0.133
1.657	1.505	217.6	77.5	295.1	42.0	0.142
1.807	1.505	199.6	77.5	277.1	42.0	0.152
1.958	1.505	184.2	77.5	261.7	42.0	0.160
2.108	1.505	171.1	77.5	248.6	42.0	0.169
2.259	1.505	159.6	77.5	237.2	42.0	0.177

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольно оси колонны, не превышает допустимые значения.

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

ПИЛОН 400Х1600 В ОСЯХ П/6-П/Г (ОСОБОЕ СОЧЕТАНИЕ)

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N = -2387.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 55.0$ кН $\cdot$ м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = 1410.0$ кН $\cdot$ м
Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0.91$
Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -13.0$ кН
Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 42.0$ кН

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

Бетон класса В30
Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0.85$
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0.0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0.00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А500
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$
Арматура у верхней и нижней грани - 4хØ25, защитный слой 35 мм
Арматура у боковой грани - 13хØ25, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А240
Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2хØ8, $A_{sw,x} = 1.01$ см^2
Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2хØ8, $A_{sw,y} = 1.01$ см^2
Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,\text{в}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{в}} = 6$
Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,\text{ц}} = 0.25$ м
Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,\text{н}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{н}} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

Высота колонны $L = 3.35$ м
Ширина сечения $b = 0.4$ м
Высота сечения $h = 1.5$ м

Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0.8, \mu_y = 0.8$
Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0.3$ мм
Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0.4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

$$l_{0,y} = \mu_y L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0.112500}{0.4 \cdot 1.5}} = 0.433 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0.008000}{0.4 \cdot 1.5}} = 0.115 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2.68}{0.433} = 6.2 \le 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2.68}{0.115} = 23.2 \le 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \ge \frac{L}{600} = \frac{3.35}{600} = 0.006 \text{ м}$$

$$e_{a,x} \ge \frac{h}{30} = \frac{1.5}{30} = 0.050 \text{ м};\ e_{a,y} \ge \frac{b}{30} = \frac{0.4}{30} = 0.013 \text{ м}$$

$$e_{a(x,y)} \ge 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{55.0}{-2387.0}\right| = 0.023 \text{ м}$$

$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{1410.0}{-2387.0}\right| = 0.591 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0.050 \text{ м};\ e_{0,y} = 0.591 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0.91 = 1.91$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \le \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0.050}{1.5} = 0.033 \le 1{,}5$$

$$0{,}15 \le \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0.591}{0.4} = 1.477 \le 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0.150;\ \delta_{e,y} = 1.477$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l\left(0{,}3 + \delta_{e,x}\right)} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 0.150)} = 0.175$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l\left(0{,}3 + \delta_{e,y}\right)} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 1.477)} = 0.044$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0.175 \cdot 32500000 \cdot 0.112500 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.003738 = 1140236.0 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0.044 \cdot 32500000 \cdot 0.008000 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000348 = 59740.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 1140236.0}{2.68^2} = 1566840.9 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 59740.3}{2.68^2} = 82091.3 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{2387.0}{1566840.9}} = 1.002$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{2387.0}{82091.3}} = 1.030$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1.002 \cdot 55.0 = 55.1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1.030 \cdot 1410.0 = 1452.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 1576689.1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 111658.5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = 523.7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = -212359.7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

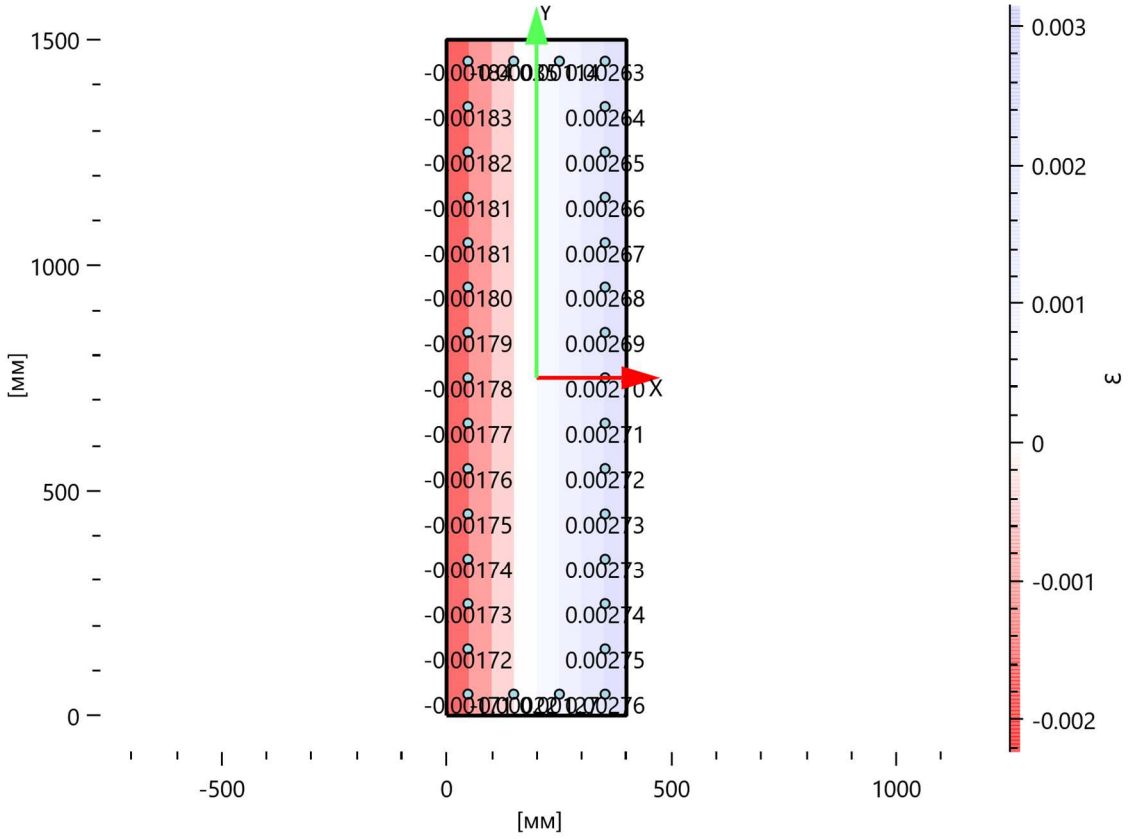
$$D_{23} = -405537.8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 7781815.1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0.00009050; \frac{1}{r_y} = 0.01467763;\ \varepsilon_0 = 0.00046014$$

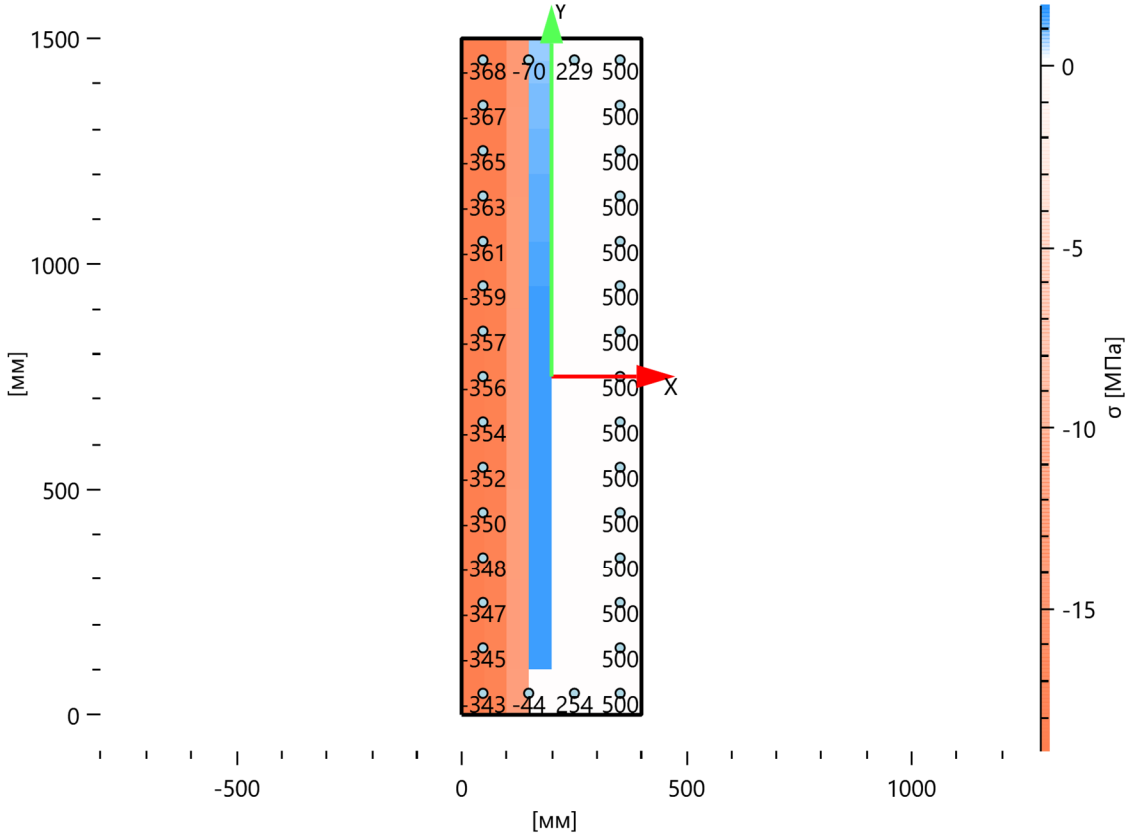
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.002174$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0.002762$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0.0035$

Т.к. условия:

$$\left|\varepsilon_{b,max}\right| = |-0.002174| = 0.002174 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.002762 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0.025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

ПИЛОН 400Х1600 В ОСЯХ П/6-П/Г (ОСНОВНОЕ СОЧЕТАНИЕ)

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N = -1789.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 36.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = 1079.0$ кН · м
Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0.91$
Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -13.0$ кН
Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 42.0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{kr} = -1547.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 31.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = 932.0$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{dl} = -1456.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 31.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = 872.0$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

Бетон класса В30
Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0.85$
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0.85 = 14.45$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1.15 \cdot 0.85 = 0.9775$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0.0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0.00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А500
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$

Арматура у верхней и нижней грани - 4xØ25, защитный слой 35 мм
Арматура у боковой грани - 17xØ25, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А240
Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,x} = 1.01$ см^2
Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,y} = 1.01$ см^2
Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,\text{в}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{в}} = 6$
Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,\text{ц}} = 0.25$ м
Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,\text{н}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{н}} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

Высота колонны $L = 3.35$ м
Ширина сечения $b = 0.4$ м
Высота сечения $h = 1.8$ м
Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0.8, \mu_y = 0.8$
Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0.3$ мм
Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0.4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$
$$l_{0,y} = \mu_y L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0.194400}{0.4 \cdot 1.8}} = 0.520 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0.009600}{0.4 \cdot 1.8}} = 0.115 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2.68}{0.520} = 5.2 \le 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2.68}{0.115} = 23.2 \le 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \ge \frac{L}{600} = \frac{3.35}{600} = 0.006 \text{ м}$$
$$e_{a,x} \ge \frac{h}{30} = \frac{1.8}{30} = 0.060 \text{ м};\ e_{a,y} \ge \frac{b}{30} = \frac{0.4}{30} = 0.013 \text{ м}$$
$$e_{a(x,y)} \ge 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{36.0}{-1789.0}\right| = 0.020 \text{ м}$$
$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{1079.0}{-1789.0}\right| = 0.603 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0.060 \text{ м};\ e_{0,y} = 0.603 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0.91 = 1.91$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \le \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0.060}{1.8} = 0.033 \le 1{,}5$$

$$0{,}15 \le \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0.603}{0.4} = 1.508 \le 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0.150;\ \delta_{e,y} = 1.500$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 0.150)} = 0.175$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 1.500)} = 0.044$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0.175 \cdot 32500000 \cdot 0.194400 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.006449 = 1968854.4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0.044 \cdot 32500000 \cdot 0.009600 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000440 = 74544.6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 1968854.4}{2.68^2} = 2705476.4 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 74544.6}{2.68^2} = 102434.5 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{1789.0}{2705476.4}} = 1.001$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{1789.0}{102434.5}} = 1.018$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1.001 \cdot 36.0 = 36.0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1.018 \cdot 1079.0 = 1098.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 2719438.9 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 158010.4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = -1434.9 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = 10997.4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

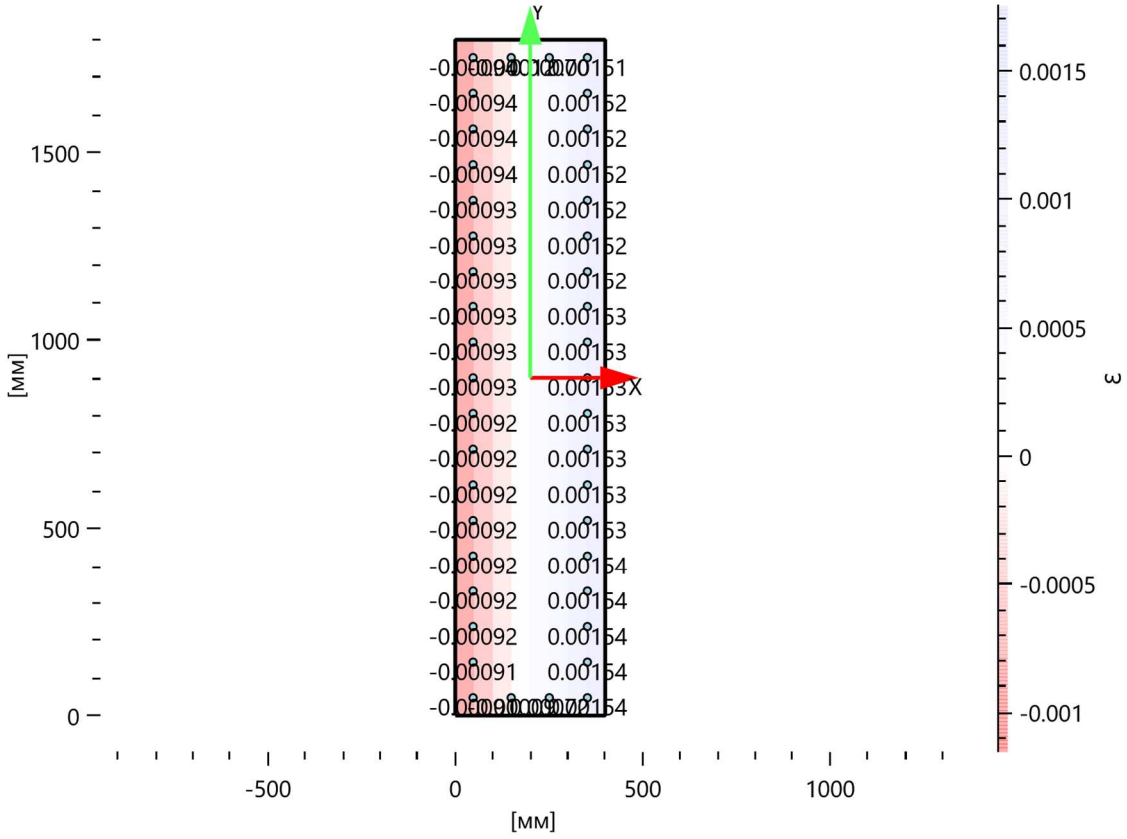
$$D_{23} = -576666.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 9479509.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0.00001628; \frac{1}{r_y} = 0.00804818;\ \varepsilon_0 = 0.00030085$$

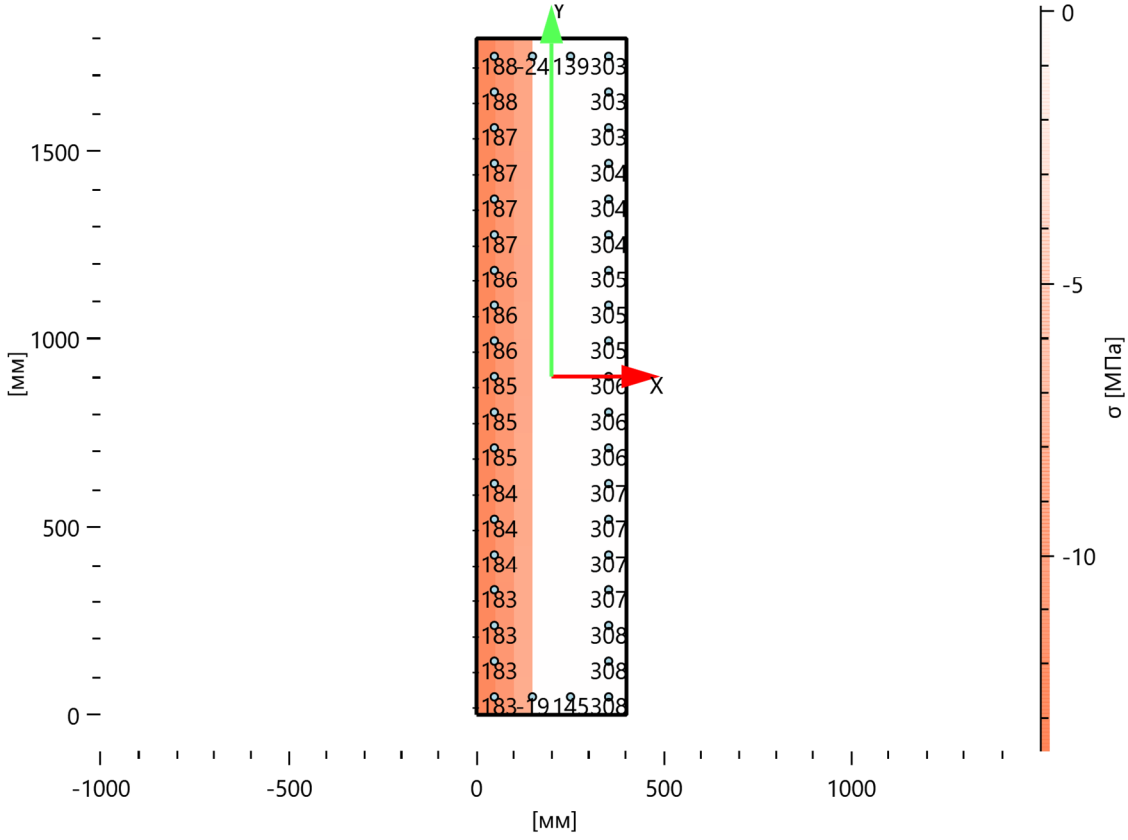
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.001122$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0.001542$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0.0035$

Т.к. условия:

$$|\varepsilon_{b,max}| = |-0.001122| = 0.001122 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.001542 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0.025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	7393141.1	380636.8	0	0	0	26853297.5
Mx,kr	7393141.1	380636.8	0	0	0	26853297.5
My,dl	3549330.2	204238.6	0	0	-908929.3	12552783.2
My,kr	3442791.8	195901.2	0	0	-852011.8	12157936.1

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	ε_0
Mx,dl	4.19E-06	0	-5.422E-05
Mx,kr	4.19E-06	0	-5.761E-05
My,dl	0	0.00553785	0.000285
My,kr	0	0.00604719	0.00029654

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	σ_s, МПа	$\sigma_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	нет	–	–	–	–	–	–
Mx,kr	нет	–	–	–	–	–	–
My,dl	есть	0.45	0.01129	0.025	225.9	32.2	337.9
My,kr	есть	0.45	0.010308	0.025	243.7	32.1	346.6

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Ширина раскрытия нормальных трещин $a_{crc,i}$ $(i = 1, 2, 3)$ определяется по формуле:

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

где φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1.0 - при непродолжительном действии нагрузки;

1.4 - при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0.5 - для арматуры периодического профиля и канатной;

0.8 - для гладкой арматуры;

φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным

1.0 - для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1.2 - для растянутых элементов;

ψ_s - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\psi_s = 1 - 0.8\,\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}$$

l_s - базовое расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$l_s = 0.5\,\frac{A_{bt}}{A_s}d_s$$

Результаты расчета сведены в таблицу.

Направление	a_{crc1}, мм	a_{crc2}, мм	a_{crc3}, мм
вдоль оси X	0.280	0.218	0.200
вдоль оси Y	0.000	0.000	0.000

$$a_{crc1,x} = 0.280 \leq\ a_{crc1,ult} = 0.300 \text{ мм}$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

$$a_{crc,x} = a_{crc1,x} + a_{crc2,x} - a_{crc3,x} = 0.280 + 0.218 - 0.200 = 0.298 \leq\ a_{crc,ult} = 0.400 \text{ мм}$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0.4 \cdot 1.8 - 0.020616 = 0.699384 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b}A_s} = \frac{|1789.0|}{0.699384 + \frac{400}{14.45}\,(0.020616)} = 1408.58 \text{ кПа}$$

Т.к. $0 < \sigma_{\text{ср}} \leq 0{,}25R_b$, то

$$\phi_n = 1 + \frac{\sigma_{\text{ср}}}{R_b} = 1 + \frac{1408.58}{14450} = 1.097$$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0.4 - 0.0475 = 0.3525 \text{ м}$$

$$Q_x = 13.0 \text{ кН} \leq \varphi_n\varphi_{b1}R_b b h_0 = 1.097 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 1.8 \cdot 0.3525 = 3018.7 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 1.8 - 0.0475 = 1.7525 \text{ м}$$

$$Q_y = 42.0 \text{ кН} \leq \varphi_n\varphi_{b1}R_b b h_0 = 1.097 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 0.4 \cdot 1.7525 = 3335.1 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25R_{bt}b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4\phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5R_{bt}bh_0$ и не более $2{,}5R_{bt}bh_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0h_0$ и не более $2{,}0h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным $0{,}75$.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0.353	0.353	310.1	30.3	-340.4	-13.0	0.038
0.424	0.424	310.1	36.4	-346.5	-13.0	0.038
0.494	0.494	310.1	42.4	-352.5	-13.0	0.037
0.565	0.565	310.1	48.5	-358.6	-13.0	0.036
0.635	0.635	310.1	54.5	-364.6	-13.0	0.036
0.706	0.705	310.1	60.5	-370.6	-13.0	0.035
0.777	0.705	310.1	60.5	-370.6	-13.0	0.035
0.800	0.705	310.1	60.5	-370.6	-13.0	0.035
0.847	0.705	310.1	36.3	-346.4	-13.0	0.038
0.918	0.705	310.1	36.3	-346.4	-13.0	0.038
0.988	0.705	310.1	36.3	-346.4	-13.0	0.038
1.059	0.705	310.1	36.3	-346.4	-13.0	0.038

Вдоль оси Y

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
1.752	1.753	1128.4	90.3	1218.6	42.0	0.034
2.102	2.102	940.5	108.3	1048.8	42.0	0.040
2.453	2.453	805.9	126.4	932.3	42.0	0.045
2.803	2.803	705.3	144.4	849.7	42.0	0.049
3.154	3.154	626.8	162.5	789.2	42.0	0.053
3.504	3.504	564.2	180.5	744.7	42.0	0.056
3.854	3.505	512.9	180.5	693.5	42.0	0.061
4.205	3.505	470.1	180.5	650.7	42.0	0.065
4.555	3.505	434.0	180.5	614.5	42.0	0.068
4.906	3.505	403.0	180.5	583.5	42.0	0.072
5.256	3.505	376.1	180.5	556.7	42.0	0.075

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольно оси колонны, не превышает допустимые значения.

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

ПИЛОН 300Х1200 В ОСЯХ П/1-П/Б (ОСОБОЕ СОЧЕТАНИЕ)

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N = -4760.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 207.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = -485.0$ кН · м
Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0.91$
Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -13.0$ кН
Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 42.0$ кН

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

Бетон класса В30
Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0.85$
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0.0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0.00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А500
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$
Арматура у верхней и нижней грани - 3хØ25, защитный слой 35 мм
Арматура у боковой грани - 10хØ25, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А240
Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2хØ8, $A_{sw,x} = 1.01$ см^2
Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2хØ8, $A_{sw,y} = 1.01$ см^2
Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,\text{в}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{в}} = 6$
Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,\text{ц}} = 0.25$ м
Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,\text{н}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{н}} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

Высота колонны $L = 3.35$ м
Ширина сечения $b = 0.3$ м
Высота сечения $h = 1.2$ м

Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0.8, \mu_y = 0.8$
Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0.3$ мм
Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0.4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$
$$l_{0,y} = \mu_y L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0.043200}{0.3 \cdot 1.2}} = 0.346 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0.002700}{0.3 \cdot 1.2}} = 0.087 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2.68}{0.346} = 7.7 \leq 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2.68}{0.087} = 30.9 \leq 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \geq \frac{L}{600} = \frac{3.35}{600} = 0.006 \text{ м}$$
$$e_{a,x} \geq \frac{h}{30} = \frac{1.2}{30} = 0.040 \text{ м};\ e_{a,y} \geq \frac{b}{30} = \frac{0.3}{30} = 0.010 \text{ м}$$
$$e_{a(x,y)} \geq 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{207.0}{-4760.0}\right| = 0.043 \text{ м}$$
$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{-485.0}{-4760.0}\right| = 0.102 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0.043 \text{ м};\ e_{0,y} = 0.102 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0.91 = 1.91$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \leq \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0.043}{1.2} = 0.036 \leq 1{,}5$$
$$0{,}15 \leq \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0.102}{0.3} = 0.340 \leq 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0.150;\ \delta_{e,y} = 0.340$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l\left(0{,}3 + \delta_{e,x}\right)} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 0.150)} = 0.175$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l\left(0{,}3 + \delta_{e,y}\right)} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 0.340)} = 0.123$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0.175 \cdot 32500000 \cdot 0.043200 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.001717 = 475651.9 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0.123 \cdot 32500000 \cdot 0.002700 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000124 = 27676.1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 475651.9}{2.68^2} = 653611.1 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 27676.1}{2.68^2} = 38030.8 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{4760.0}{653611.1}} = 1.007$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{4760.0}{38030.8}} = 1.143$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1.007 \cdot 207.0 = 208.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1.143 \cdot -485.0 = -554.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 820096.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 38698.8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = 10439.1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = -34672.4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

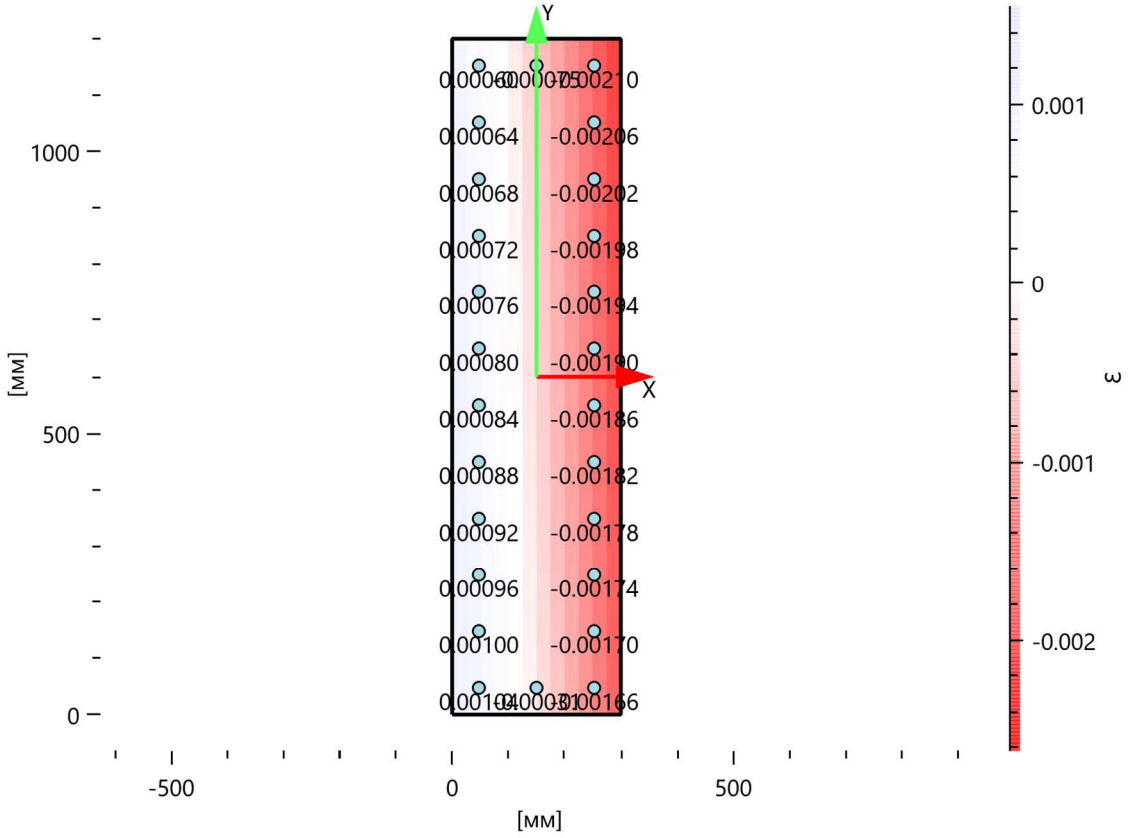
$$D_{23} = 93632.4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 6644768.6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0.00039935; \frac{1}{r_y} = -0.01315369;\ \varepsilon_0 = -0.00052892$$

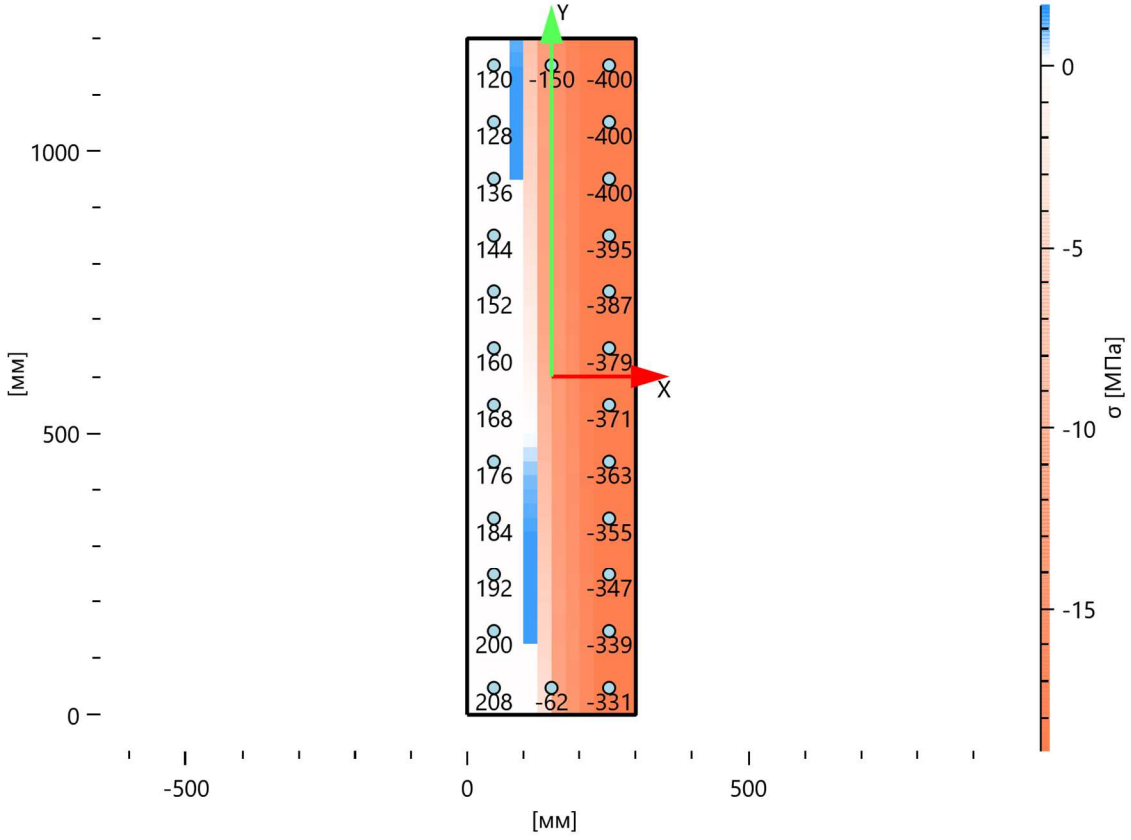
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.002572$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0.001040$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0.0035$

Т.к. условия:

$$\left|\varepsilon_{b,max}\right| = |-0.002572| = 0.002572 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.001040 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0.025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

ПИЛОН 300Х1200 В ОСЯХ П/1-П/Б (ОСНОВНОЕ СОЧЕТАНИЕ)

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ
Продольная сила $N = -4087.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 95.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = -69.0$ кН · м
Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0.91$
Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -13.0$ кН
Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 42.0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ
Продольная сила $N_{kr} = -3534.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 82.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = 59.0$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ
Продольная сила $N_{dl} = -3320.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 76.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = 55.0$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА
Бетон класса В30
Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0.85$
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0.0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0.00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ
Арматура класса А500
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$
Арматура у верхней и нижней грани - 3хØ25, защитный слой 35 мм
Арматура у боковой грани - 10хØ25, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А240
Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,x} = 1.01$ см^2
Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,y} = 1.01$ см^2
Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,в} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,в} = 6$
Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,ц} = 0.25$ м
Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,н} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,н} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ
Высота колонны $L = 3.35$ м
Ширина сечения $b = 0.3$ м
Высота сечения $h = 1.2$ м
Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0.8$, $\mu_y = 0.8$
Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0.3$ мм
Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0.4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$
$$l_{0,y} = \mu_y L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0.043200}{0.3 \cdot 1.2}} = 0.346 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0.002700}{0.3 \cdot 1.2}} = 0.087 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2.68}{0.346} = 7.7 \le 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2.68}{0.087} = 30.9 \le 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \ge \frac{L}{600} = \frac{3.35}{600} = 0.006 \text{ м}$$
$$e_{a,x} \ge \frac{h}{30} = \frac{1.2}{30} = 0.040 \text{ м};\ e_{a,y} \ge \frac{b}{30} = \frac{0.3}{30} = 0.010 \text{ м}$$
$$e_{a(x,y)} \ge 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{95.0}{-4087.0}\right| = 0.023 \text{ м}$$
$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{-69.0}{-4087.0}\right| = 0.017 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0.040 \text{ м};\ e_{0,y} = 0.017 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0.91 = 1.91$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \le \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0.040}{1.2} = 0.033 \le 1{,}5$$

$$0{,}15 \le \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0.017}{0.3} = 0.056 \le 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0.150;\ \delta_{e,y} = 0.150$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 0.150)} = 0.175$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1.91(0{,}3 + 0.150)} = 0.175$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0.175 \cdot 32500000 \cdot 0.043200 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.001717 = 475651.9 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0.175 \cdot 32500000 \cdot 0.002700 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000124 = 32007.4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 475651.9}{2.68^2} = 653611.1 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 32007.4}{2.68^2} = 43982.6 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{4087.0}{653611.1}} = 1.006$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{4087.0}{43982.6}} = 1.102$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1.006 \cdot 95.0 = 95.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1.102 \cdot -69.0 = -76.1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 1689356.3\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 107751.5\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

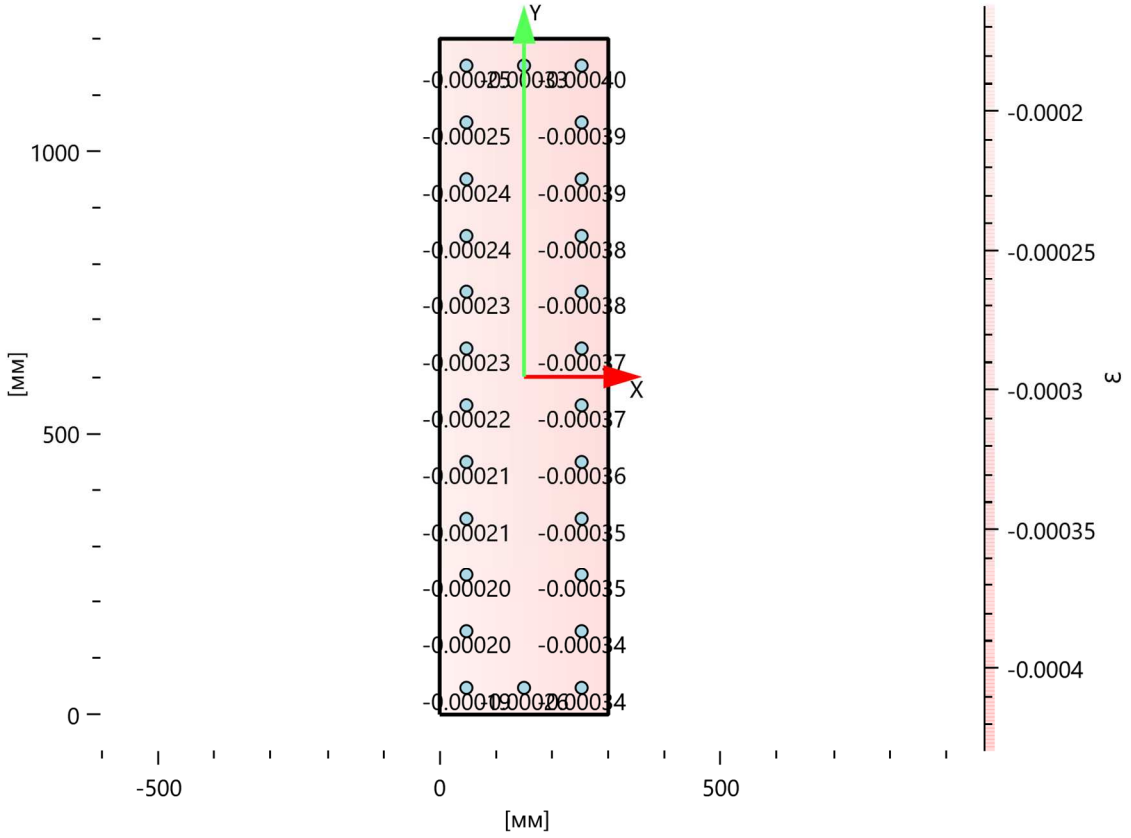
$$D_{12} = 422.9\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = 3093.5\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{23} = -885.5\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 13831284.8\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

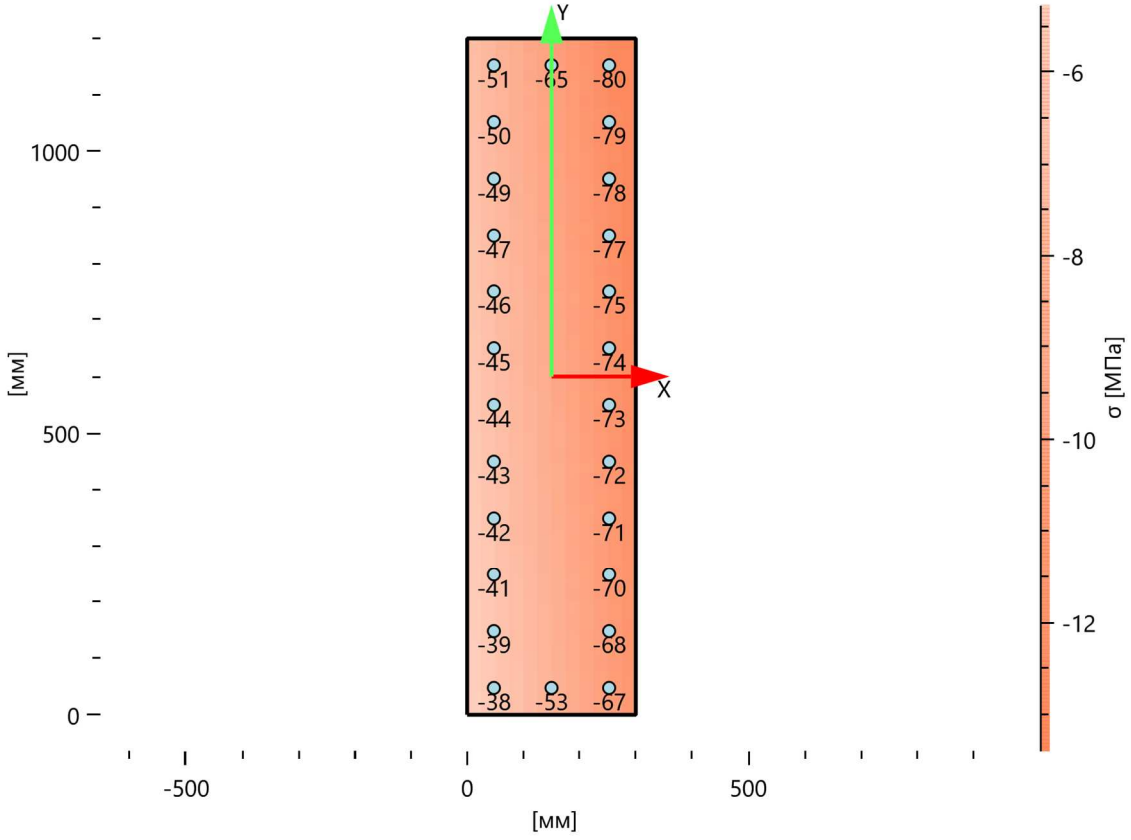
$$\frac{1}{r_x} = 0.00005731; \frac{1}{r_y} = -0.00070862;\ \varepsilon_0 = -0.00029555$$

Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.000427$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации одного знака, то предельное значение относительной деформаций бетона определяется по формуле:

$$\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} - (\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b0})\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} = -0.0035 - (-0.0035 - -0.002)\frac{-0.000164}{-0.000427} = 0.002922$$

где ε_1 и ε_2 - минимальная и максимальная по модулю деформации в сечении.

Т.к. условие:

$$\left|\varepsilon_{b,max}\right| = |-0.000427| = 0.000427 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.002922$$

выполняется, то прочность сечения обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	1690885.2	107872.7	0	0	0	13837755.6
Mx,kr	1690885.2	107872.7	0	0	0	13837755.6
My,dl	1690885.2	107872.7	0	0	0	13837755.6
My,kr	1690885.2	107872.7	0	0	0	13837755.6

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	ε_0
Mx,dl	4.495E-05	0	-0.00023992
Mx,kr	4.85E-05	0	-0.00025539
My,dl	0	0.00050986	-0.00023992
My,kr	0	0.00054694	-0.00025539

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	σ_s, МПа	$\sigma_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	нет	–	–	–	–	–	–
Mx,kr	нет	–	–	–	–	–	–
My,dl	нет	–	–	–	–	–	–
My,kr	нет	–	–	–	–	–	–

Трещины, нормальные к продольной оси элемента, не образуются.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0.3 \cdot 1.2 - 0.012763 = 0.347237 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b}A_s} = \frac{|4087.0|}{0.347237 + \frac{400}{14.45}(0.012763)} = 5834.09 \text{ кПа}$$

Т.к. $0{,}25R_b < \sigma_{\text{ср}} \leq 0{,}75R_b$, то $\phi_n = 1{,}25$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0.3 - 0.0475 = 0.2525 \text{ м}$$

$$Q_x = 13.0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1.250 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 1.2 \cdot 0.2525 = 1641.9 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 1.2 - 0.0475 = 1.1525 \text{ м}$$

$$Q_y = 42.0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1.250 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 0.3 \cdot 1.1525 = 1873.5 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25 R_{bt} b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4 \phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5 R_{bt} b h_0$ и не более $2{,}5 R_{bt} b h_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0 h_0$ и не более $2{,}0 h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным $0{,}75$.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0.252	0.253	217.2	21.7	-238.9	-13.0	0.054
0.302	0.302	181.2	25.9	-207.2	-13.0	0.063
0.353	0.353	155.1	30.3	-185.4	-13.0	0.070
0.403	0.403	148.1	34.6	-182.7	-13.0	0.071
0.454	0.454	148.1	39.0	-187.1	-13.0	0.069
0.504	0.504	148.1	43.3	-191.4	-13.0	0.068
0.554	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.605	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.655	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.706	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.756	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068
0.800	0.505	148.1	43.4	-191.4	-13.0	0.068

Вдоль оси Y

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
1.152	1.153	634.0	59.4	693.3	42.0	0.061
1.382	1.382	528.5	71.2	599.6	42.0	0.070
1.613	1.613	452.8	83.1	535.9	42.0	0.078
1.843	1.843	396.3	94.9	491.2	42.0	0.086
2.074	2.074	352.1	106.8	459.0	42.0	0.092
2.304	2.304	317.0	118.7	435.7	42.0	0.096
2.534	2.305	288.2	118.7	406.9	42.0	0.103
2.765	2.305	264.1	118.7	382.9	42.0	0.110
2.995	2.305	243.9	118.7	362.6	42.0	0.116
3.226	2.305	226.4	118.7	345.1	42.0	0.122
3.456	2.305	211.3	118.7	330.1	42.0	0.127

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

Трещины, нормальные к продольной оси элемента, не образуются.

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

4.6. РАСЧЕТ НА ВСПЛЫТИЕ

Расчет на всплытие

Площадь паркинга, А =	3040	м²
Объема бетона в фундаментной плите и плите покрытия, Vпл =	3150.6	м³
Объема бетона пилонов, Vпил =	128.1	м³
Удельный вес бетона, γ_b =	2.4	т/м³

Сбор нагрузок на покрытие стилобата

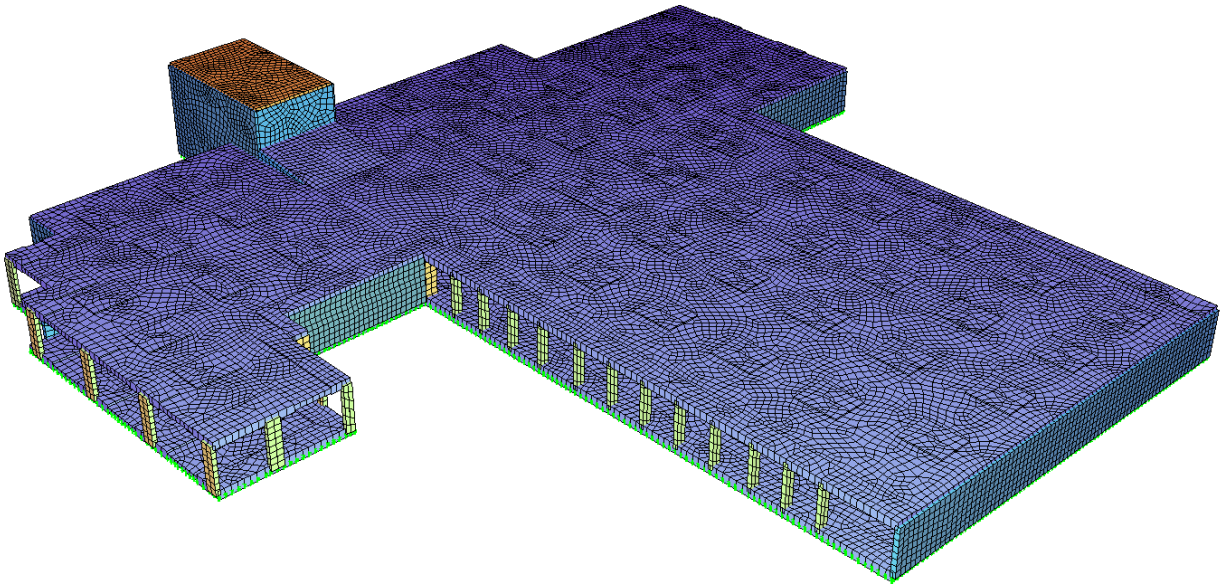
Наименование	*Удельный вес, кг/м³*	*Толщина, мм*	*Нормативная нагрузка, кгс/м²*
Плита мощения	*1800*	*80*	*144*
Сухая цем-песч. смесь	*1800*	*40*	*72*
Жесткий бетон В7.5	*2400*	*120*	*288*
Песок мелкий	*1650*	*300*	*495*
Отсыпка песком	*1650*	*760*	*1254*
Утеплитель ПП Carbon	*36*	*150*	*5*
Гидроизоляция Техноэласт ЭПП (2 слоя)			*8*
Ц.п. стяжка	*1800*	*50*	*90*
Керамзитобетон D800	*800*	*150*	*120*
		Итого	***2476***

Вес покрытия стилобата, $m_{покр}$ =	2.48	т/м³
Вес пригруза от постоянных нагрузок, $m_{пр} = \gamma_b(V_{пил} + V_{пл}) + m_{покр}A =$	15 408.1	т
УГВ с учетом прогнозирования 150.75 + 1.0 =	151.75	
Отм. подошвы фундаментной плиты	148.15	
Превышение УГВ над фундаментной плитой, Нв =	3.6	м
Удельный вес воды, $\gamma_в$ =	1	т/м³
Давление грунтовых вод на подошву фундамента, $P_в$ = А*Нв*$\gamma_в$ =	10944	т
Коэффициент использования по всплытию $k_{исп} = \frac{P_в}{0.9\, m_{пр}} =$	0.79	< 1

Устойчивость к всплытию обеспечена.

5. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА Т-ОБРАЗНОЙ ЧАСТИ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ

5.1. ОБЩИЙ ВИД РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ



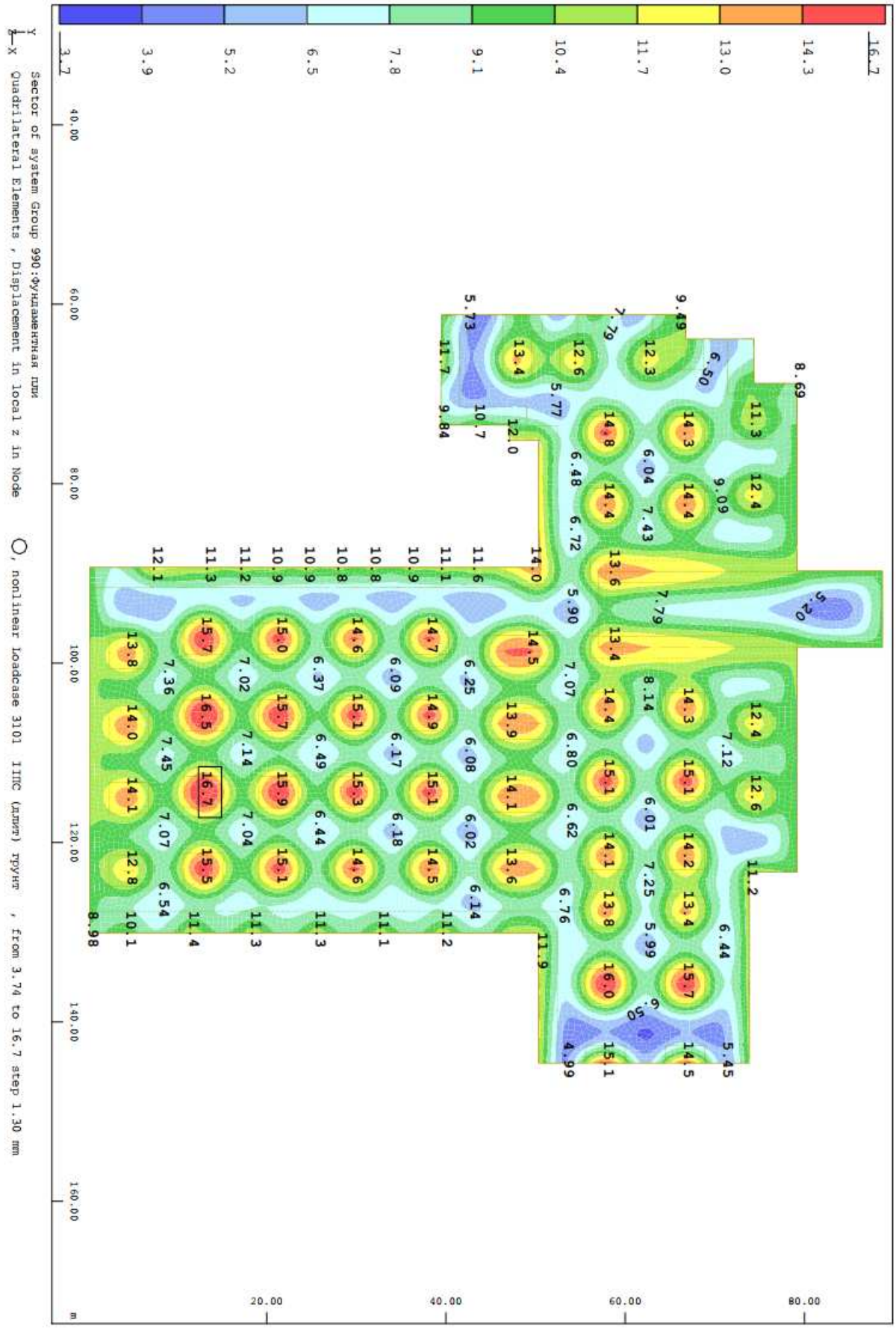
Расчётная схема. Т-образная часть подземной автостоянки

Сечение элементов приведено в таблице

ТИП КОНСТРУКЦИИ	РАЗМЕР СЕЧЕНИЯ, ТОЛЩИНА, ММ	МАТЕРИАЛ КОНСТРУКЦИИ
Фундаментная плита	400, 800 (банкетка)	B30, W10, F200
Стены	300, 460	B30, W10, F200
Покрытие	400, 700 (капитель)	B30, W10, F200
Пилоны	300x1200	B30
	400x1200	
	400x800	
	300x1650	
Плита въездной рампы	300	B30
Стены въездной рампы	250, 460	B30
Покрытие въездной рампы	460	B30

5.2. ОСАДКА И ДАВЛЕНИЕ ПОД ПОДОШВОЙ ФУНДАМЕНТА

Осадка, мм



Расчет осадки фундамента паркинга П2 в осях П.5-П.15/П.1.А-П.1.Ш

Допущения и предпосылки. Расчет выполняется согласно СП 22.13330.2016 п.п. 5.6.31.

Исходные данные. Среднее давление под подошвой фундамента $p = 0.80$ кг/см^2; глубина заложения $d_n = 7.15$ м; фундамент прямоугольный; ширина подошвы $b = 60.00$ м; длина подошвы $l = 56.00$ м; объемный вес грунта выше подошвы $\gamma'_{\text{II}} = 1.86$ т/м^3; имеются грунтовые воды на расстоянии 0.00 м от подшвы мощностью 3.40 м; $s_u = 15.0$ см.

Расчет. Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы

$$\sigma_{zg0} = \gamma'_{\text{II}} d_n = 1.86 \cdot 7.15 = 13.299 \text{ т/м}^2 = 1.330 \text{ кг/см}^2$$

Согласно требованиям методики расчета, сжимаемая толща грунта под подошвой разбивается на слои. Необходимые величины для каждого слоя вычисляются в табличной форме по формулам

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i p, \quad \sigma_{z\gamma,i} = \alpha_i \sigma_{zg0}, \quad \sigma_{zg,i} = \sigma_{zg0} + \sum_{i=1}^{n} h_i \gamma_i$$

Минимальная глубина сжимаемой толщи для $10 \leqslant b < 60$ м составляет $H_{min} = 4 + 0.1b = 4 + 0.1 \cdot \cdot 60.00 = 10.00$ м.

Т.к. $p \leqslant \sigma_{zg,0}$ то осадка определяется по формуле (5.19)

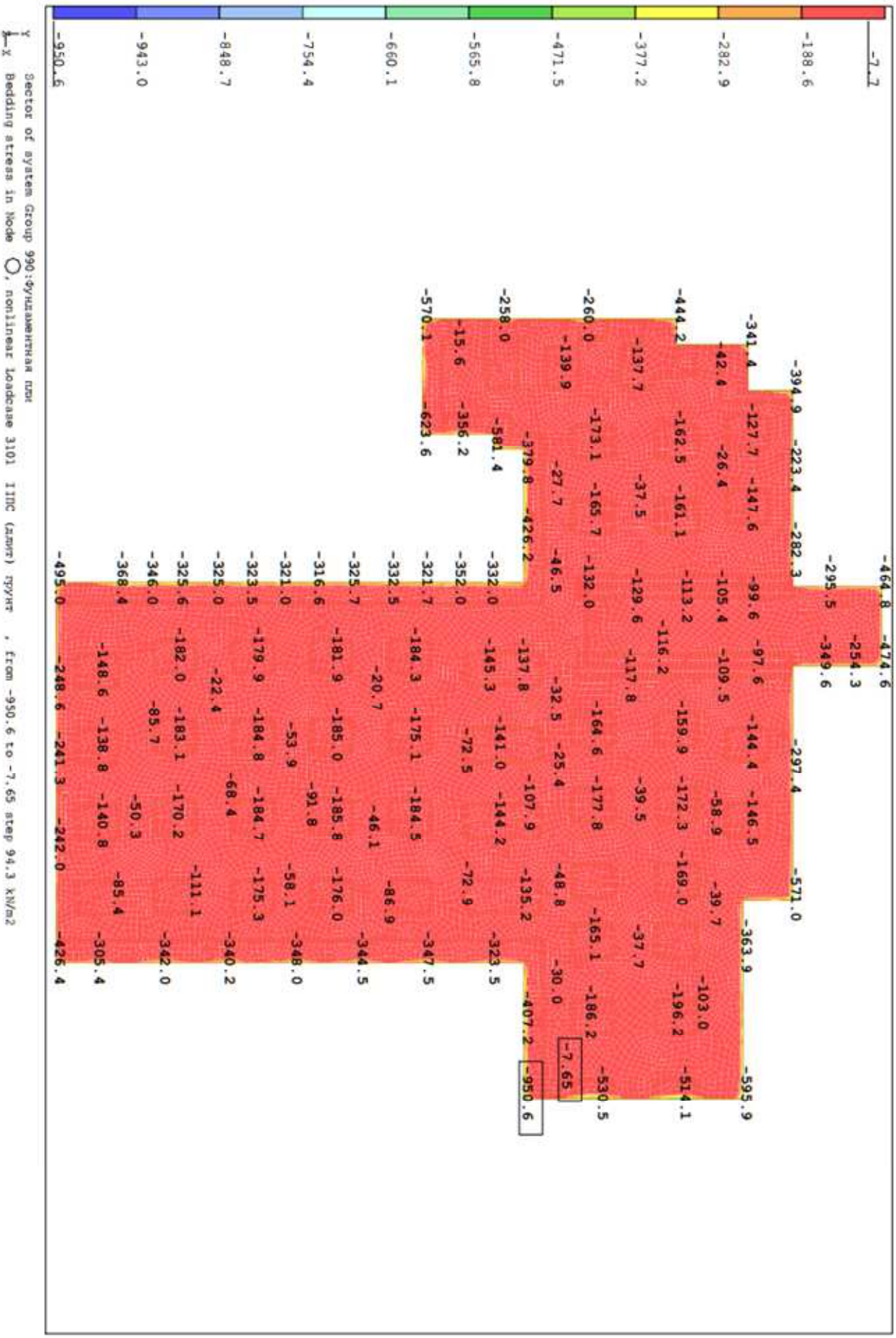
$$\Delta s_i = \beta \sigma_{zp,i} h_i / E_{e,i}, \quad \beta = 0.8$$

№	Э	h	z	α	σ_{zp}	$\sigma_{z\gamma}$	γ	σ_{zg}	$0.5\sigma_{zg}$	$0.2\sigma_{zg}$	E	E_e	Δs
		м	м	–	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{т}}{\text{м}^3}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	см
–	–	–	0.00	1.000	0.800	1.330	–	1.330	0.665	0.266	–	–	–
1	5	0.40	0.20	1.000	0.800	1.330	1.05	1.351	0.675	0.270	306	1530	0.017
2	5	0.40	0.60	1.000	0.800	1.330	1.05	1.393	0.696	0.279	306	1530	0.017
3	5	0.40	1.00	1.000	0.800	1.330	1.05	1.435	0.717	0.287	306	1530	0.017
4	5	0.40	1.40	1.000	0.800	1.330	1.05	1.477	0.738	0.295	306	1530	0.017
5	5	0.40	1.80	1.000	0.800	1.330	1.05	1.519	0.759	0.304	306	1530	0.017
6	5	0.40	2.20	1.000	0.800	1.329	1.05	1.561	0.780	0.312	306	1530	0.017
7	5	0.40	2.60	0.999	0.800	1.329	1.05	1.603	0.801	0.321	306	1530	0.017
8	5	0.40	3.00	0.999	0.799	1.329	1.05	1.645	0.822	0.329	306	1530	0.017
9	5	0.20	3.30	0.999	0.799	1.328	1.05	1.676	0.838	0.335	306	1530	0.008
10	7	0.40	3.60	0.999	0.799	1.328	1.99	2.066	1.033	0.413	204	1020	0.025
11	7	0.40	4.00	0.998	0.798	1.327	1.99	2.146	1.073	0.429	204	1020	0.025
12	7	0.40	4.40	0.997	0.798	1.326	1.99	2.226	1.113	0.445	204	1020	0.025
13	7	0.40	4.80	0.997	0.797	1.325	1.99	2.305	1.153	0.461	204	1020	0.025
14	7	0.40	5.20	0.996	0.797	1.324	1.99	2.385	1.192	0.477	204	1020	0.025
15	7	0.40	5.60	0.995	0.796	1.323	1.99	2.464	1.232	0.493	204	1020	0.025
16	7	0.40	6.00	0.994	0.795	1.321	1.99	2.544	1.272	0.509	204	1020	0.025
17	7	0.20	6.30	0.993	0.794	1.320	1.99	2.604	1.302	0.521	204	1020	0.012
18	8	0.40	6.60	0.992	0.793	1.319	1.97	2.663	1.332	0.533	132	660	0.038
19	8	0.40	7.00	0.990	0.792	1.317	1.97	2.742	1.371	0.548	132	660	0.038
20	8	0.40	7.40	0.988	0.791	1.315	1.97	2.821	1.410	0.564	132	660	0.038
21	8	0.40	7.80	0.987	0.789	1.312	1.97	2.899	1.450	0.580	132	660	0.038
22	8	0.40	8.20	0.985	0.788	1.309	1.97	2.978	1.489	0.596	132	660	0.038
23	8	0.10	8.45	0.983	0.787	1.308	1.97	3.028	1.514	0.606	132	660	0.010
24	9	0.40	8.70	0.982	0.785	1.306	2.02	3.078	1.539	0.616	275	1375	0.018
25	9	0.40	9.10	0.979	0.783	1.302	2.02	3.159	1.579	0.632	275	1375	0.018
26	9	0.40	9.50	0.977	0.781	1.299	2.02	3.239	1.620	0.648	275	1375	0.018
27	8	0.40	9.90	0.974	0.779	1.295	1.97	3.319	1.660	0.664	132	660	0.038
28	8	0.40	10.30	0.971	0.777	1.291	1.97	3.398	1.699	0.680	132	660	0.038

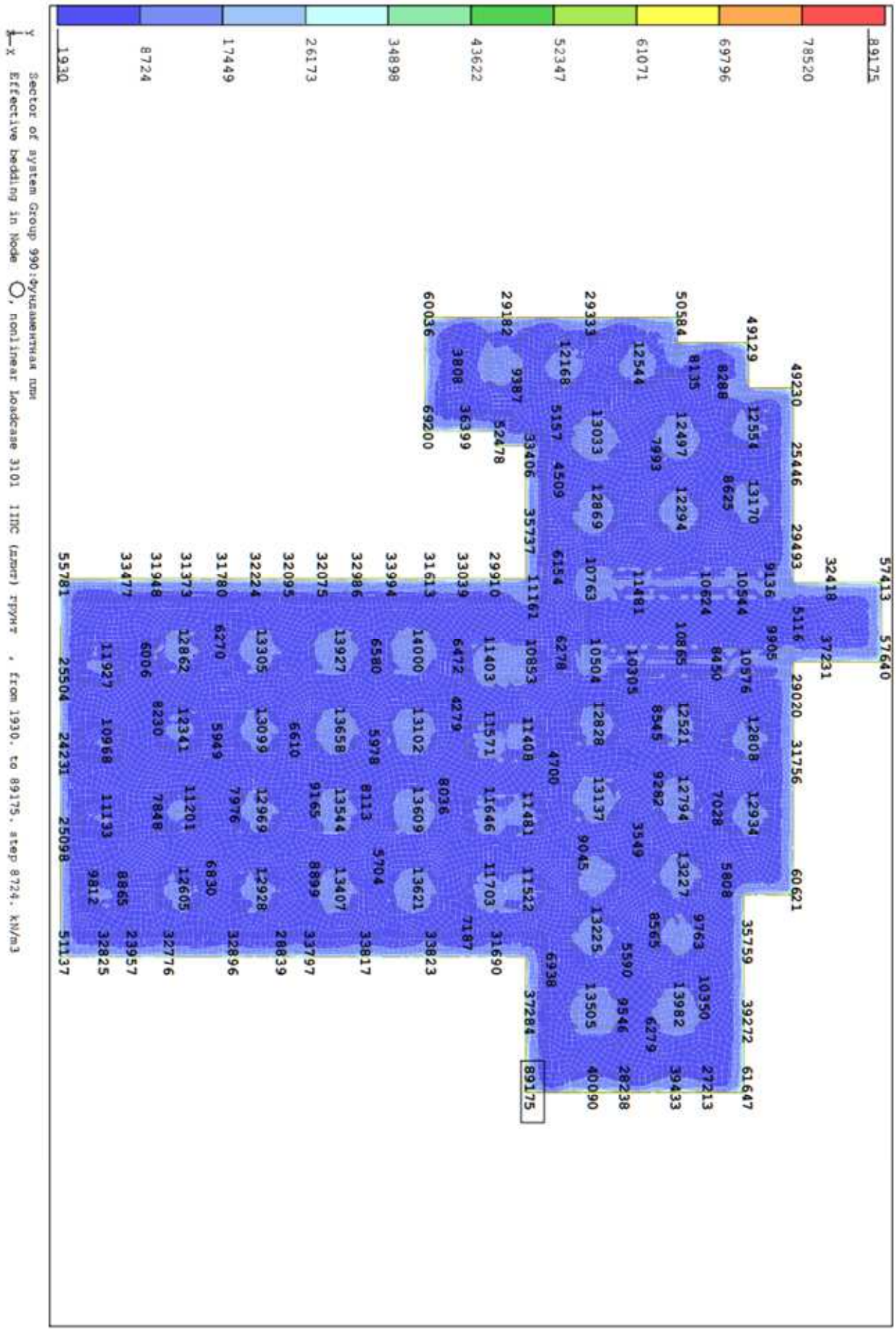
$$s = \sum_{i=1}^{n} \Delta s_i = 0.661 \text{ см}$$

Вывод. Осадка составляет $s = 0.661$ см $\leqslant s_u = 15.0$ см, что не превышает предельно допустимой осадки. Требование выполняется. Глубина сжимаемой толщи определенная по условию не менее H_{min} составляет $H_c = 10.50$ м.

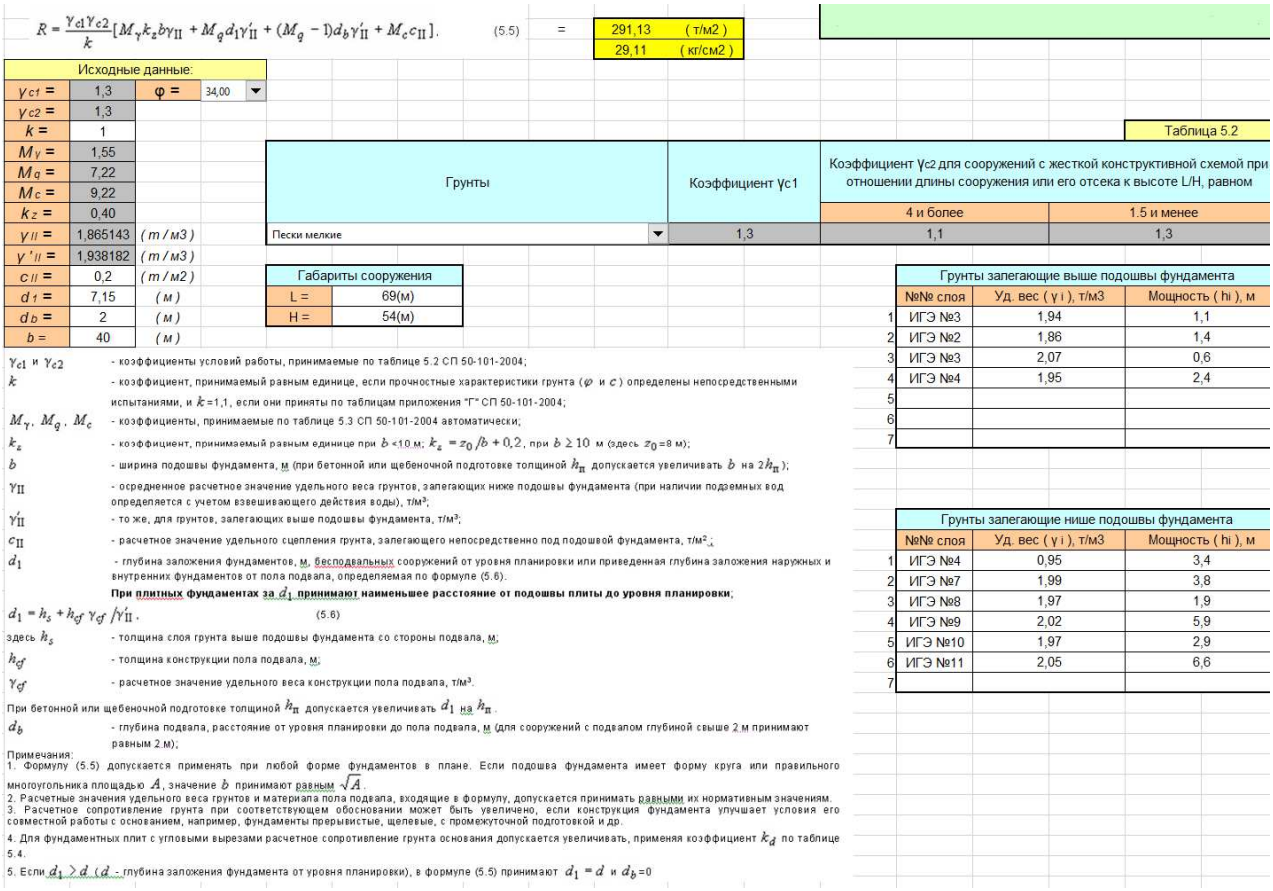
Давление под подошвой фундамента R_z, кН/м²



Коэффициент постели С1, кН/м³



Среднее давление под подошвой фундамента (от нагрузок для расчета основания по деформациям) (R_z) – 80 кН⁄м² не превышает расчетного сопротивления грунта основание ИГЭ-4 R = 2911 кН⁄м².



$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}\right]. \quad (5.5)$$

= 291,13 (т/м2)
29,11 (кг/см2)

Исходные данные:

γ_{c1} =	1,3	φ =	34,00
γ_{c2} =	1,3		
k =	1		
M_γ =	1,55		
M_q =	7,22		
M_c =	9,22		
k_z =	0,40		
γ_{II} =	1,865143	(т / м3)	
γ'_{II} =	1,938182	(т / м3)	
c_{II} =	0,2	(т / м2)	
d_1 =	7,15	(м)	
d_b =	2	(м)	
b =	40	(м)	

Таблица 5.2

Грунты	Коэффициент γc1	Коэффициент γc2 для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H, равном	
		4 и более	1.5 и менее
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3

Габариты сооружения	
L =	69(м)
H =	54(м)

Грунты залегающие выше подошвы фундамента

	№№ слоя	Уд. вес (γ i), т/м3	Мощность (hi), м
1	ИГЭ №3	1,94	1,1
2	ИГЭ №2	1,86	1,4
3	ИГЭ №3	2,07	0,6
4	ИГЭ №4	1,95	2,4
5			
6			
7			

Грунты залегающие ниже подошвы фундамента

	№№ слоя	Уд. вес (γ i), т/м3	Мощность (hi), м
1	ИГЭ №4	0,95	3,4
2	ИГЭ №7	1,99	3,8
3	ИГЭ №8	1,97	1,9
4	ИГЭ №9	2,02	5,9
5	ИГЭ №10	1,97	2,9
6	ИГЭ №11	2,05	6,6
7			

γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 5.2 СП 50-101-2004;

k - коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и k=1,1, если они приняты по таблицам приложения "Г" СП 50-101-2004;

M_γ, M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по таблице 5.3 СП 50-101-2004 автоматически;

k_z - коэффициент, принимаемый равным единице при b <10 м; $k_z = z_0/b + 0{,}2$, при $b \geq 10$ м (здесь z_0=8 м);

b - ширина подошвы фундамента, м (при бетонной или щебеночной подготовке толщиной $h_п$ допускается увеличивать b на $2h_п$);

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), т/м³;

γ'_{II} - то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, т/м³;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, т/м²;

d_1 - глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле (5.6).

При плитных фундаментах за d_1 принимают наименьшее расстояние от подошвы плиты до уровня планировки;

$$d_1 = h_s + h_{cf}\,\gamma_{cf}/\gamma'_{II}. \quad (5.6)$$

здесь h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} - толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, т/м³.

При бетонной или щебеночной подготовке толщиной $h_п$ допускается увеличивать d_1 на $h_п$.

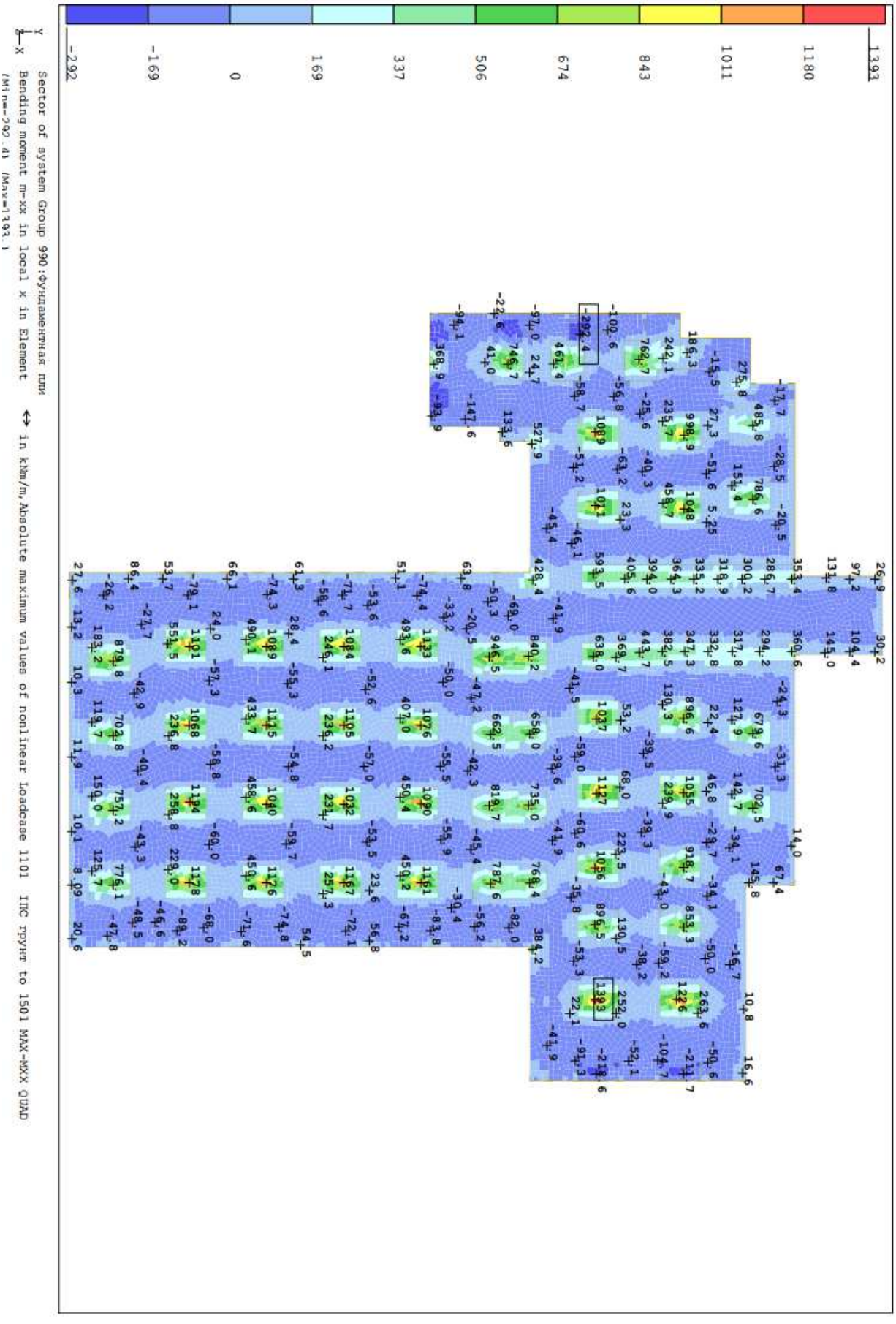
d_b - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м);

Примечания:
1. Формулу (5.5) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A, значение b принимают равным $\sqrt{A}$.
2. Расчетные значения удельного веса грунтов и материала пола подвала, входящие в формулу, допускается принимать равными их нормативным значениям.
3. Расчетное сопротивление грунта при соответствующем обосновании может быть увеличено, если конструкция фундамента улучшает условия его совместной работы с основанием, например, фундаменты прерывистые, щелевые, с промежуточной подготовкой и др.
4. Для фундаментных плит с угловыми вырезами расчетное сопротивление грунта основания допускается увеличивать, применяя коэффициент k_d по таблице 5.4.
5. Если $d_1 > d$ (d - глубина заложения фундамента от уровня планировки), в формуле (5.5) принимают $d_1 = d$ и d_b=0

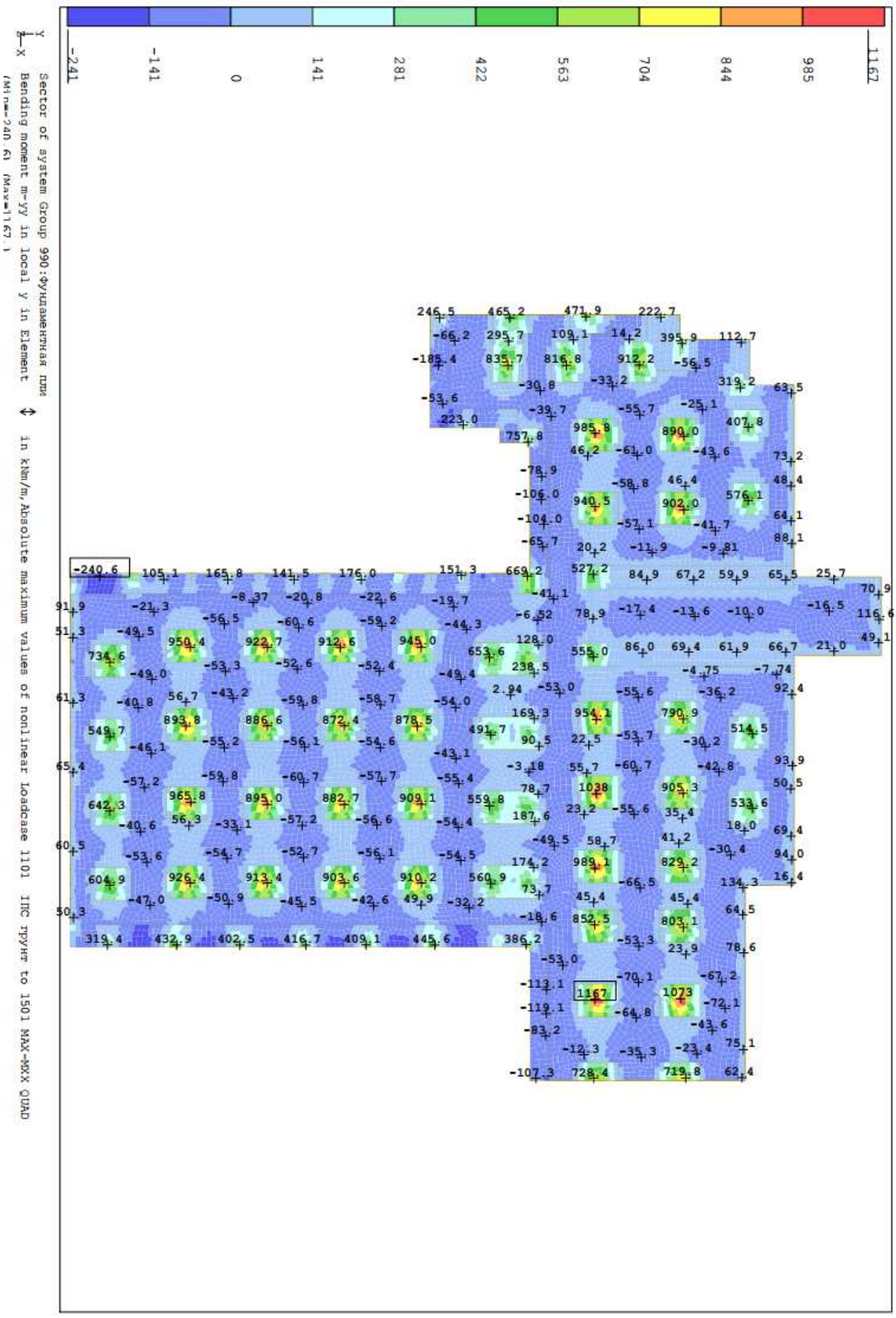
Значение расчетного сопротивления грунта основания (R) вычислено по формуле 5.7 из СП 22.13330.2016.

5.3. ФУНДАМЕНТНАЯ ПЛИТА

Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_x, кН·м/м

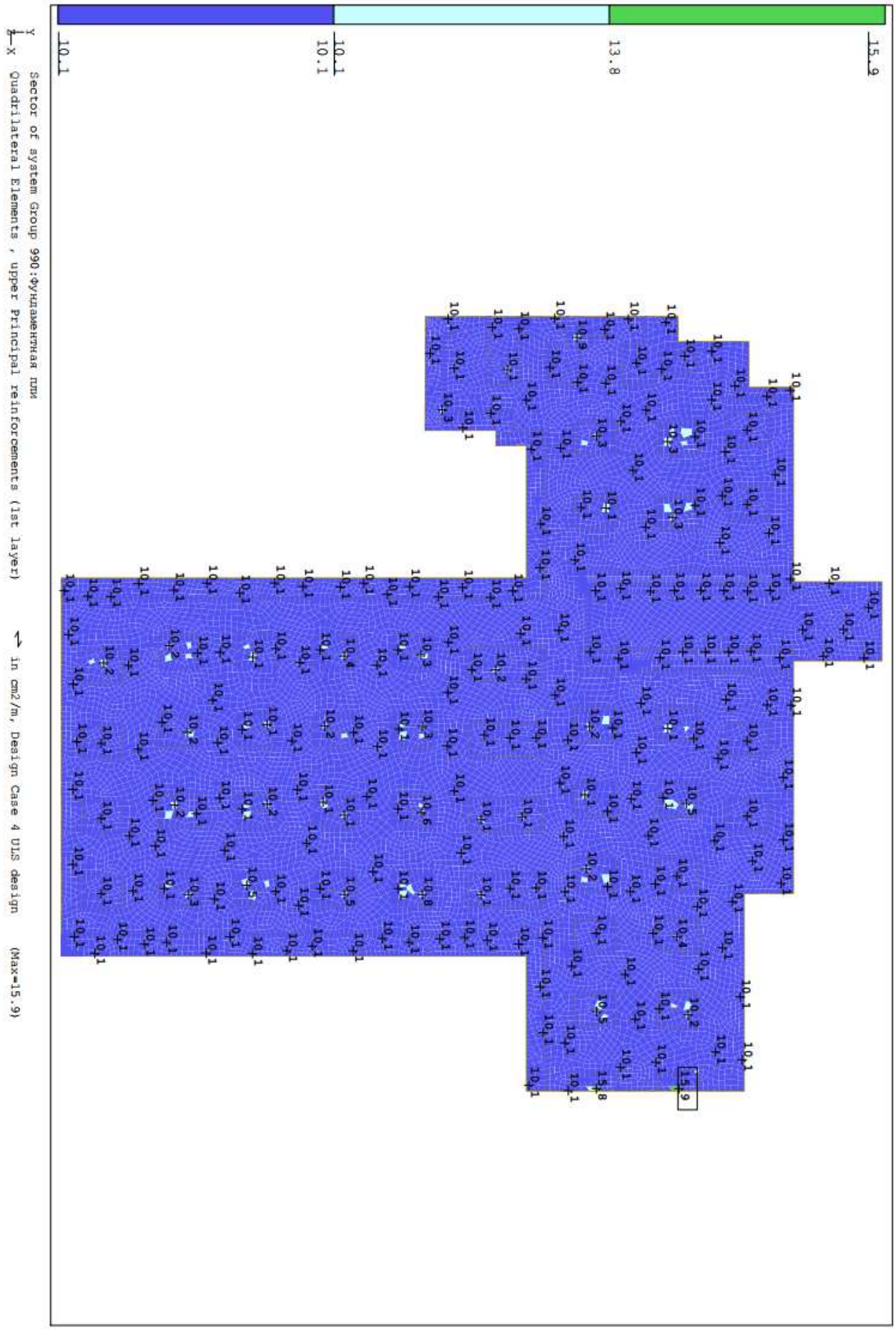


Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_y, кН·м/м

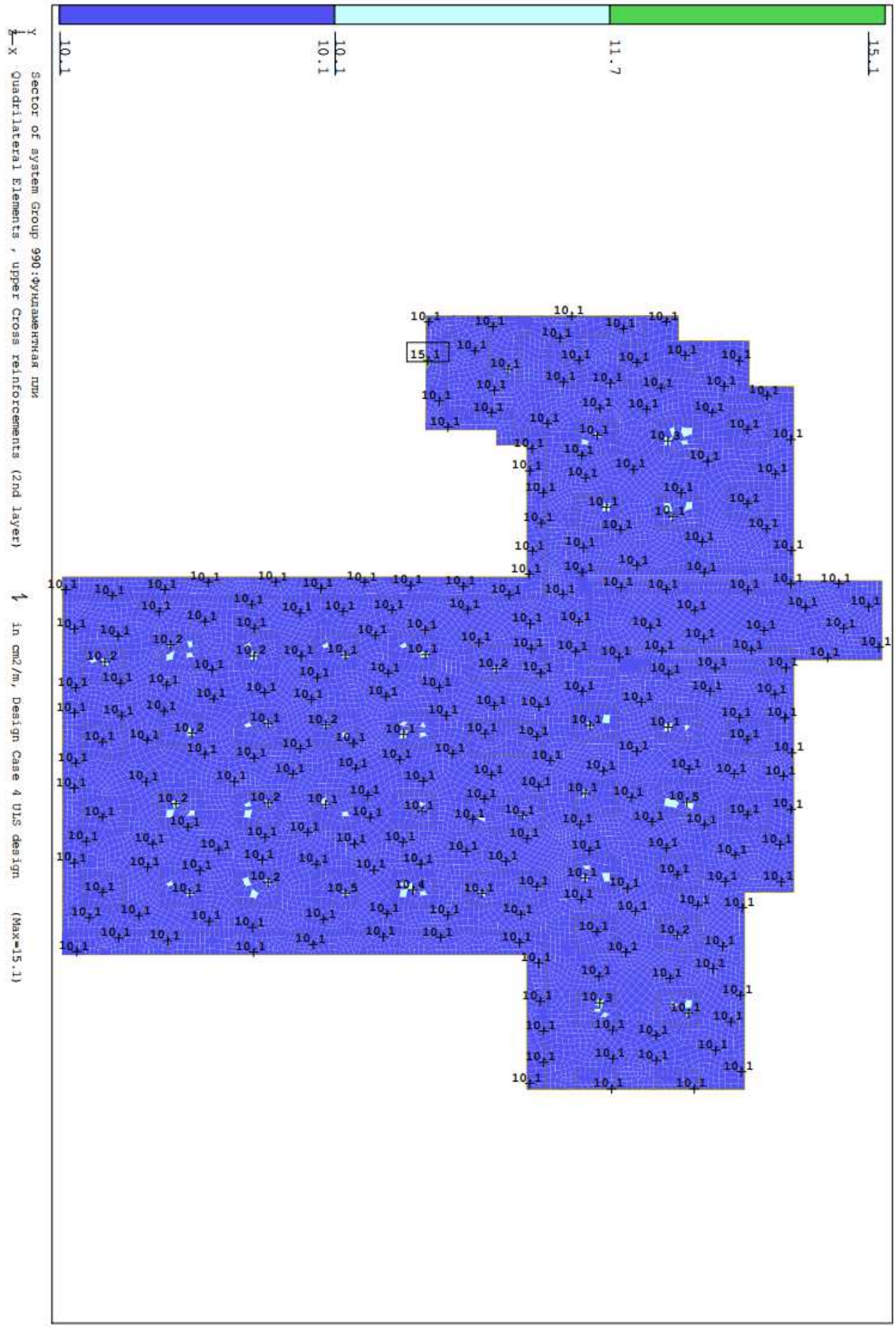


							Лист
						1190-01-КР.Р2	107
Изм.	Кол.уч	Лист	№док.	Подп.	Дата		

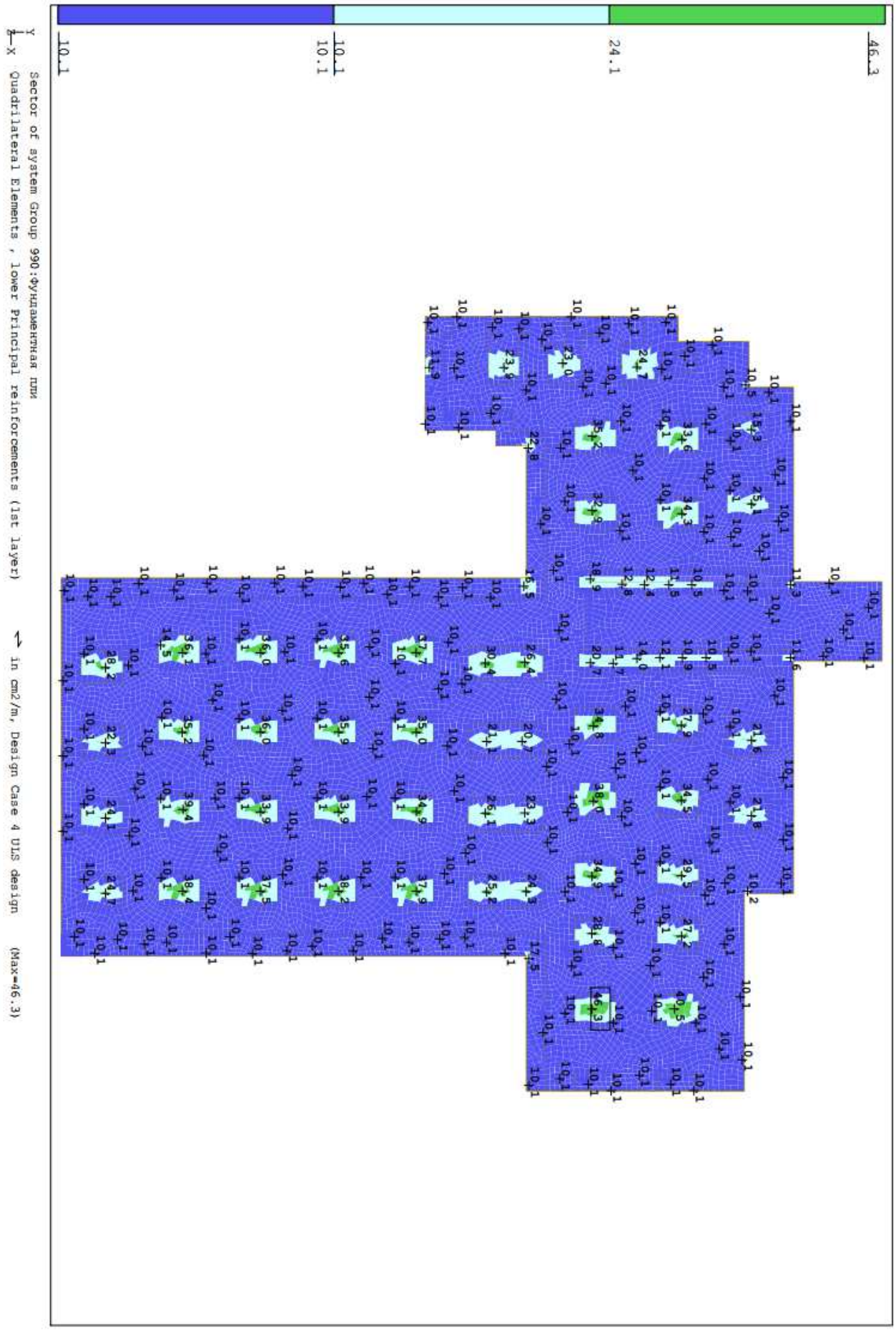
Верхнее армирование по оси X, см^2/м



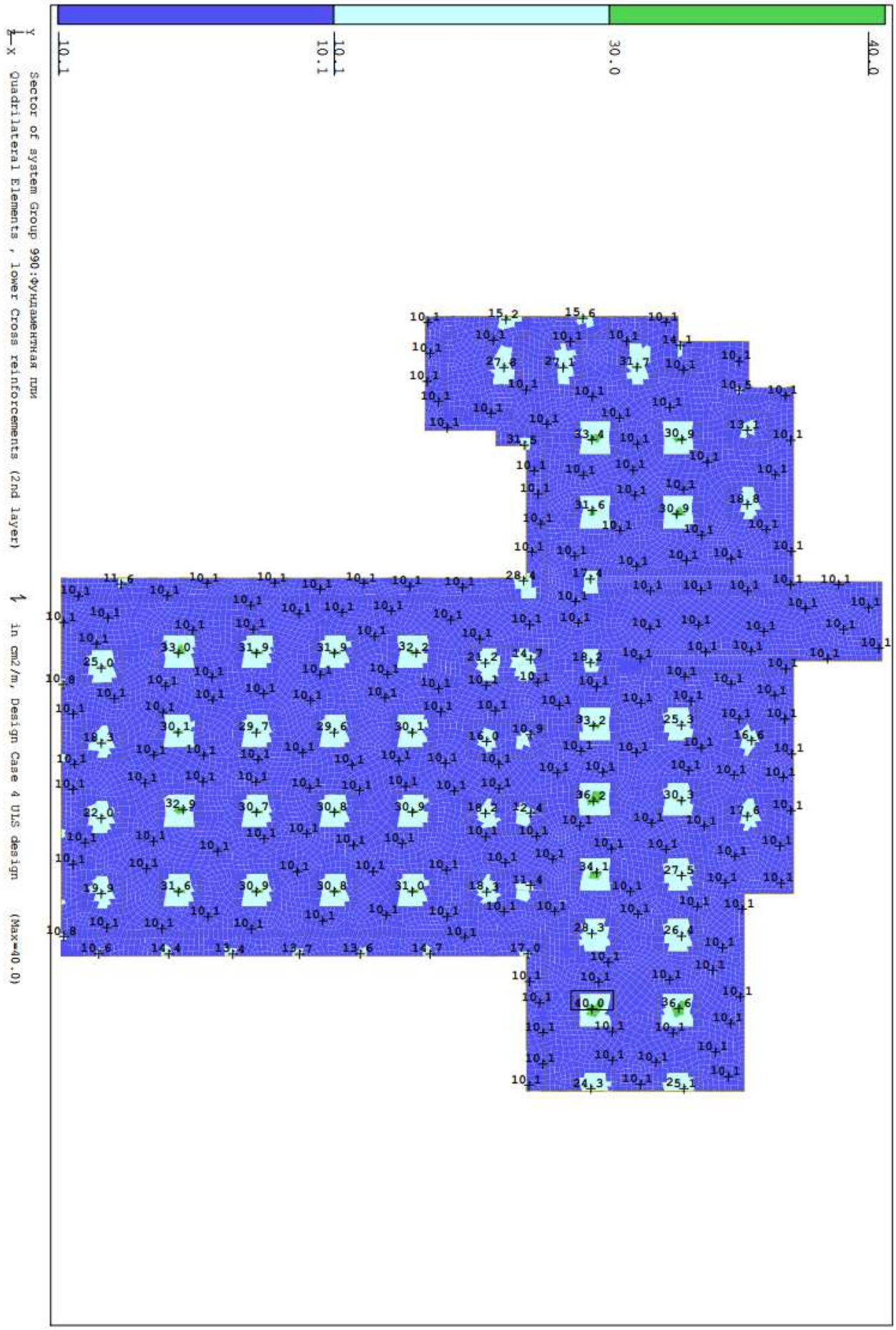
Верхнее армирование по оси Y, см^2/м



Нижнее армирование по оси X, см^2/м



Нижнее армирование по оси Y см^2/м



Проверка армирования плиты на опоре

Класс бетона B30 Класс арматуры A500

R_{bn}, $R_{b,ser}$	224.3	кгс/см²	$R_{s,n}$, $R_{s,ser}$	5098.6	кгс/см²
R_{btn}, $R_{bt,ser}$	17.8	кгс/см²	$R_{sc,n}$, $R_{sc,ser}$	5098.6	кгс/см²
$R_b\gamma_{b2}$	173.4	кгс/см²	R_s	4435.8	кгс/см²
$R_{bt}\gamma_{b2}$	11.7	кгс/см²	R_{sc}	4078.9	кгс/см²
E_b	331408	кгс/см²	R_{sw}	3059.1	кгс/см²
γ_{b2}	1.0	кгс/см²	γ_s	1.0	кгс/см²
ξ_R	0.5		E_s	2039432	кгс/см²
			E_s/E_b	6.2	кгс/см²

Исходные данные:

h= 800 мм -толщина плиты
a_x= 50 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси X)
a'_x= 55 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси X)
$h_{0,x}$= 750 мм -рабочая высота сечения(по оси X)
a_y= 70 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси Y)
a'_y= 35 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси Y)
$h_{0,y}$= 730 мм -рабочая высота сечения(по оси Y)

Армирование по X:

Растянутая арматура
$d_{s,\phi}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
s_ϕ= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 22 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 100 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,\phi}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 38 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 48.1 см² -суммарная площадь растянутой арматуры
Сжатая арматура
$d'_{s,\phi}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
s'_ϕ= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 0 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,\phi}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 10.1 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 9.93 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.13 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 149.1 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 83 тс· м
$M_{дл}$= 78.1 тс· м
M_{crc}= 25.5978 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1
$a_{кратк}$= 0.26 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.25 мм -продолжительное раскрытие трещин

Армирование по Y:

Растянутая арматура
$d_{s,\phi}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
s_ϕ= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 20 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 100 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,\phi}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 31.4 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 41.5 см² -суммарная площадь растянутой арматуры
Сжатая арматура
$d'_{s,\phi}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
s'_ϕ= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 0 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,\phi}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 10.1 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 8.25 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.11 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 127.0 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 68.4 тс· м
$M_{дл}$= 64.9 тс· м
M_{crc}= 25.5978 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1
$a_{кратк}$= 0.24 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.23 мм -продолжительное раскрытие трещин

Проверка армирования плиты в пролете

Класс бетона B30 Класс арматуры A500

R_{bn}, $R_{b.ser}$	224.3	кгс/см²	$R_{s.n}$, $R_{s.ser}$	5098.6	кгс/см²
R_{btn}, $R_{bt.ser}$	17.8	кгс/см²	$R_{sc.n}$, $R_{sc.ser}$	5098.6	кгс/см²
$R_b\gamma_{b2}$	173.4	кгс/см²	R_s	4435.8	кгс/см²
$R_{bt}\gamma_{b2}$	11.7	кгс/см²	R_{sc}	4078.9	кгс/см²
E_b	331408	кгс/см²	R_{sw}	3059.1	кгс/см²
γ_{b2}	1.0	кгс/см²	γ_s	1.0	кгс/см²
ξ_R	0.5		E_s	2039432	кгс/см²
			E_s/E_b	6.2	кгс/см²

Исходные данные:

h= 400 мм -толщина плиты
a_x= 35 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси X)
a'_x= 70 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси X)
$h_{0,x}$= 365 мм -рабочая высота сечения(по оси X)
a_y= 55 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси Y)
a'_y= 50 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси Y)
$h_{0,y}$= 345 мм -рабочая высота сечения(по оси Y)

Армирование по X:

Растянутая арматура
$d_{s,\phi}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
s_ϕ= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 16 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,\phi}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 10.1 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 20.1 см² -суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура
$d'_{s,\phi}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
s'_ϕ= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 0 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,\phi}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 10.1 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 2.78 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.08 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 29.0 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 18.7 тс· м
$M_{дл}$= 17.8 тс· м

M_{crc}= 6.34991 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0.28 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.27 мм -продолжительное раскрытие трещин

Армирование по Y:

Растянутая арматура
$d_{s,\phi}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
s_ϕ= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 16 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,\phi}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 10.1 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 20.1 см² -суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура
$d'_{s,\phi}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
s'_ϕ= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 0 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,\phi}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 10.1 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 2.78 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.08 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 28.0 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

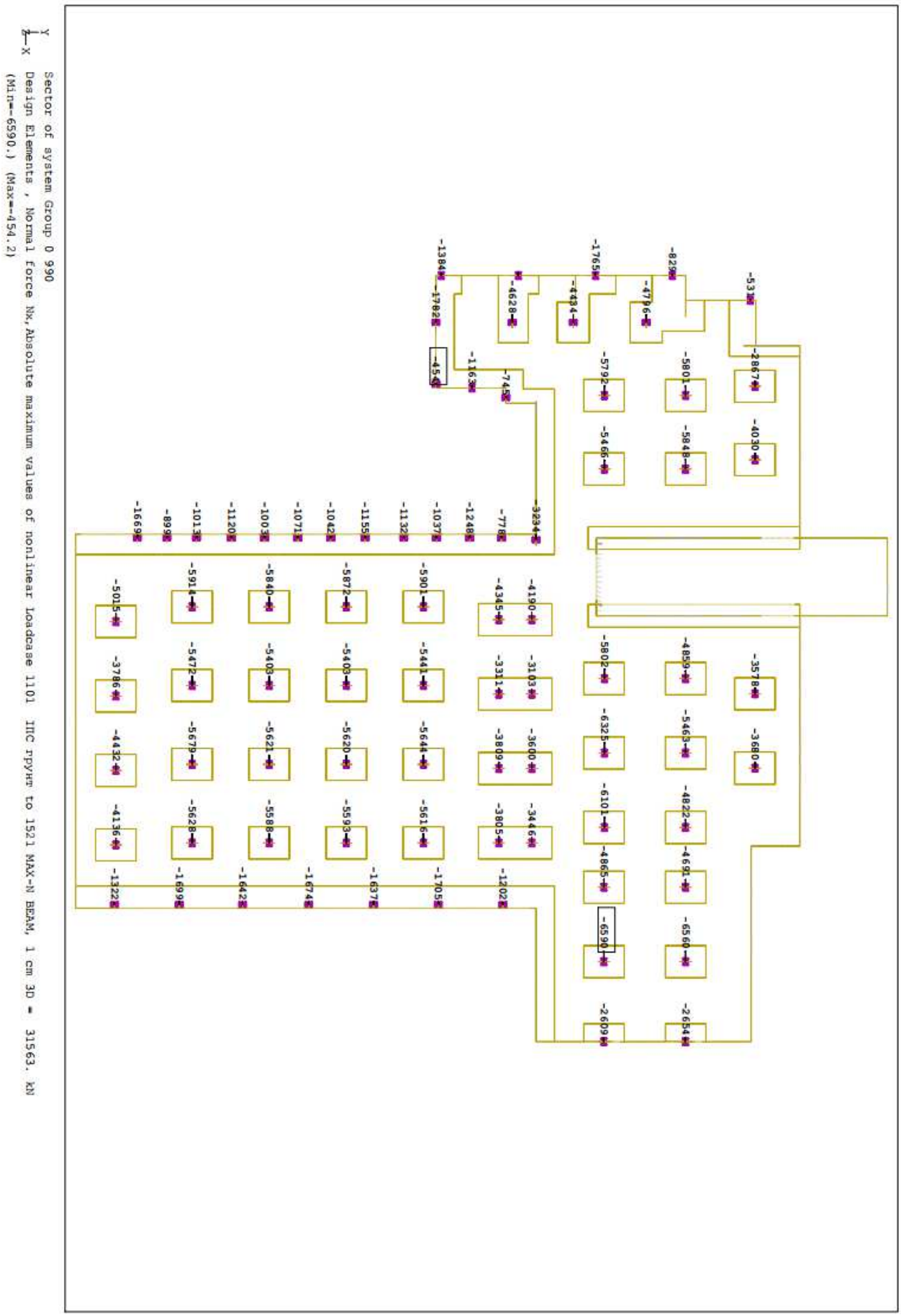
Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 17.1 тс· м
$M_{дл}$= 16.7 тс· м

M_{crc}= 6.34991 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0.26 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.26 мм -продолжительное раскрытие трещин

Усилие продавливания от расчетного основного и особого сочетания нагрузок, кН



						1190-01-КР.Р2	Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№док.	Подп.	Дата		114

Фундаментная плита

Сечение колонны

b_1, мм	400
a_1, мм	1200
c_x, мм	
c_y, мм	

Сечение плиты

h, мм	800
a_x, мм	50
a_y, мм	70
h_0, мм	740

Нагрузки у граней плиты

	над плитой	под плитой
F_i, т	659	0
M_{xi}, тм	16	0
M_{yi}, тм	6.9	0
q_i, т/м^2		

Расчетный контур внутри площади плиты

l_x, м	1.140
l_y, м	1.940
u, м	6.160
x_0, м	
y_0, м	
x, м	
y, м	
e_{0x}, м	
e_{0y}, м	
A_{q1}, м^2	2.212
A_q, м^2	5.038
e_{qx}, м	
e_{qy}, м	

Нагрузки на расчетный контур

N_{sup}, т	659.000	$M_{x,sup+int}$, тм	16.000	$M_{y,sup+int}$, тм	6.900
N_{int}, т		$M_{x,q}$, тм		$M_{y,q}$, тм	
F_{q1}, т	4.501	$0.5 \cdot M_{x,loc}$, тм	8.000	$0.5 \cdot M_{y,loc}$, тм	3.450
F_q, т		$M_{x,F}$, тм		$M_{y,F}$, тм	
F, т	663.501	M_x, тм	8.000	M_y, тм	3.450

Несущая способность бетонного сечения без поперечной арматуры

Бетон		I_{bx1}, м^3	0.2469	I_{by1}, м^3	1.2169
Класс	B30	I_{bx2}, м^3	1.2606	I_{by2}, м^3	2.1453
R_{bt}, т/м^2	117	I_{bx}, м^3	1.5075	I_{by}, м^3	3.3621
γ_{b1}	0.9	W^-_{bx}, м^2	2.6448	W^-_{by}, м^2	3.4661
A_b, м^2	4.5584	W^+_{bx}, м^2	2.6448	W^+_{by}, м^2	3.4661
$F_{b,ult}$, т	480.000	$M_{bx,ult}$, тм	206.088	$M_{by,ult}$, тм	270.088
$F/F_{b,ult}$	1.382	$M_x/M_{bx,ult}$	0.039	$M_y/M_{by,ult}$	0.013

1.434 > 1 Условие прочности не выполнено.

Сечение плиты достаточно. Необходимо установить поперечную арматуру:

$q_{sw}^{тр} = 42.262$ т/м

Арматура

Класс	A500
R_{sw}, т/м^2	30600
Ø , мм	10
n, шт	2
A_{sw}, см^2	1.571
s_w, мм	60
q_{sw}, т/м	80.111

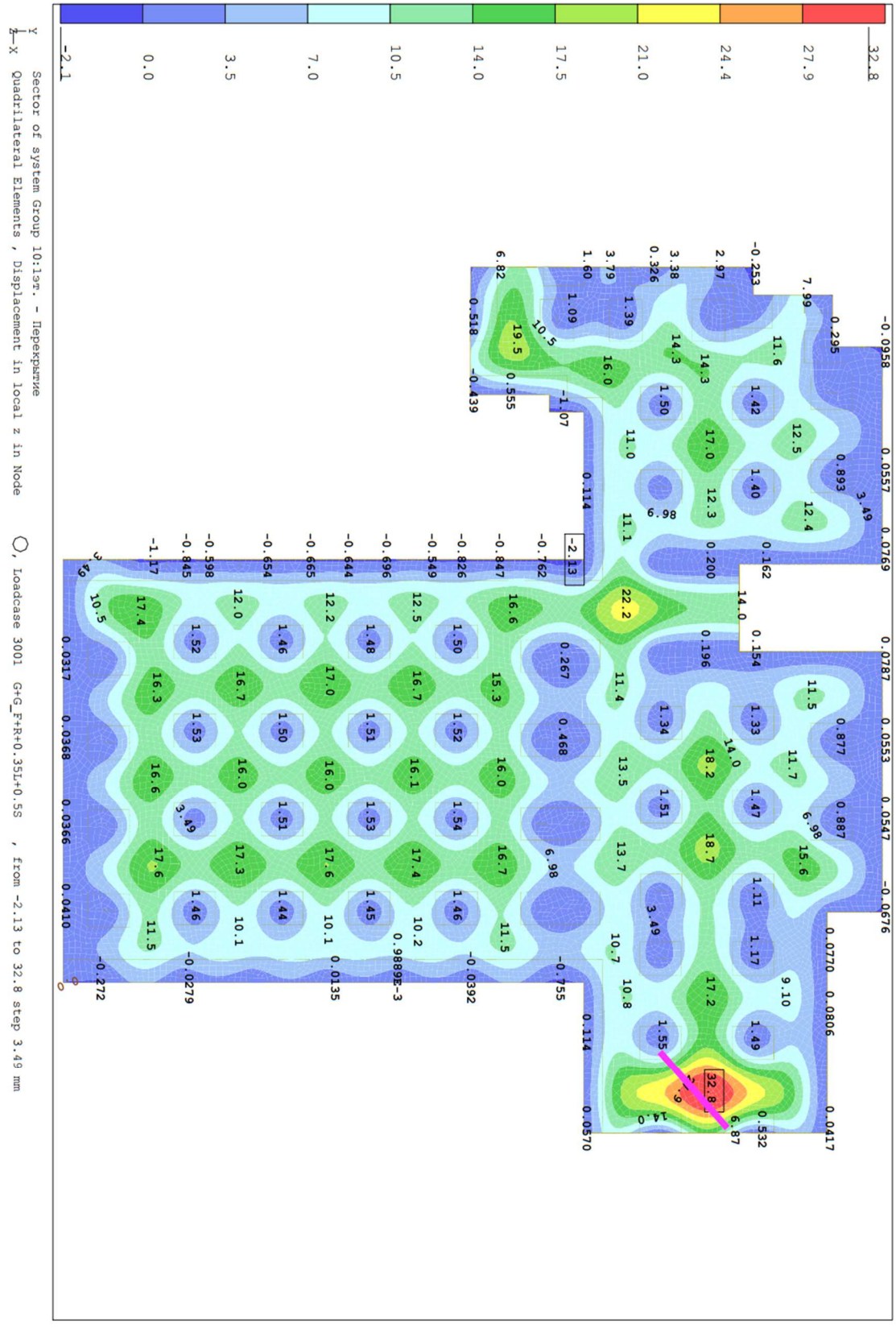
Несущая способность бетонного сечения с поперечной арматуры

$F_{sw,ult}$, т	394.785	$M_{swx,ult}$, тм	169.501	$M_{swy,ult}$, тм	222.139
F_{ult}, т	874.785	$M_{x,ult}$, тм	375.589	$M_{y,ult}$, тм	492.227
F/F_{ult}	0.758	$M_x/M_{x,ult}$	0.021	$M_y/M_{y,ult}$	0.007

0.787 < 1 Условие прочности выполнено. Прочность обеспечена

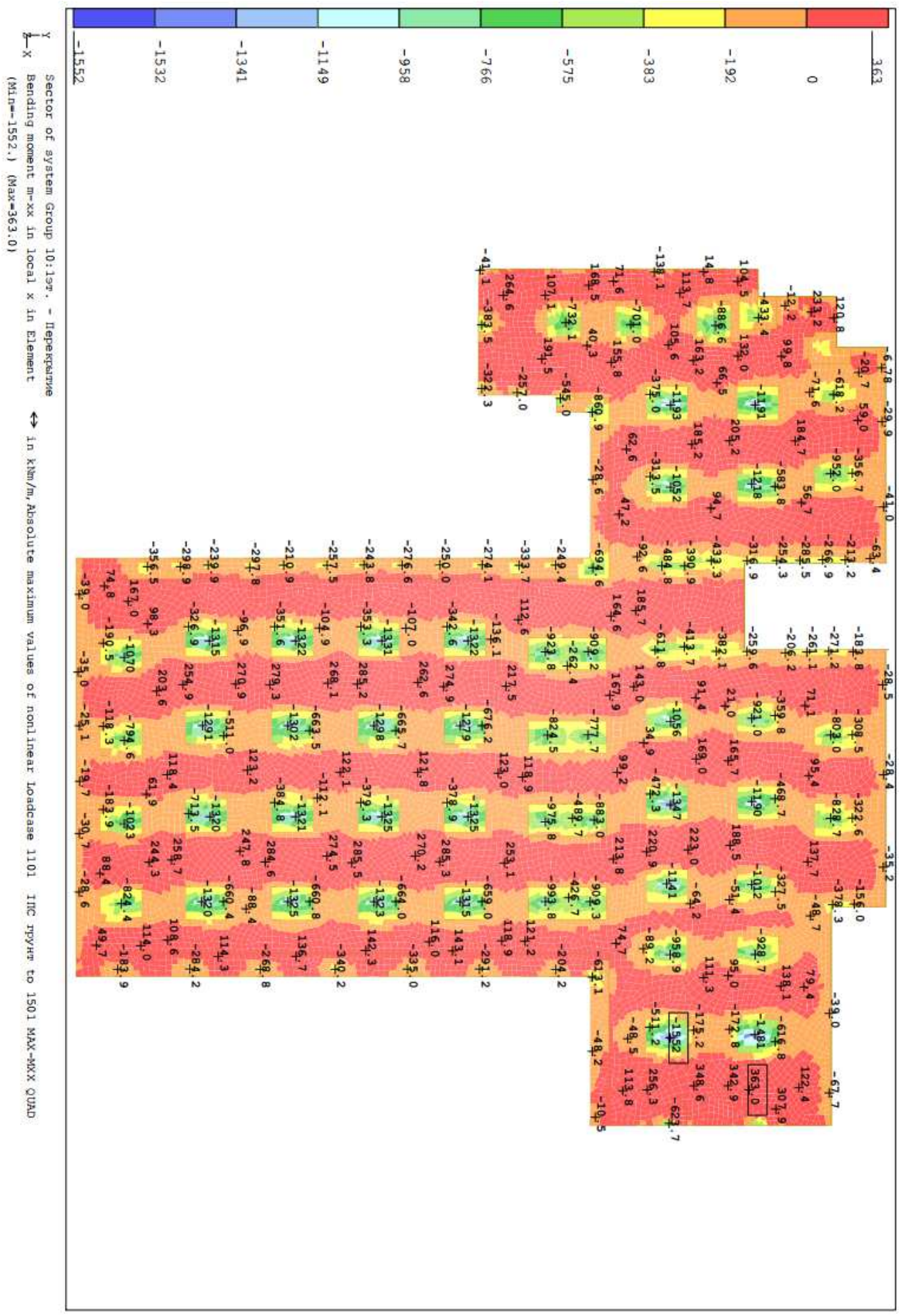
5.4. ПЛИТА ПОКРЫТИЯ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ

Прогибы плиты от постоянных и длительных нагрузок, мм



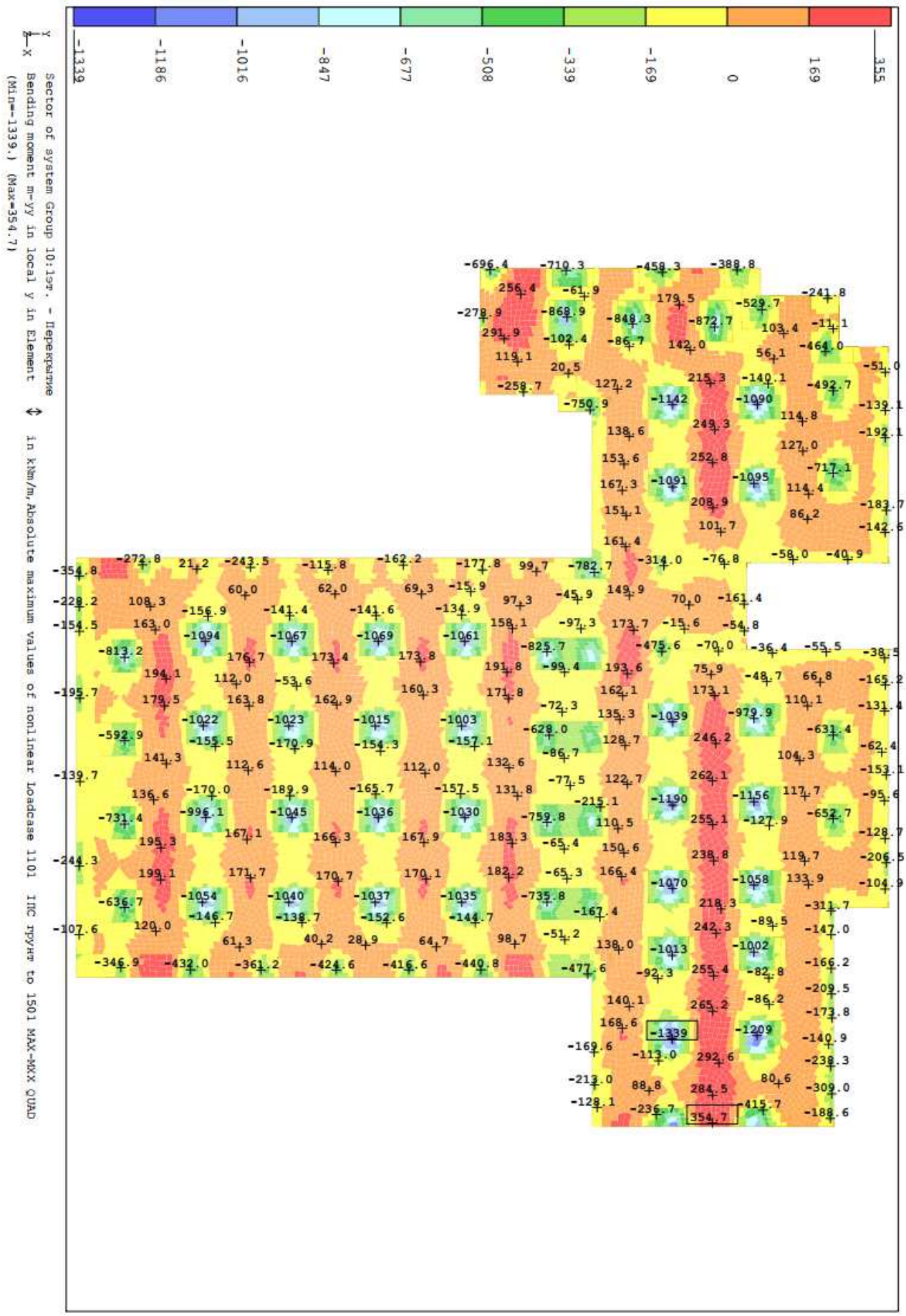
Максимальный прогиб **32.8**мм не превышает предельный прогиб 11 400мм / 245 = **46.5**мм

Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_x, кН·м/м

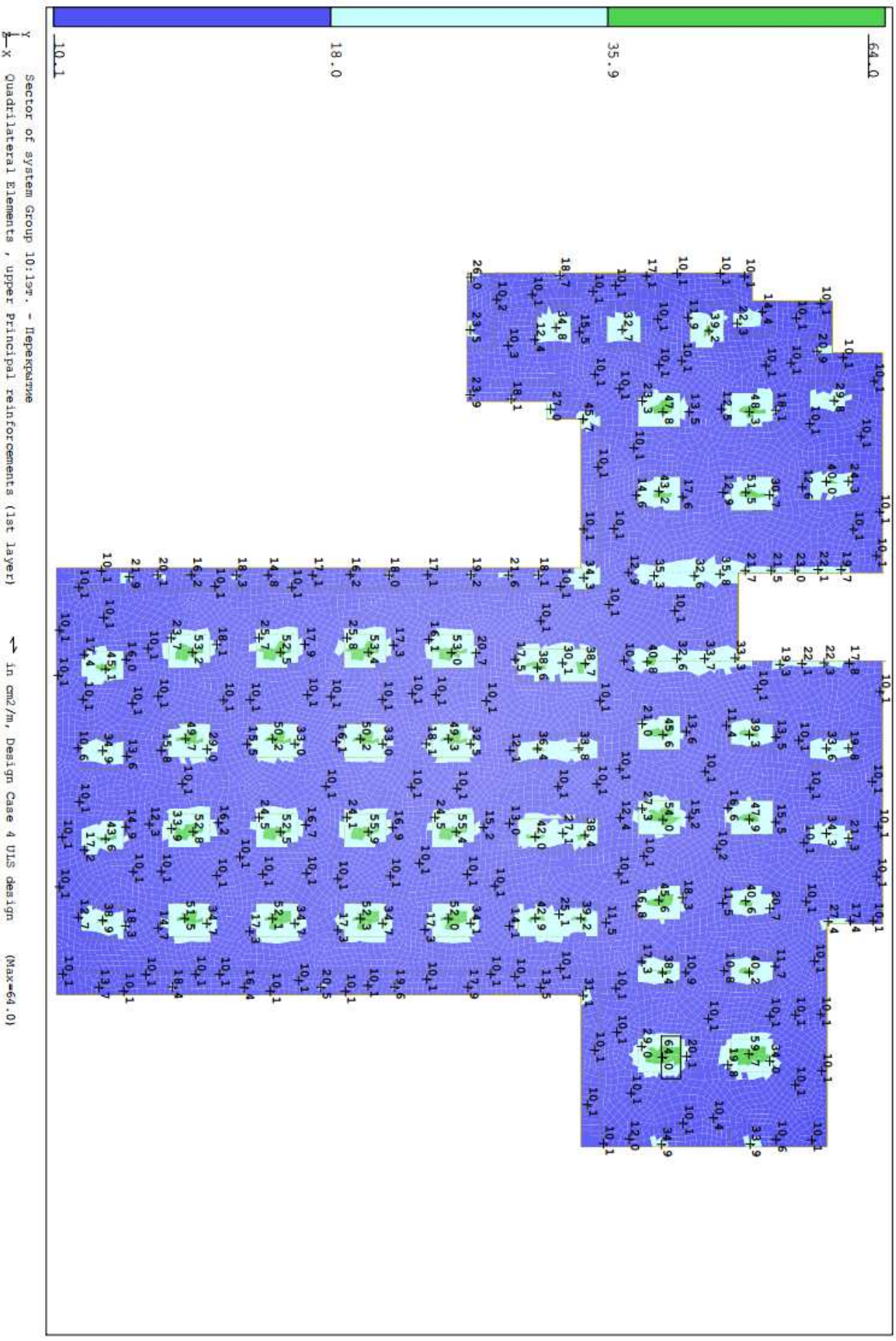


						1190-01-КР.Р2	Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№док.	Подп.	Дата		117

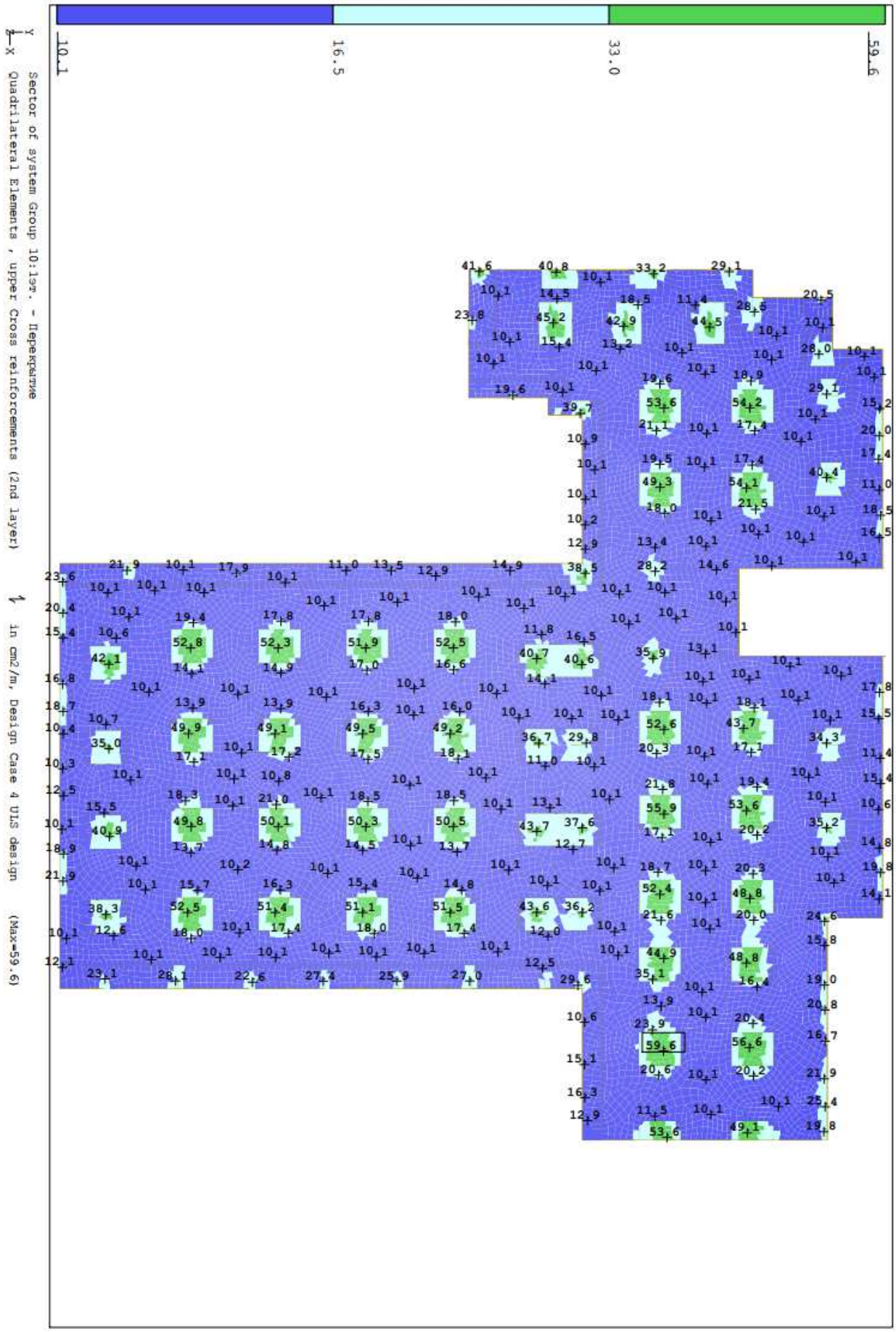
Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_y, кН·м/м



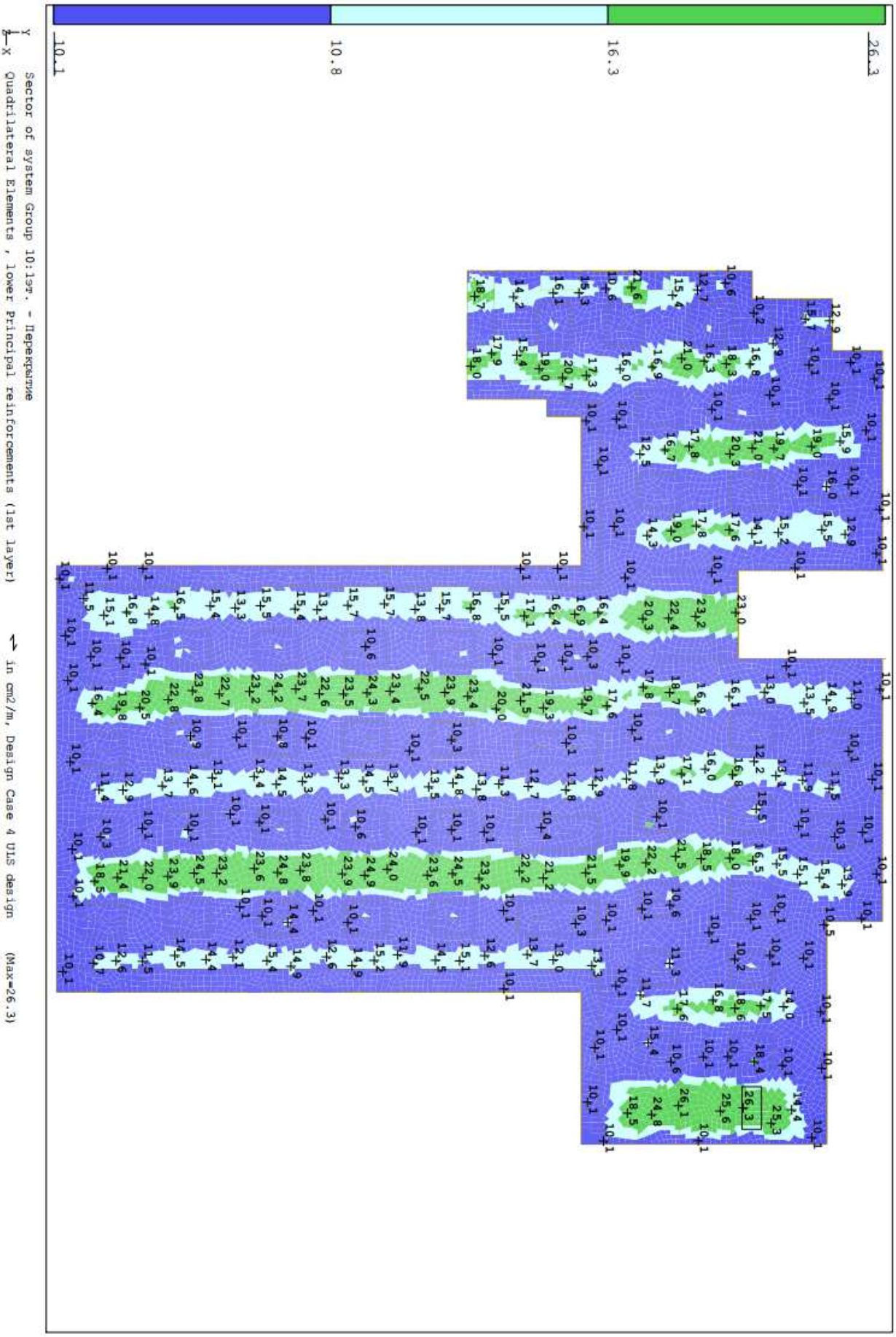
Верхнее армирование по оси X, см^2/м



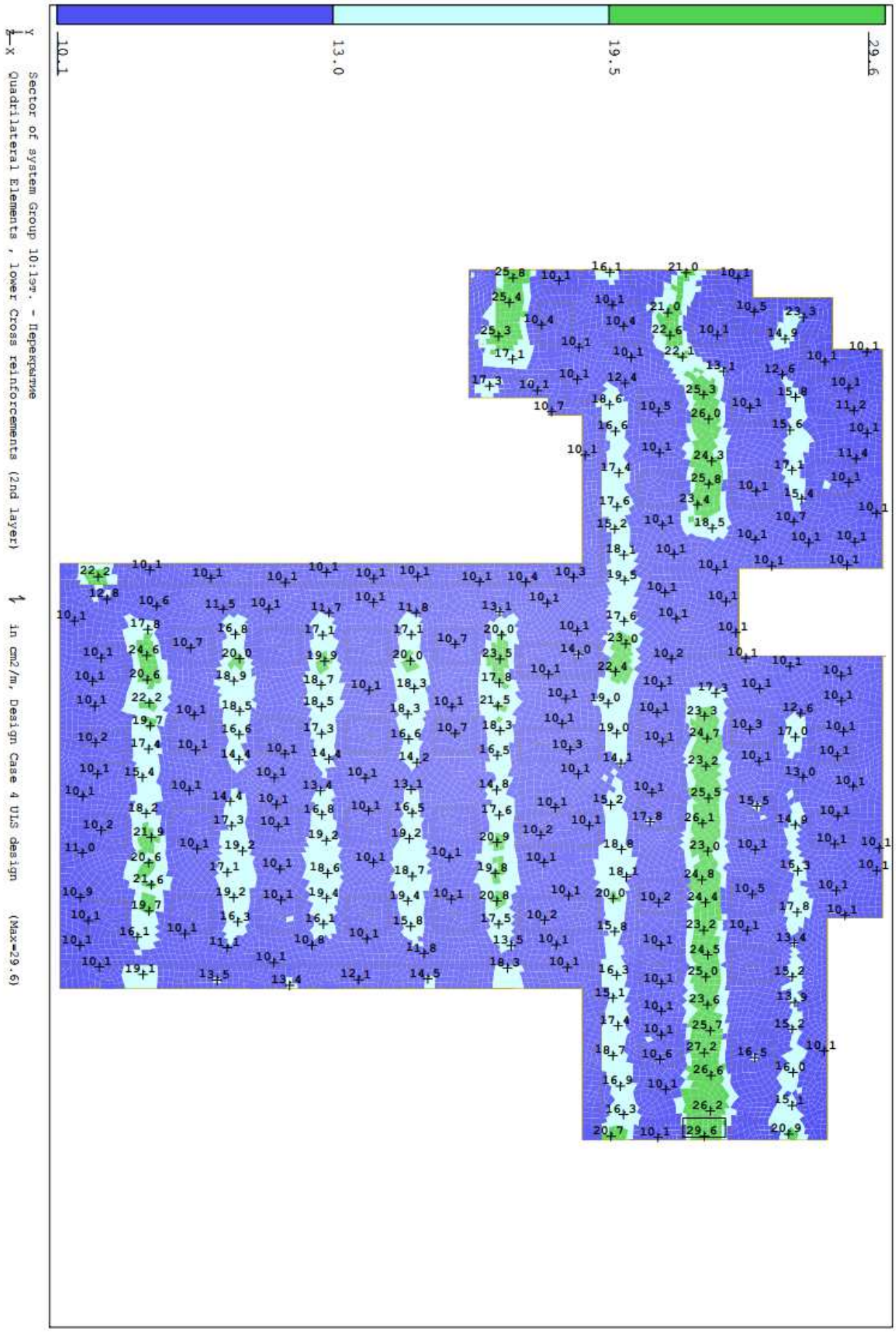
Верхнее армирование по оси Y, см^2/м



Нижнее армирование по оси X, см^2/м



Нижнее армирование по оси Y см^2/м



Проверка армирования плиты на опоре

Класс бетона B30 Класс арматуры A500

R_{bn}, $R_{b.ser}$	224.3	кгс/см²	$R_{s.n}$, $R_{s.ser}$	5098.6	кгс/см²
R_{btn}, $R_{bt.ser}$	17.8	кгс/см²	$R_{sc.n}$, $R_{sc.ser}$	5098.6	кгс/см²
$R_b\gamma_{b2}$	173.4	кгс/см²	R_s	4435.8	кгс/см²
$R_{bt}\gamma_{b2}$	11.7	кгс/см²	R_{sc}	4078.9	кгс/см²
E_b	331408	кгс/см²	R_{sw}	3059.1	кгс/см²
γ_{b2}	1.0	кгс/см²	γ_s	1.0	кгс/см²
ξ_R	0.5		E_s	2039432	кгс/см²
			E_s/E_b	6.2	кгс/см²

Исходные данные:

h= 700 мм -толщина плиты
a_x= 50 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси X)
a'_x= 55 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси X)
$h_{0,x}$= 650 мм -рабочая высота сечения(по оси X)
a_y= 70 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси Y)
a'_y= 35 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси Y)
$h_{0,y}$= 630 мм -рабочая высота сечения(по оси Y)

Армирование по X:

Растянутая арматура
$d_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 25 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 100 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$= 15.7 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 49.1 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 64.8 см² -суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура
$d'_{s,ф}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
$s'_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 0 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 10.1 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 14.2 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.22 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 167.1 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 88.5 тс· м
$M_{дл}$= 80.6 тс· м

M_{crc}= 19.9974 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0.26 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.24 мм -продолжительное раскрытие трещин

Армирование по Y:

Растянутая арматура
$d_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 20 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 100 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$= 15.7 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 31.4 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 47.1 см² -суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура
$d'_{s,ф}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
$s'_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 0 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 10.1 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 9.69 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.15 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 122.1 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 70.7 тс· м
$M_{дл}$= 65.9 тс· м

M_{crc}= 19.9974 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0.27 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.26 мм -продолжительное раскрытие трещин

Проверка армирования плиты в пролете

Класс бетона B30 Класс арматуры A500

R_{bn}, $R_{b.ser}$	224.3	кгс/см²	$R_{s.n}$, $R_{s.ser}$	5098.6	кгс/см²
R_{btn}, $R_{bt.ser}$	17.8	кгс/см²	$R_{sc.n}$, $R_{sc.ser}$	5098.6	кгс/см²
$R_b\gamma_{b2}$	173.4	кгс/см²	R_s	4435.8	кгс/см²
$R_{bt}\gamma_{b2}$	11.7	кгс/см²	R_{sc}	4078.9	кгс/см²
E_b	331408	кгс/см²	R_{sw}	3059.1	кгс/см²
γ_{b2}	1.0	кгс/см²	γ_s	1.0	кгс/см²
ξ_R	0.5		E_s	2039432	кгс/см²
			E_s/E_b	6.2	кгс/см²

Исходные данные:

h= 460 мм -толщина плиты
a_x= 50 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси X)
a'_x= 55 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси X)
$h_{0,x}$= 410 мм -рабочая высота сечения(по оси X)
a_y= 70 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси Y)
a'_y= 35 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси Y)
$h_{0,y}$= 390 мм -рабочая высота сечения(по оси Y)

Армирование по X:

Растянутая арматура
$d_{s,\phi}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
s_ϕ= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 20 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,\phi}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 15.7 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 25.8 см² -суммарная площадь растянутой арматуры
Сжатая арматура
$d'_{s,\phi}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
s'_ϕ= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 0 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,\phi}$= 15.7 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 15.7 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 2.9 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.07 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 42.6 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 20.9 тс· м
$M_{дл}$= 18.5 тс· м
M_{crc}= 8.37594 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1
$a_{кратк}$= 0.2 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.18 мм -продолжительное раскрытие трещин

Армирование по Y:

Растянутая арматура
$d_{s,\phi}$= 16 мм -диаметр основной арматуры
s_ϕ= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 16 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,\phi}$= 10.1 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 10.1 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 20.1 см² -суммарная площадь растянутой арматуры
Сжатая арматура
$d'_{s,\phi}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
s'_ϕ= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 0 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,\phi}$= 15.7 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 15.7 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

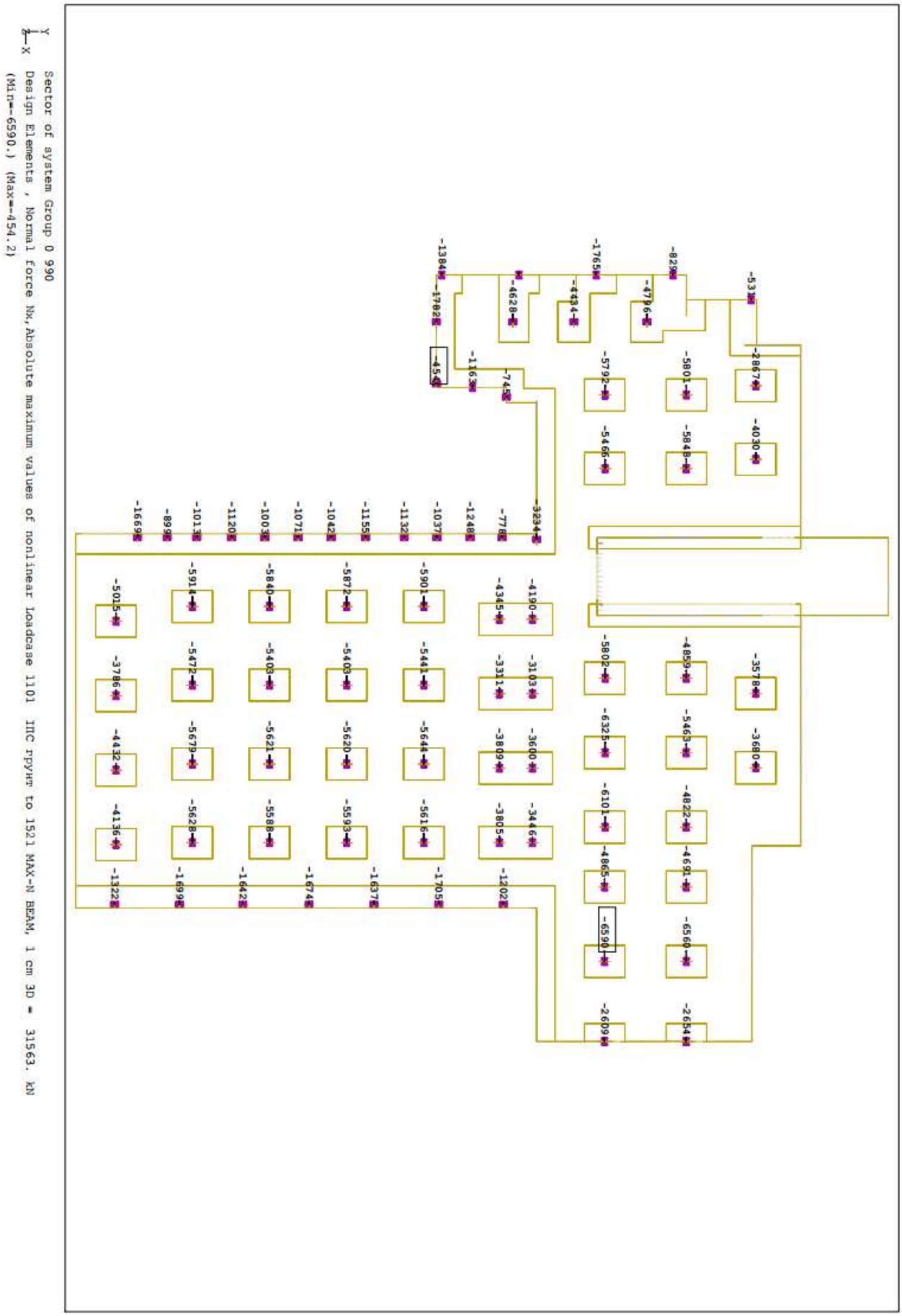
Проверка прочности:

x= 1.45 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0.04 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 32.4 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 20.3 тс· м
$M_{дл}$= 19.2 тс· м
M_{crc}= 8.37594 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0.5
φ_3= 1
$a_{кратк}$= 0.26 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0.25 мм -продолжительное раскрытие трещин

Усилие продавливания от расчетного основного и особого сочетания нагрузок, кН



						1190-01-КР.Р2	Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№док.	Подп.	Дата		125

Расчет на продавливание

Фундаментная плита

Сечение колонны

b_1, мм	400
a_1, мм	1200
c_x, мм	
c_y, мм	

Сечение плиты

h, мм	700
a_x, мм	58
a_y, мм	78
h_0, мм	632

Нагрузки у граней плиты

	над плитой	под плитой
F_i, т	659	0
M_{xi}, тм	16	0
M_{yi}, тм	6.9	0
q_i, т/м^2		

Расчетный контур внутри площади плиты

l_x, м	1.032
l_y, м	1.832
u, м	5.728
x_0, м	
y_0, м	
x, м	
y, м	
e_{0x}, м	
e_{0y}, м	
A_{ql}, м^2	1.891
A_q, м^2	4.100
e_{qx}, м	
e_{qy}, м	

Нагрузки на расчетный контур

N_{sup}, т	659.000	$M_{x,sup+int}$, тм	16.000	$M_{y,sup+int}$, тм	6.900
N_{int}, т		$M_{x,q}$, тм		$M_{y,q}$, тм	
F_{ql}, т	3.286	$0.5 \cdot M_{x,loc}$, тм	8.000	$0.5 \cdot M_{y,loc}$, тм	3.450
F_q, т		$M_{x,F}$, тм		$M_{y,F}$, тм	
F, т	662.286	M_x, тм	8.000	M_y, тм	3.450

Несущая способность бетонного сечения без поперечной арматуры

Бетон		I_{bx1}, м^3	0.1832	I_{by1}, м^3	1.0248
Класс	B30	I_{bx2}, м^3	0.9756	I_{by2}, м^3	1.7318
R_{bt}, т/м^2	117	I_{bx}, м^3	1.1587	I_{by}, м^3	2.7566
γ_{b1}	0.9	W^-_{bx}, м^2	2.2456	W^-_{by}, м^2	3.0094
A_b, м^2	3.6201	W^+_{bx}, м^2	2.2456	W^+_{by}, м^2	3.0094
$F_{b,ult}$, т	381.196	$M_{bx,ult}$, тм	149.446	$M_{by,ult}$, тм	200.272
$F/F_{b,ult}$	1.737	$M_x/M_{bx,ult}$	0.054	$M_y/M_{by,ult}$	0.017

1.808 > 1 — Условие прочности не выполнено.

Сечение плиты достаточно. Необходимо установить поперечную арматуру:

$q_{sw}^{тр} = 67.227$ т/м

Арматура

Класс	A500
R_{sw}, т/м^2	30600
Ø , мм	10
n, шт	2
A_{sw}, см^2	1.571
s_w, мм	60
q_{sw}, т/м	80.111

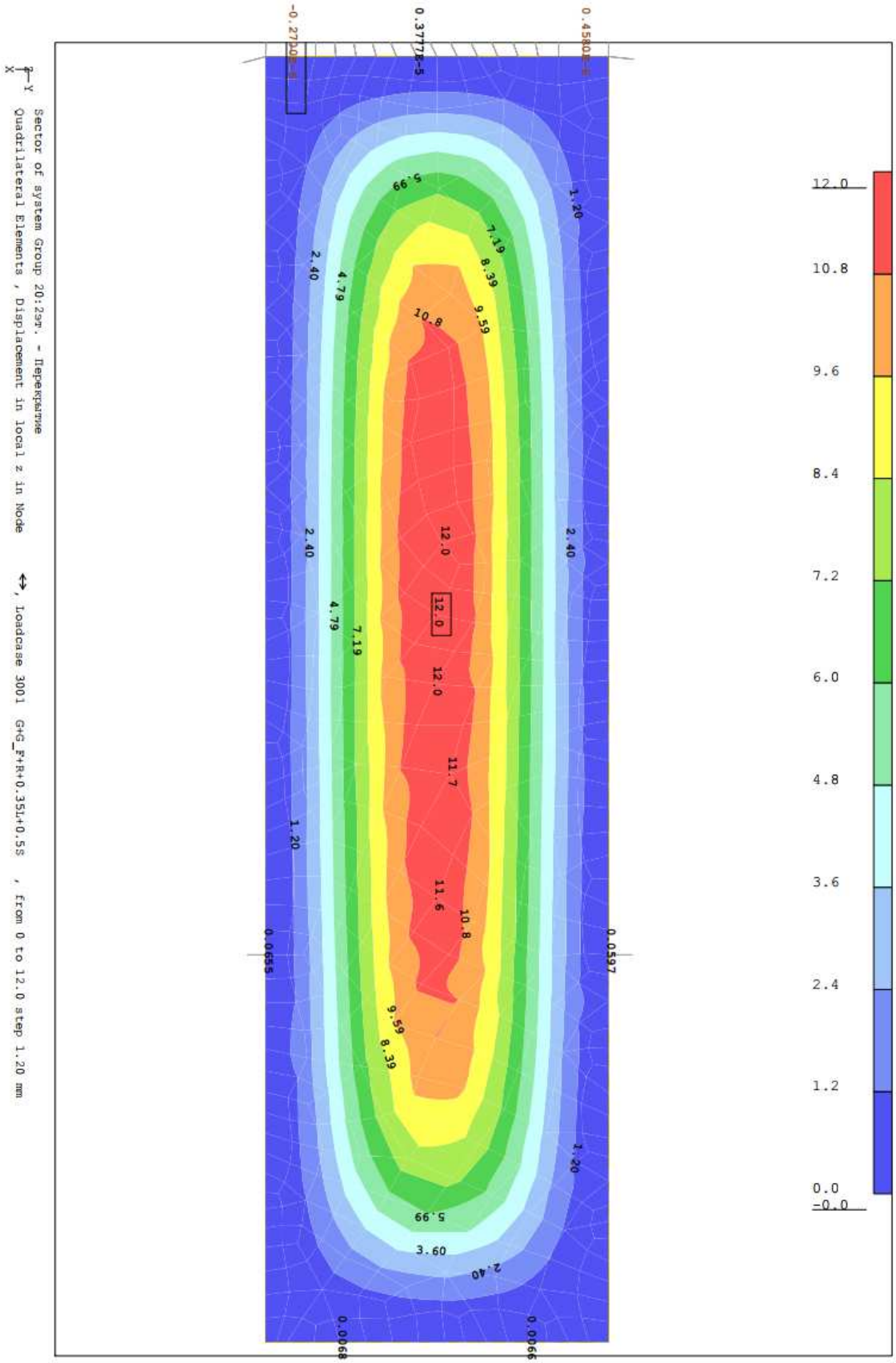
Несущая способность бетонного сечения с поперечной арматуры

$F_{sw,ult}$, т	367.099	$M_{swx,ult}$, тм	143.919	$M_{swy,ult}$, тм	192.866
F_{ult}, т	748.295	$M_{x,ult}$, тм	293.365	$M_{y,ult}$, тм	393.138
F/F_{ult}	0.885	$M_x/M_{x,ult}$	0.027	$M_y/M_{y,ult}$	0.009

0.921 < 1 — Условие прочности выполнено. Прочность обеспечена

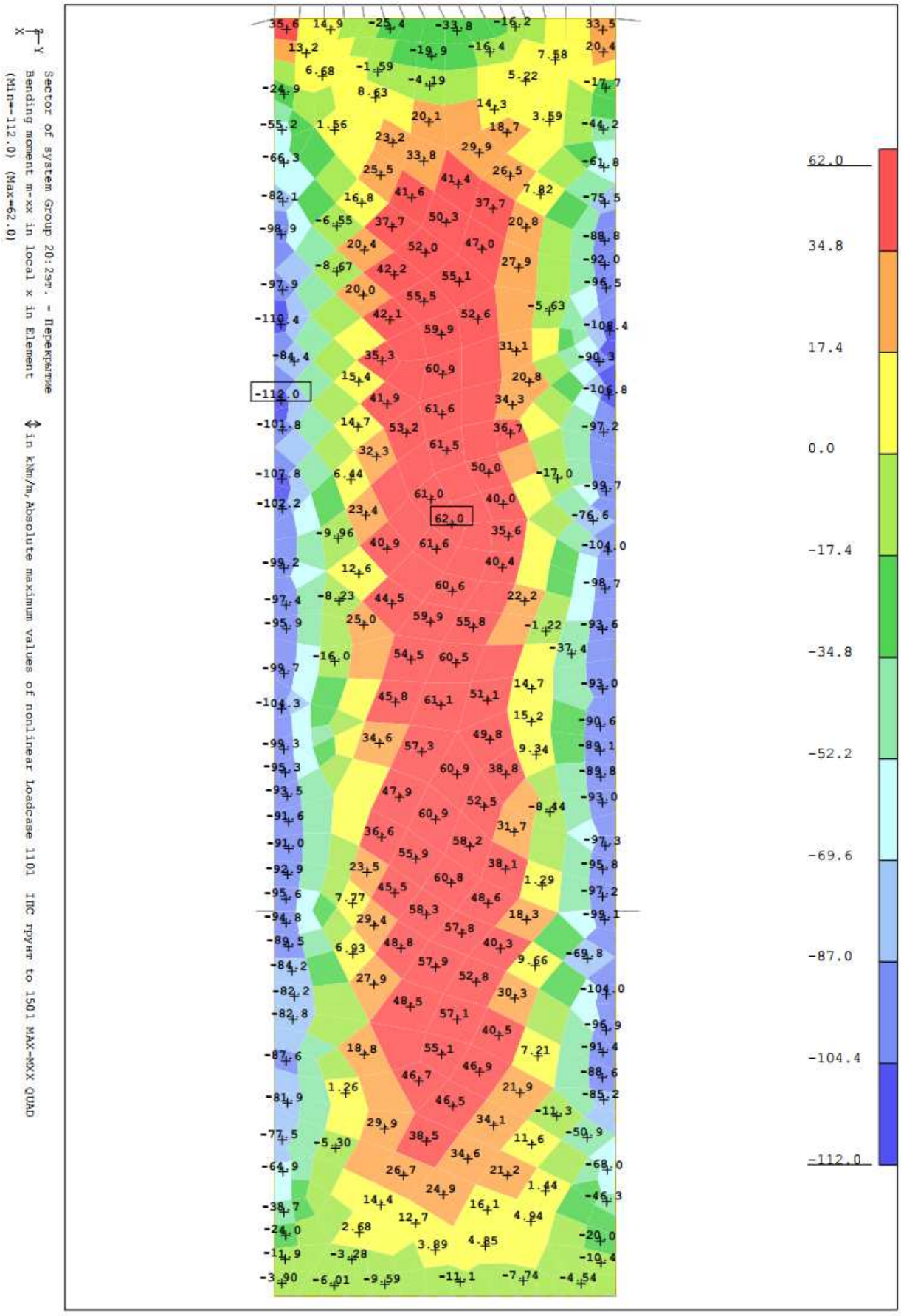
5.5. ПЛИТА ВЪЕЗДНОЙ РАМПЫ

Прогибы плиты от постоянных и длительных нагрузок, мм

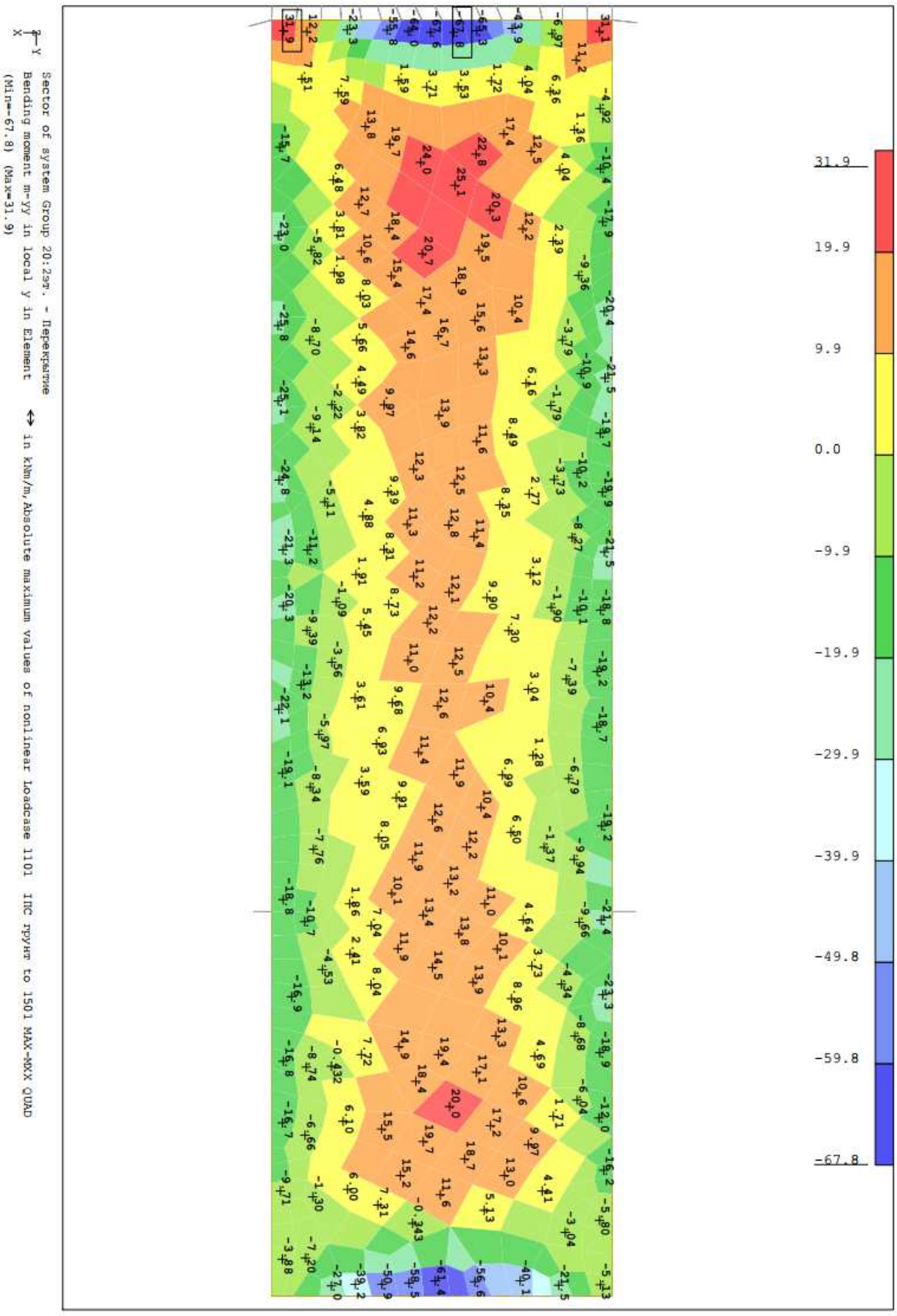


Максимальный прогиб **12**мм не превышает предельный прогиб 8 500мм / 221 = **38.5**мм

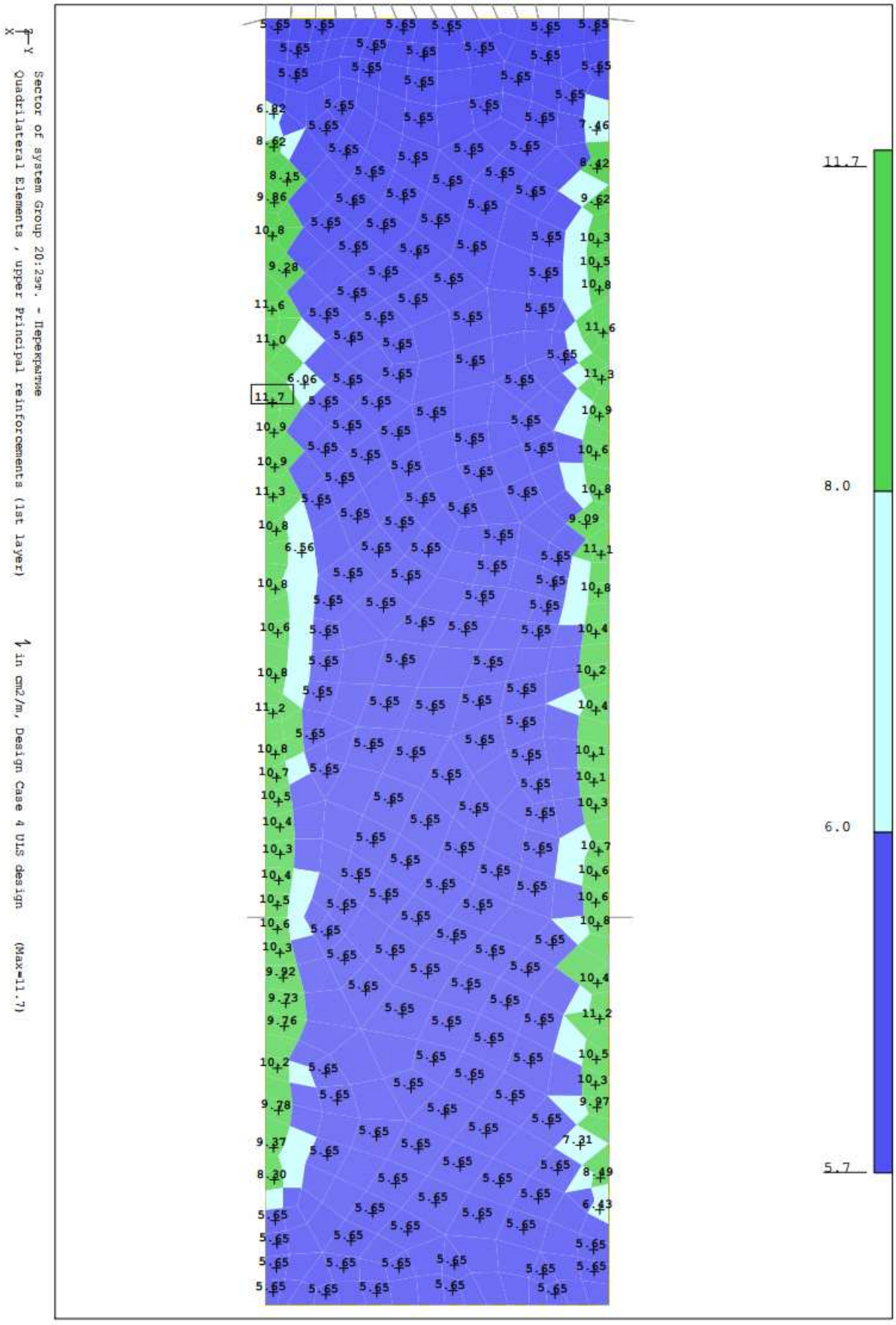
Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_x, кН·м/м



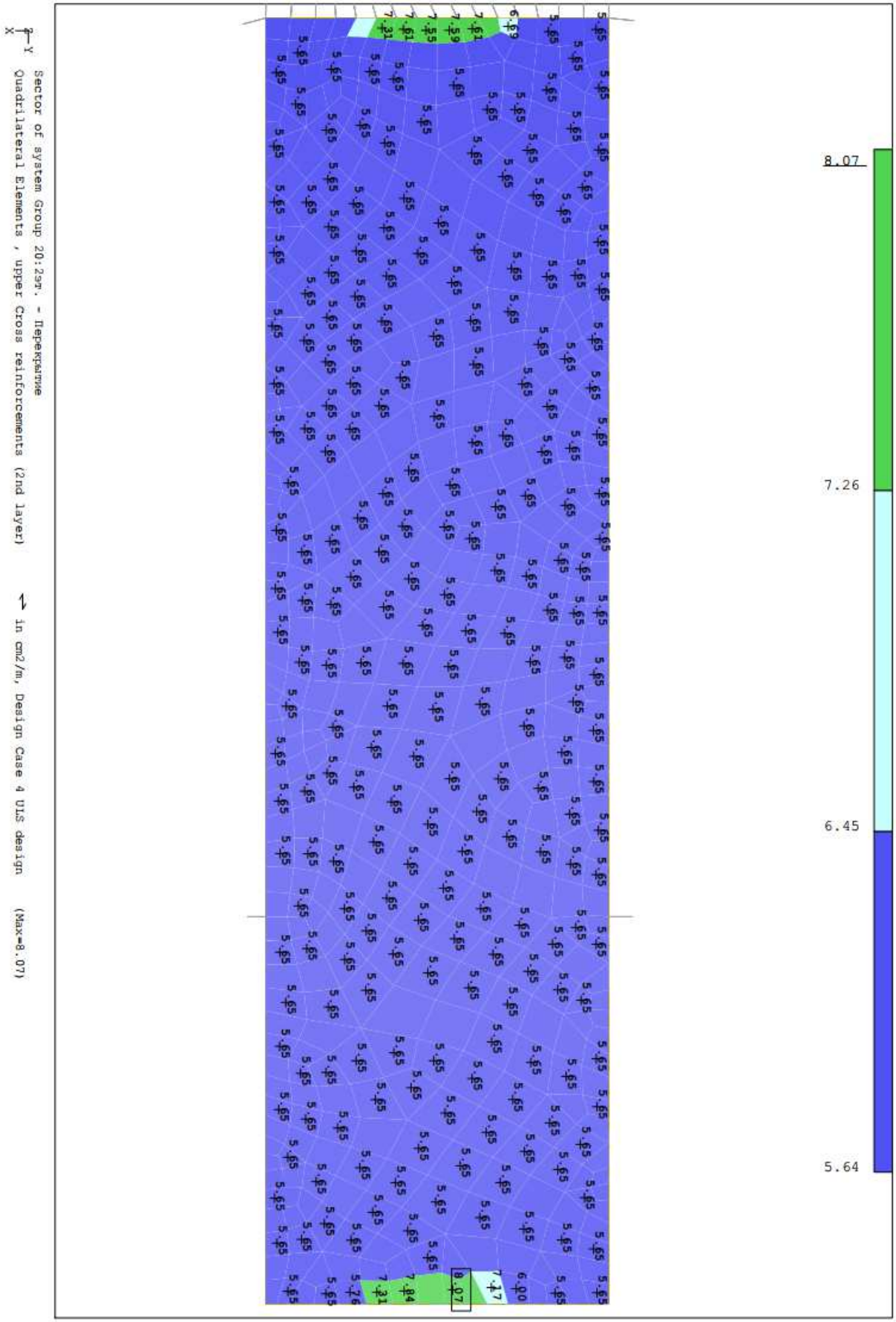
Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_y, кН·м/м



Верхнее армирование по оси X, см²/м

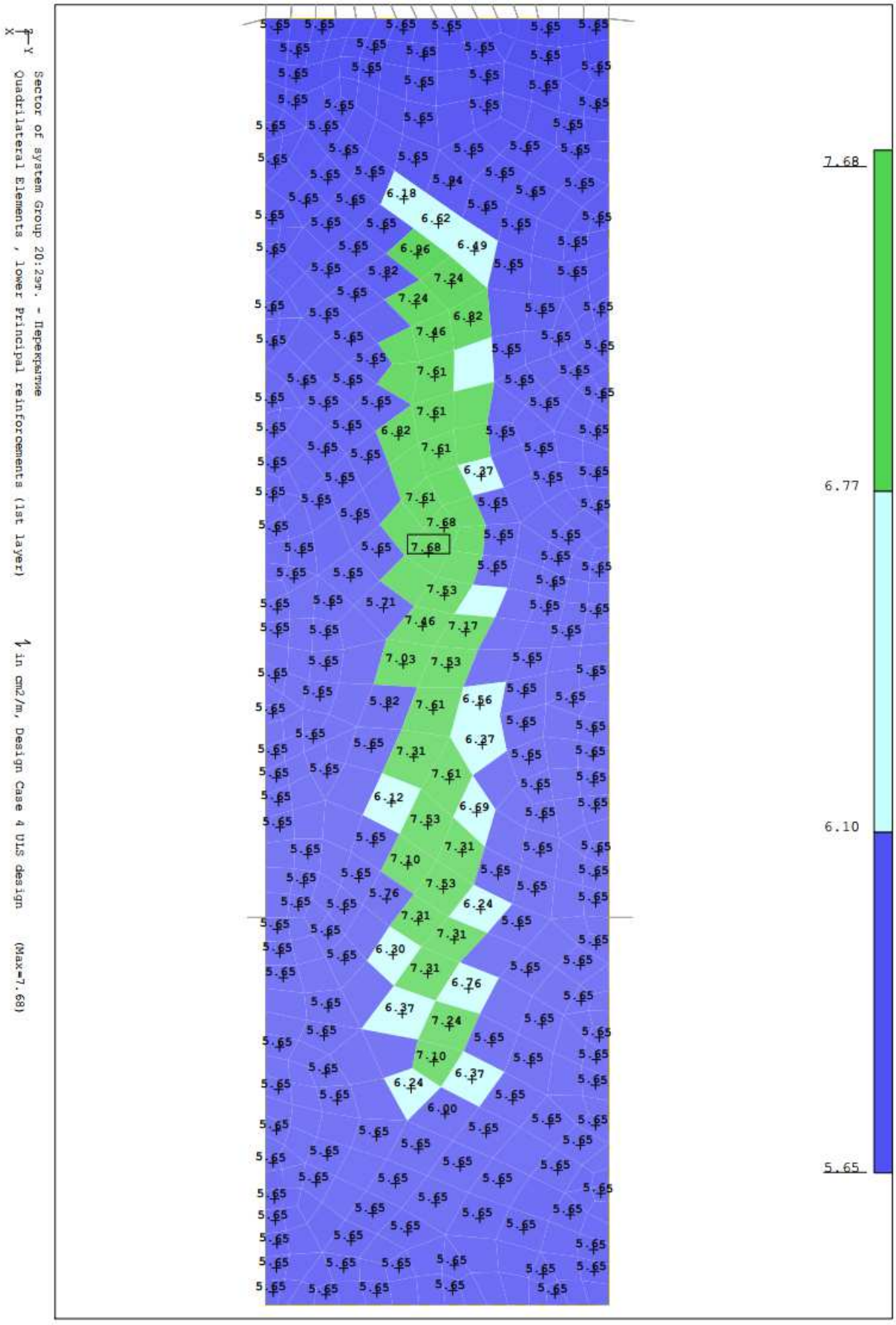


Верхнее армирование по оси Y, см^2/м



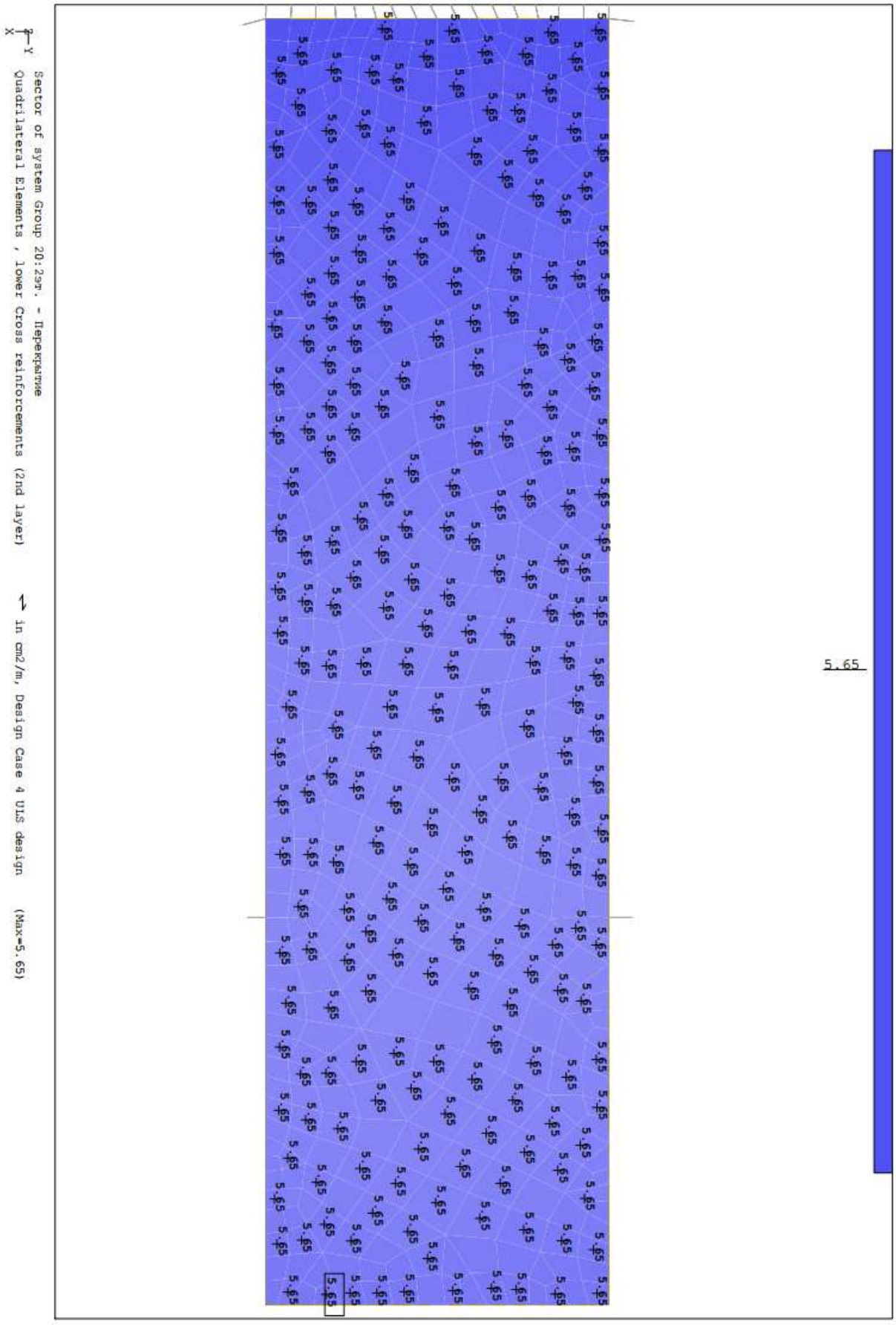
						1190-01-КР.Р2	Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№док.	Подп.	Дата		131

Нижнее армирование по оси X, см²/м



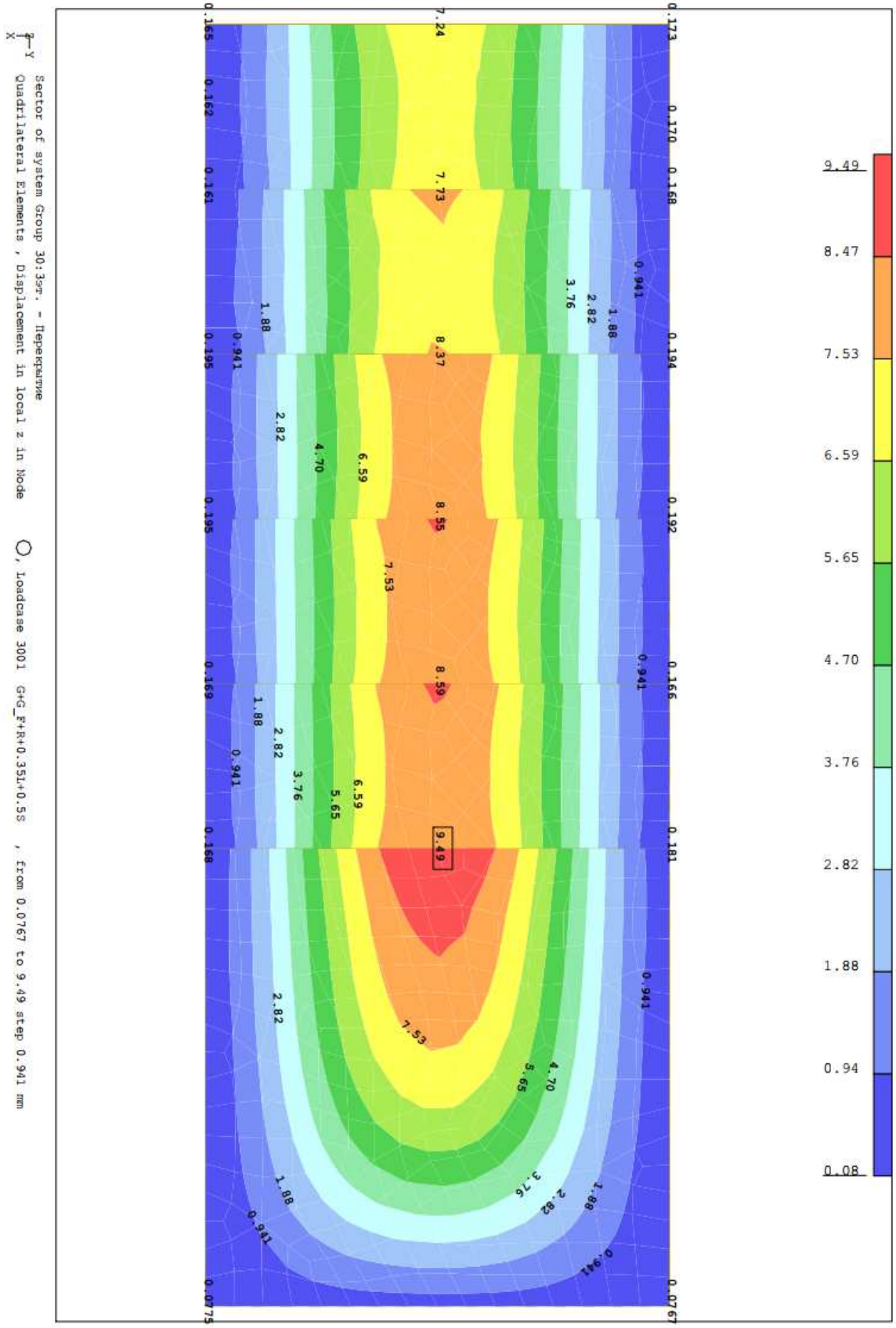
						1190-01-КР.Р2	Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№док.	Подп.	Дата		132

Нижнее армирование по оси Y, см²/м



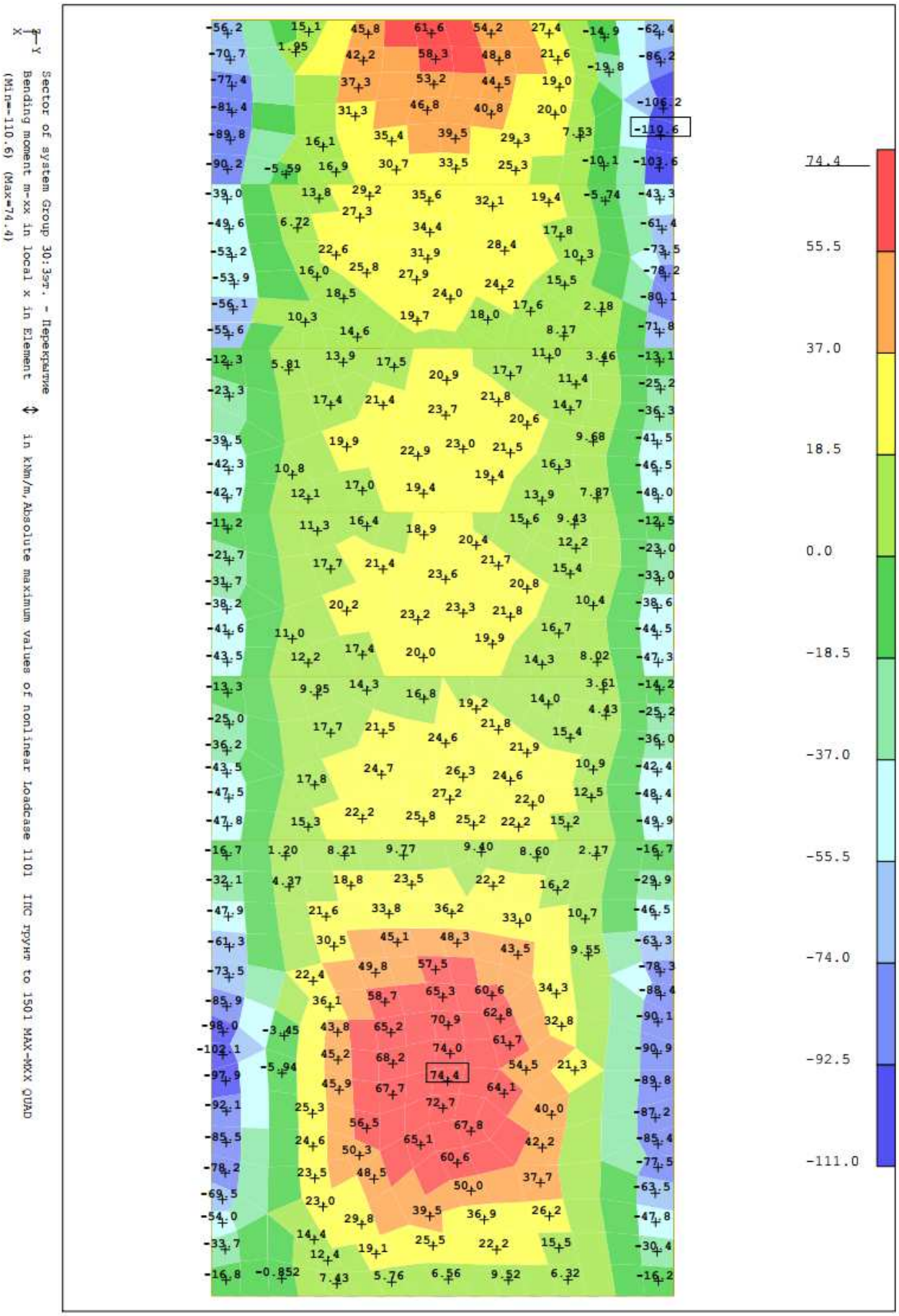
5.6. ПЛИТА ПОКРЫТИЯ ВЪЕЗДНОЙ РАМПЫ

Прогибы плиты от постоянных и длительных нагрузок, мм

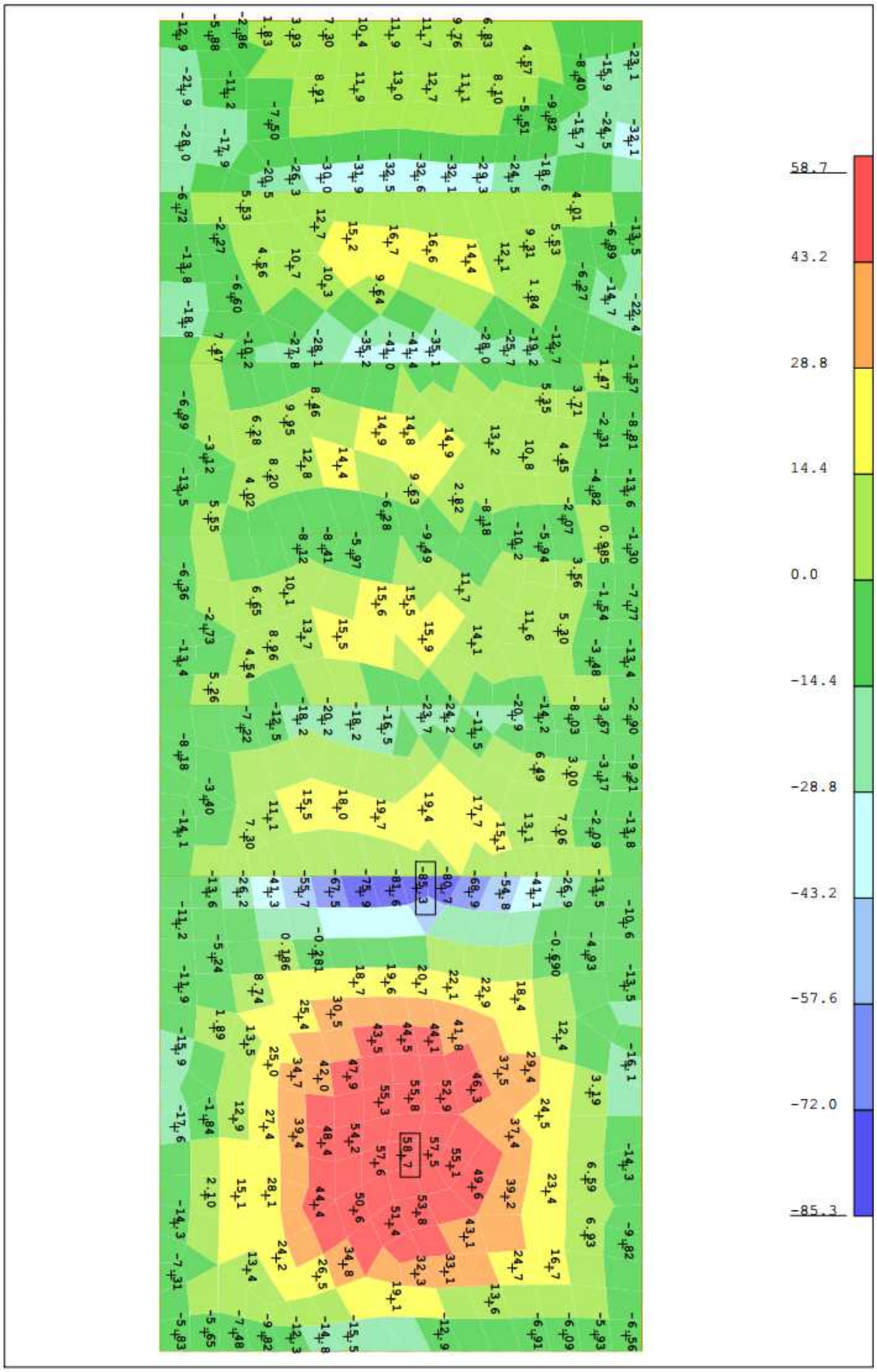


Максимальный прогиб **9.49**мм не превышает предельный прогиб 8 500мм / 221 = **38.5**мм

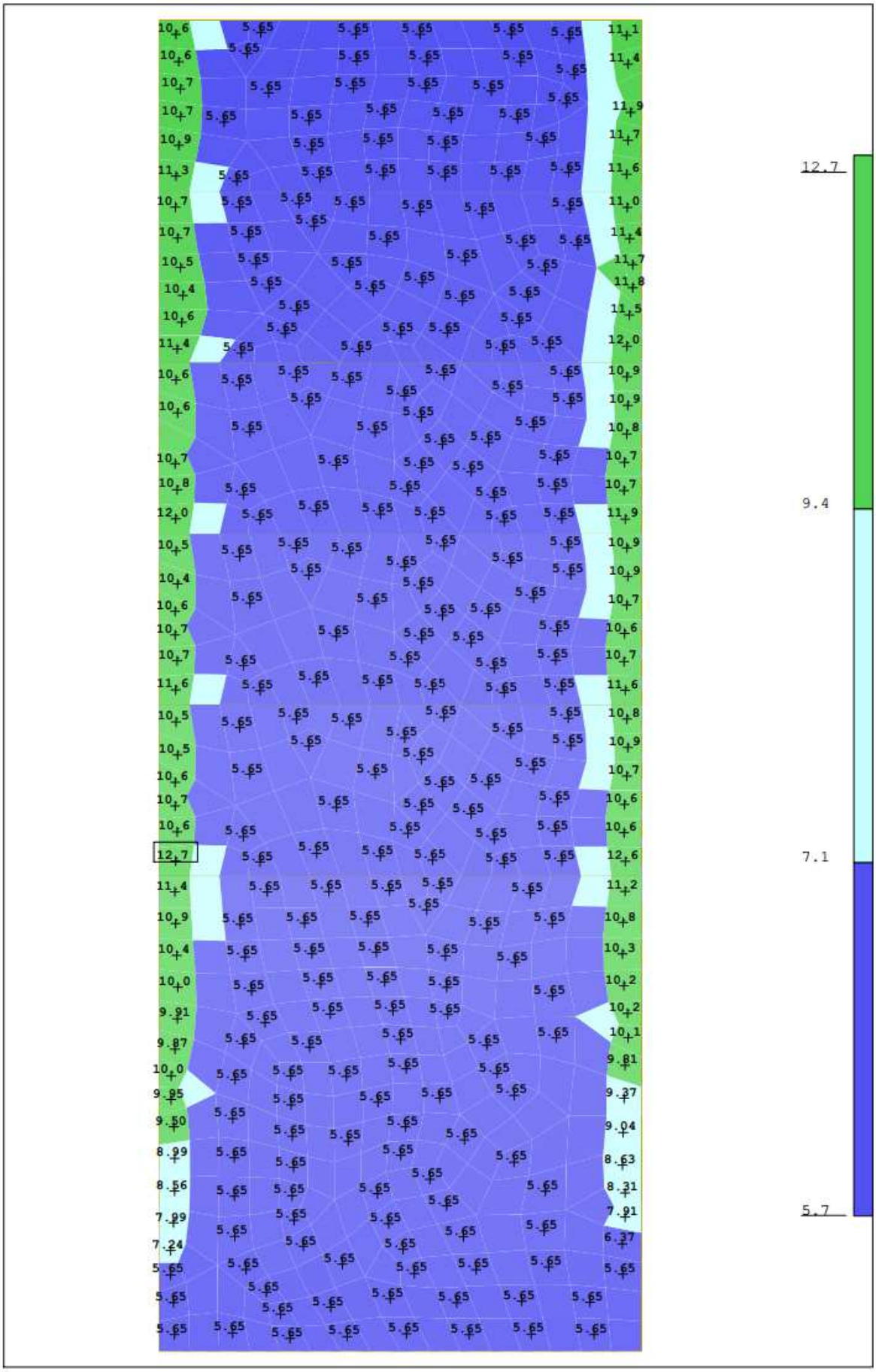
Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок Mx, кН·м/м



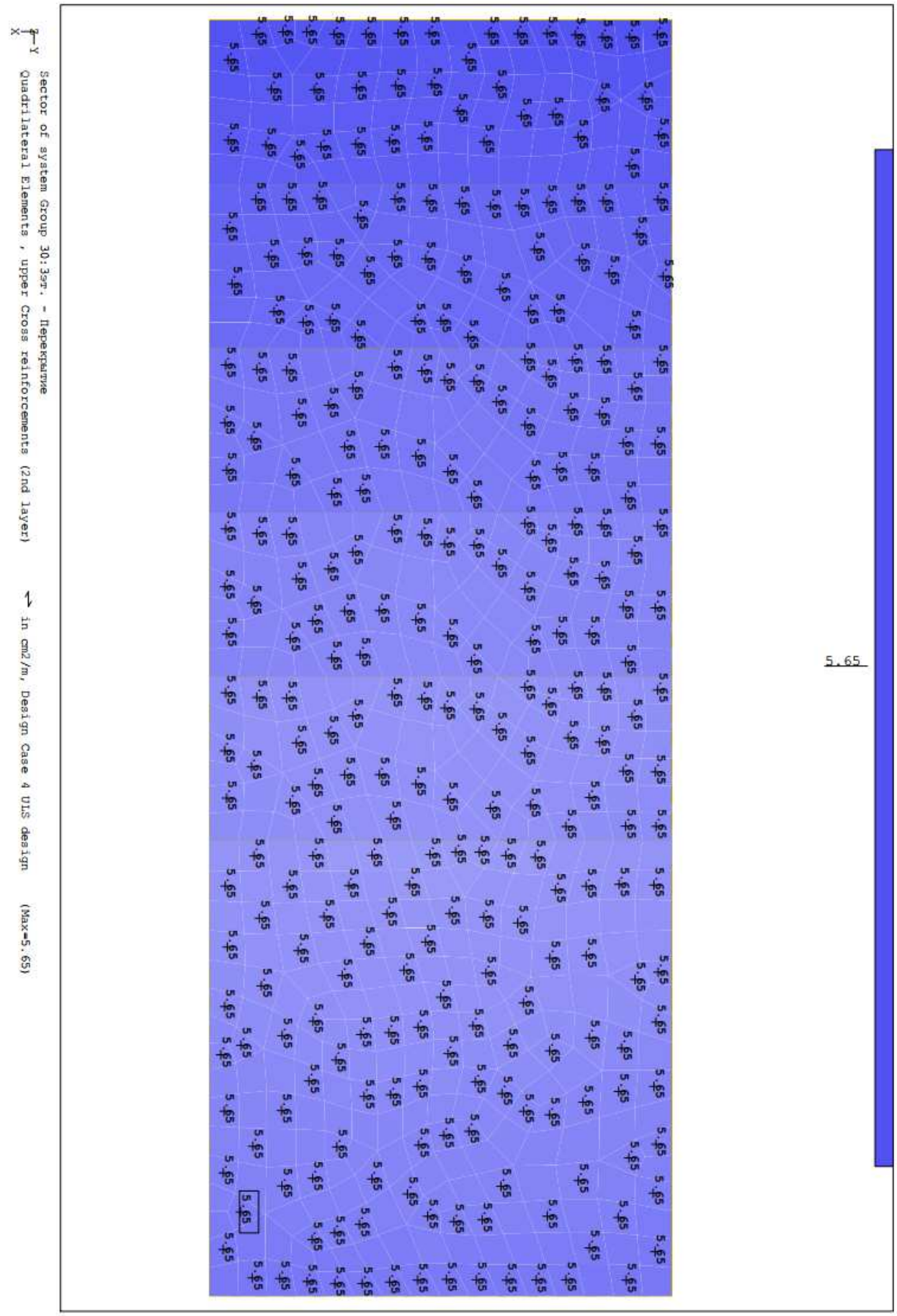
Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок My, кН·м/м



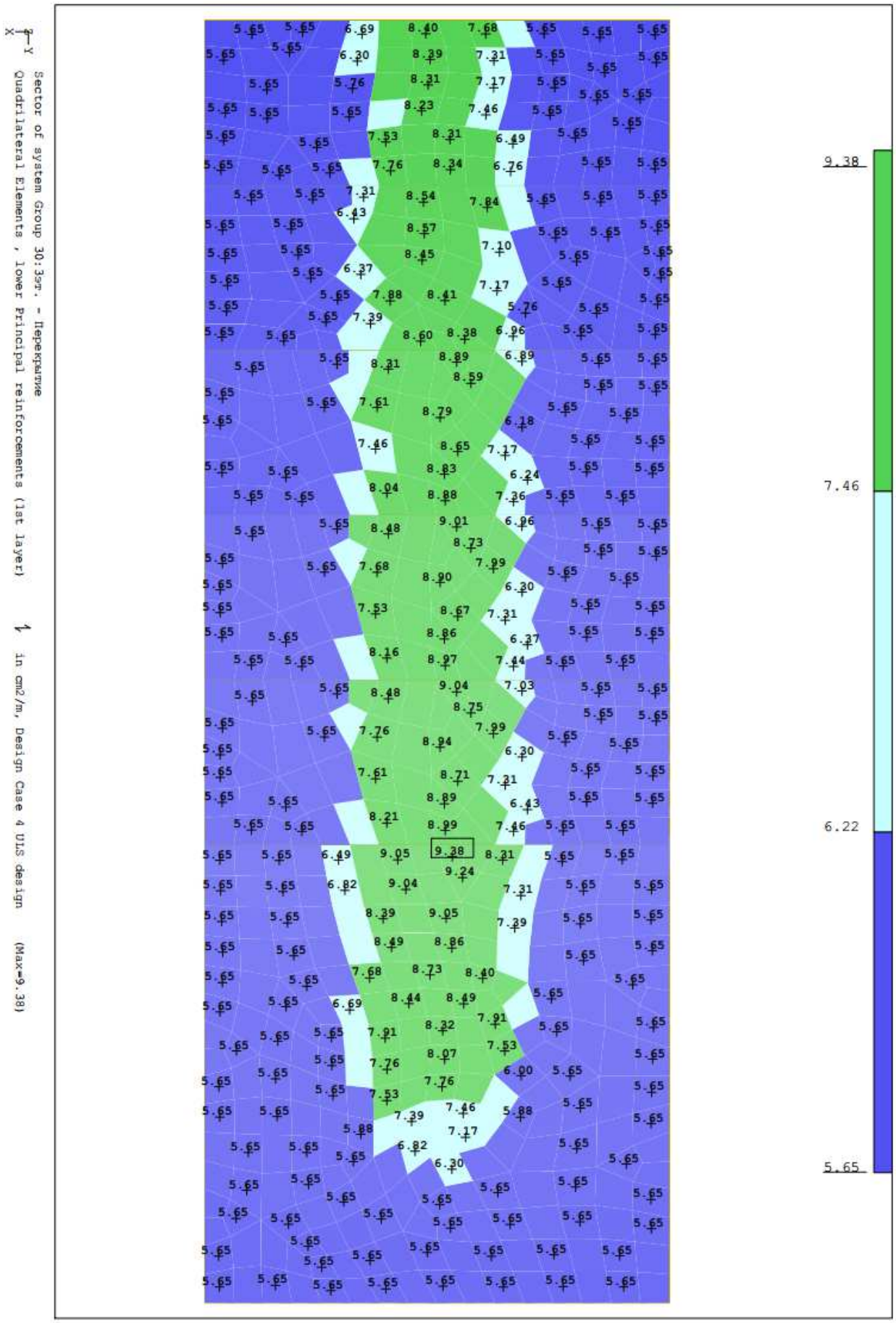
Верхнее армирование по оси X, см²/м



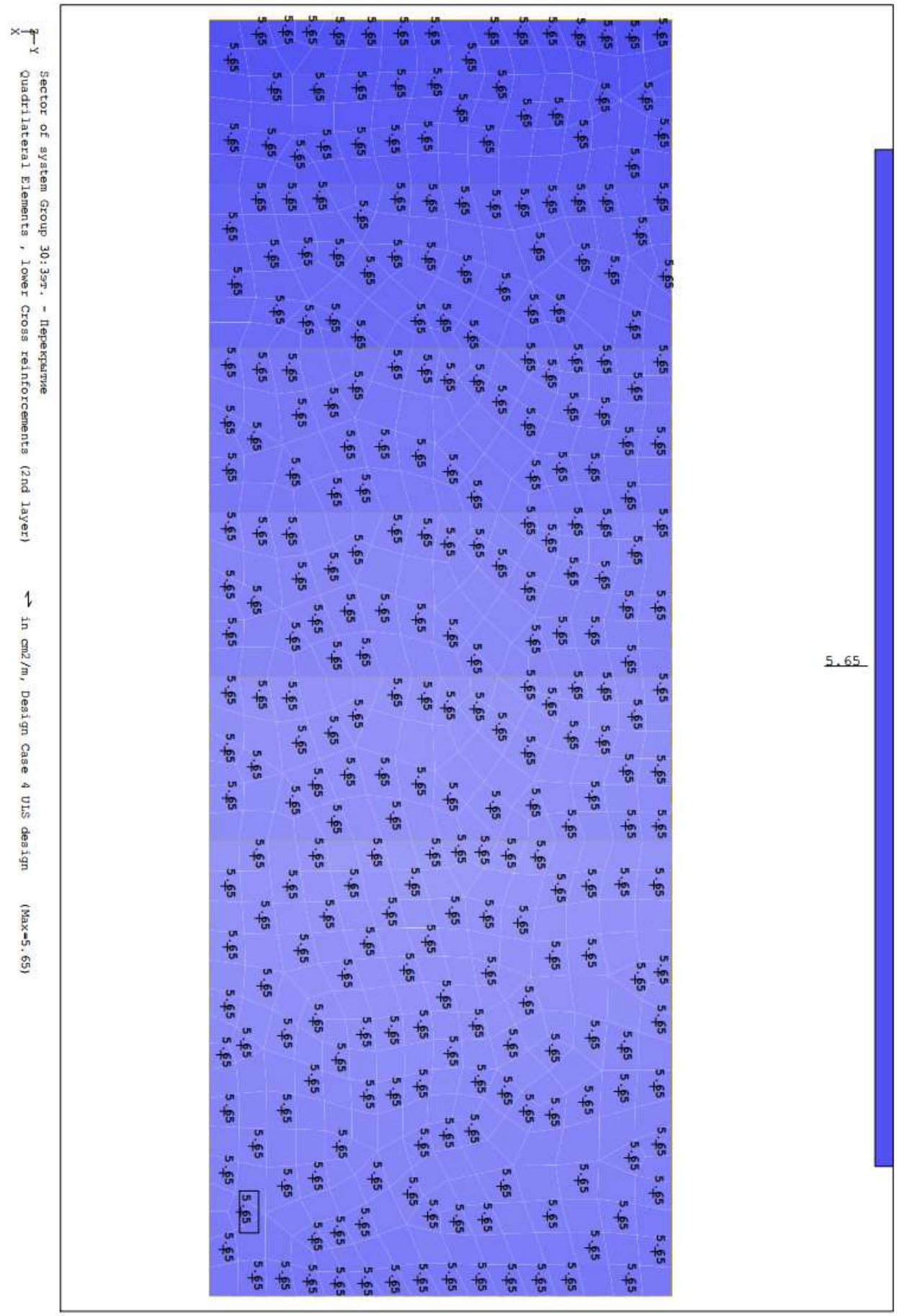
Верхнее армирование по оси Y, см²/м



Нижнее армирование по оси X, см²/м

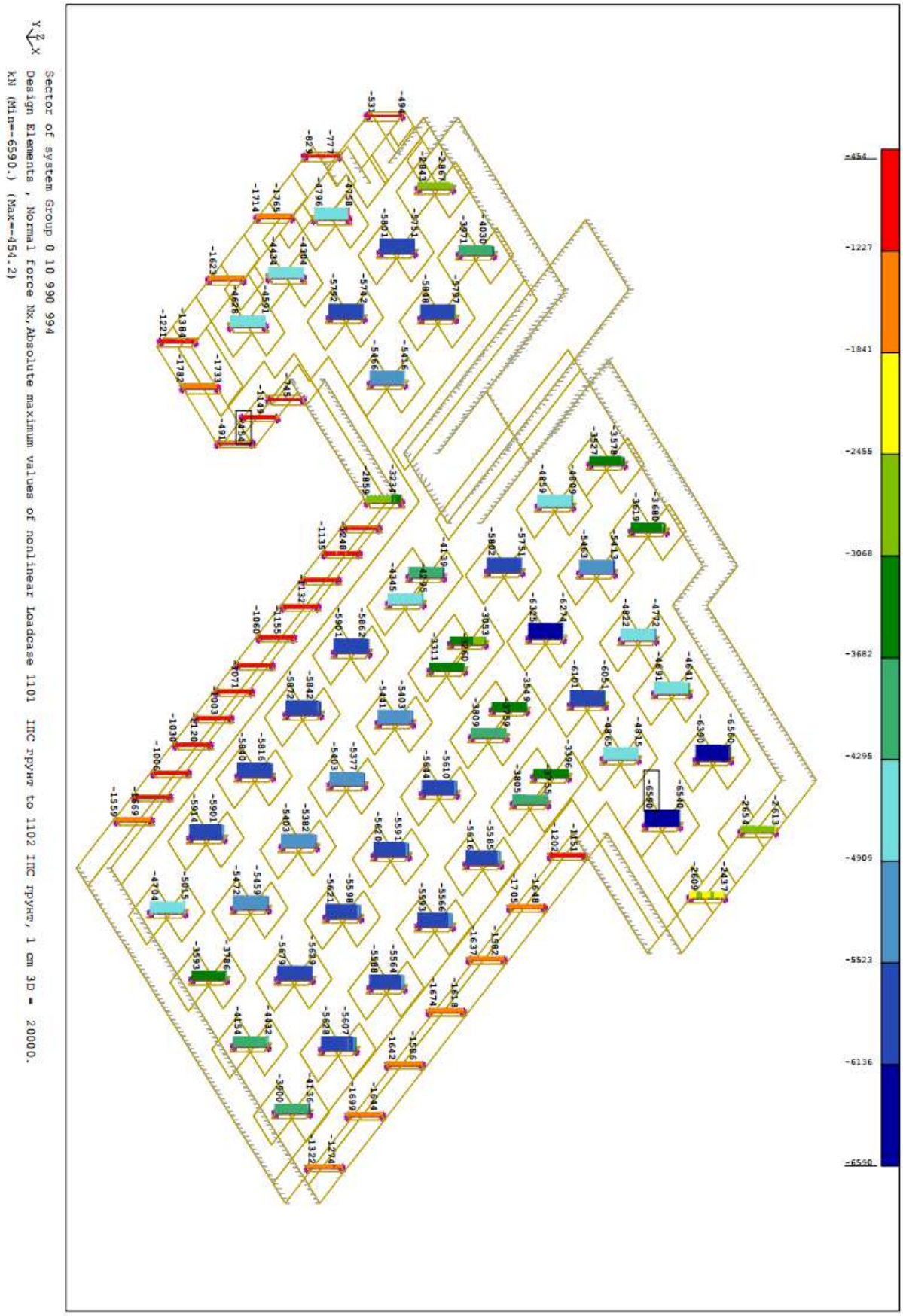


Нижнее армирование по оси Y, см²/м

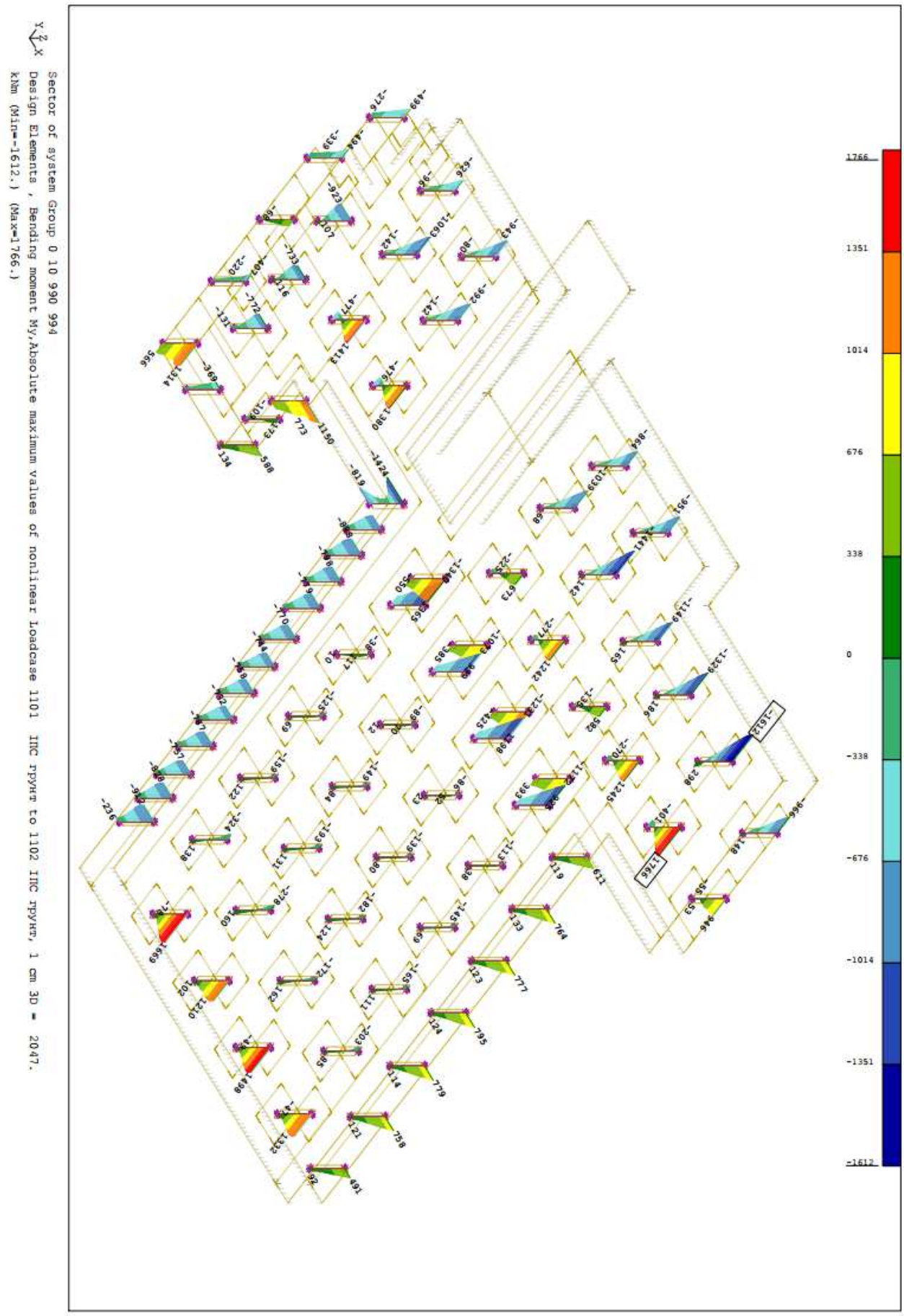


5.7. НЕСУЩИЕ ПИЛОНЫ

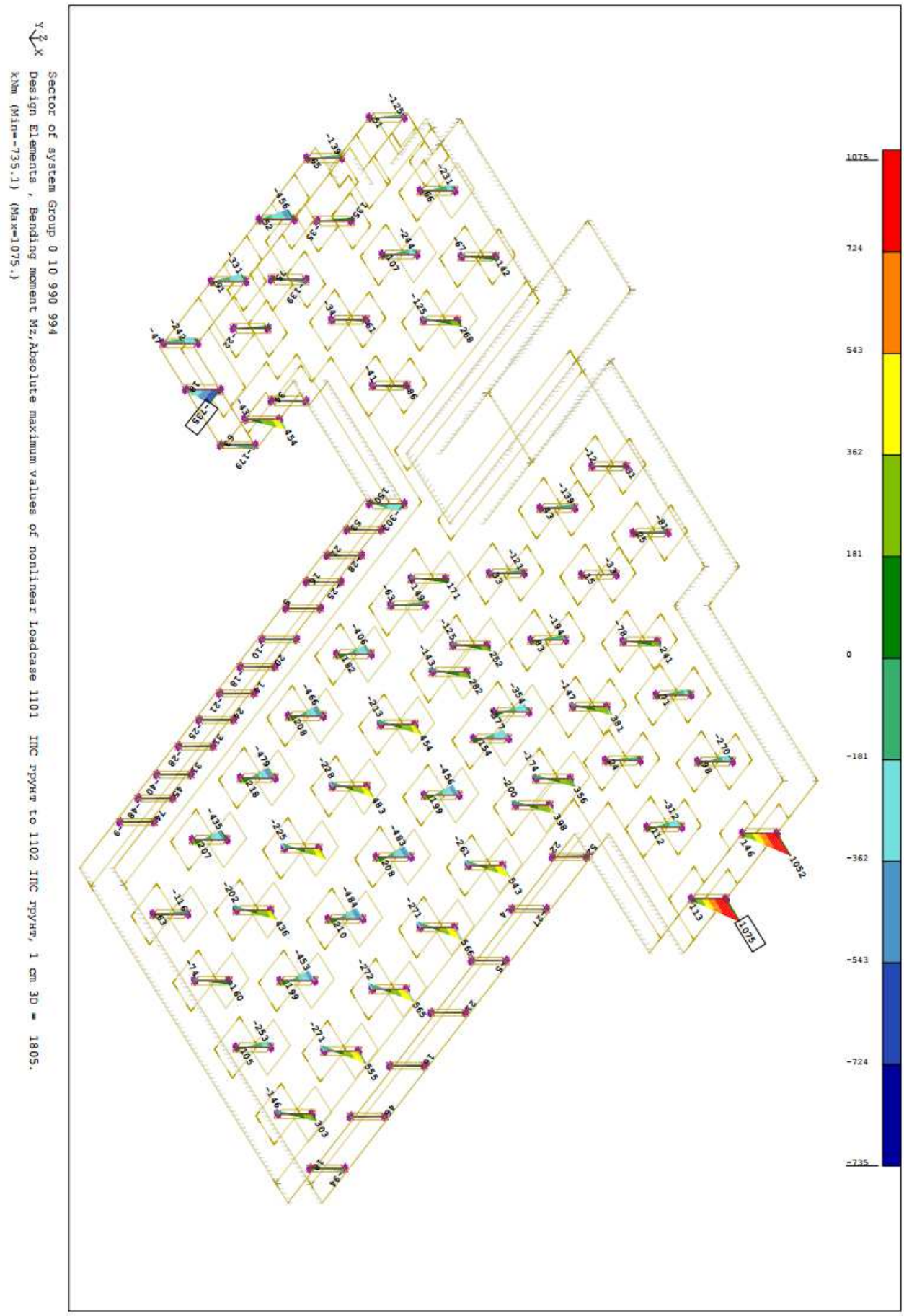
Продольная сила N в пилонах от основного и особого расчетного сочетания нагрузок, кН



Изгибающие моменты M_y в пилонах от основного и особого расчетного сочетания нагрузок, кН*м



Изгибающие моменты M_z в пилонах от основного и особого расчетного сочетания нагрузок, кН*м



						1190-01-КР.Р2	Лист
							143
Изм.	Кол.уч	Лист	№док.	Подп.	Дата		

ПИЛОН 400Х1200 В ОСЯХ П/14_П.1.Р

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N = -6590.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 1766.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = 312.0$ кН · м
Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0.9$
Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -13.0$ кН
Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 42.0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{kr} = -4531.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 453.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = 212.0$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{dl} = -4258.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 420.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = 199.0$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

Бетон класса В30
Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0.85$
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0.85 = 14.45$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1.15 \cdot 0.85 = 0.9775$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0.0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0.00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А500
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$
Арматура у верхней и нижней грани - 4xØ25, защитный слой 35 мм
Арматура у боковой грани - 11xØ25, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А240
Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,x} = 1.01$ см^2
Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,y} = 1.01$ см^2
Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,в} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,в} = 6$
Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,ц} = 0.3$ м
Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,н} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,н} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

Высота колонны $L = 3.35$ м
Ширина сечения $b = 0.4$ м
Высота сечения $h = 1.2$ м
Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0.8$, $\mu_y = 0.8$
Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0.3$ мм
Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0.4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

$$l_{0,y} = \mu_y L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0.057600}{0.4 \cdot 1.2}} = 0.346 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0.006400}{0.4 \cdot 1.2}} = 0.115 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2.68}{0.346} = 7.7 \le 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2.68}{0.115} = 23.2 \le 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \ge \frac{L}{600} = \frac{3.35}{600} = 0.006 \text{ м}$$

$$e_{a,x} \ge \frac{h}{30} = \frac{1.2}{30} = 0.040 \text{ м};\ e_{a,y} \ge \frac{b}{30} = \frac{0.4}{30} = 0.013 \text{ м}$$

$$e_{a(x,y)} \ge 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{1766.0}{-6590.0}\right| = 0.268 \text{ м}$$

$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{312.0}{-6590.0}\right| = 0.047 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0.268 \text{ м};\ e_{0,y} = 0.047 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0.9 = 1.9$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \le \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0.268}{1.2} = 0.223 \le 1{,}5$$

$$0{,}15 \le \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0.047}{0.4} = 0.118 \le 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0.223;\ \delta_{e,y} = 0.150$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1.9(0{,}3 + 0.223)} = 0.151$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1.9(0{,}3 + 0.150)} = 0.175$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0.151 \cdot 32500000 \cdot 0.057600 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.002115 = 568141.4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0.175 \cdot 32500000 \cdot 0.006400 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000302 = 77111.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 568141.4}{2.68^2} = 780704.3 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 77111.3}{2.68^2} = 105961.5 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{6590.0}{780704.3}} = 1.009$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{6590.0}{105961.5}} = 1.066$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1.009 \cdot 1766.0 = 1781.0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1.066 \cdot 312.0 = 332.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 822692.5\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 124206.8\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = -85830.4\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = 147342.3\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

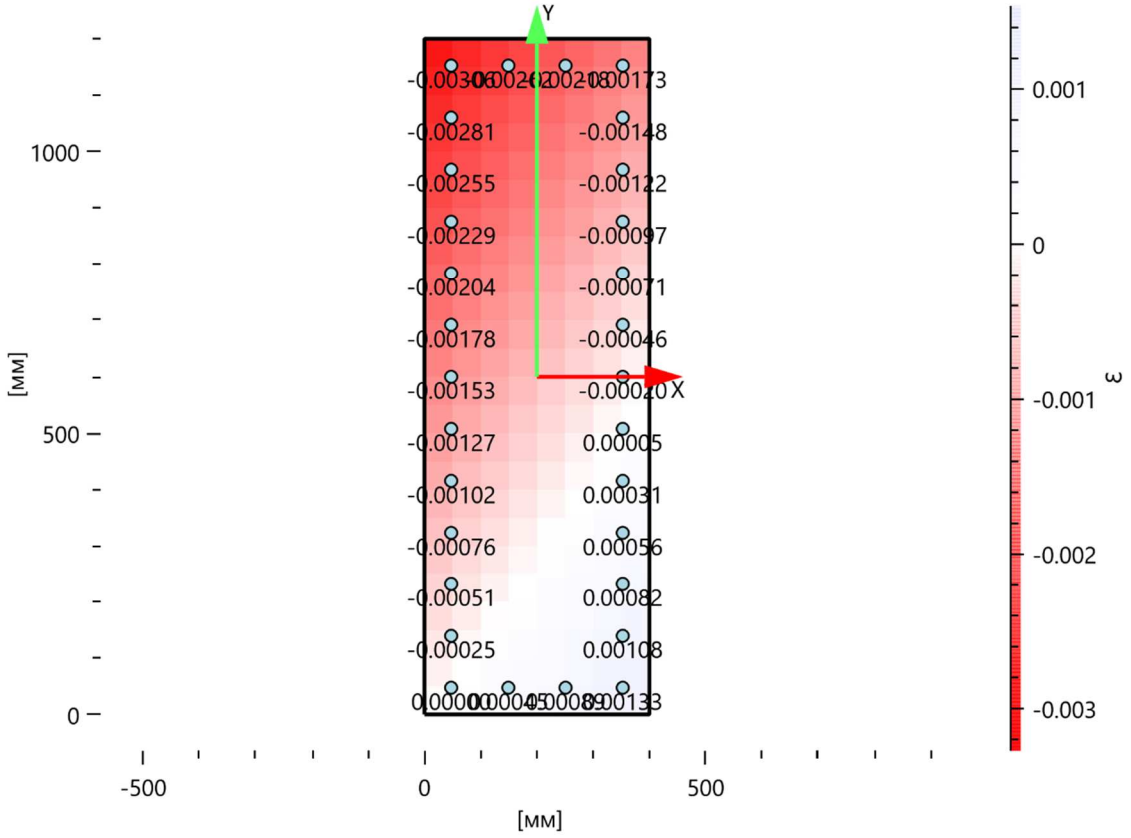
$$D_{23} = -35107.6\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 7915783.1\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0.00277368; \frac{1}{r_y} = 0.00435076;\ \varepsilon_0 = -0.00086485$$

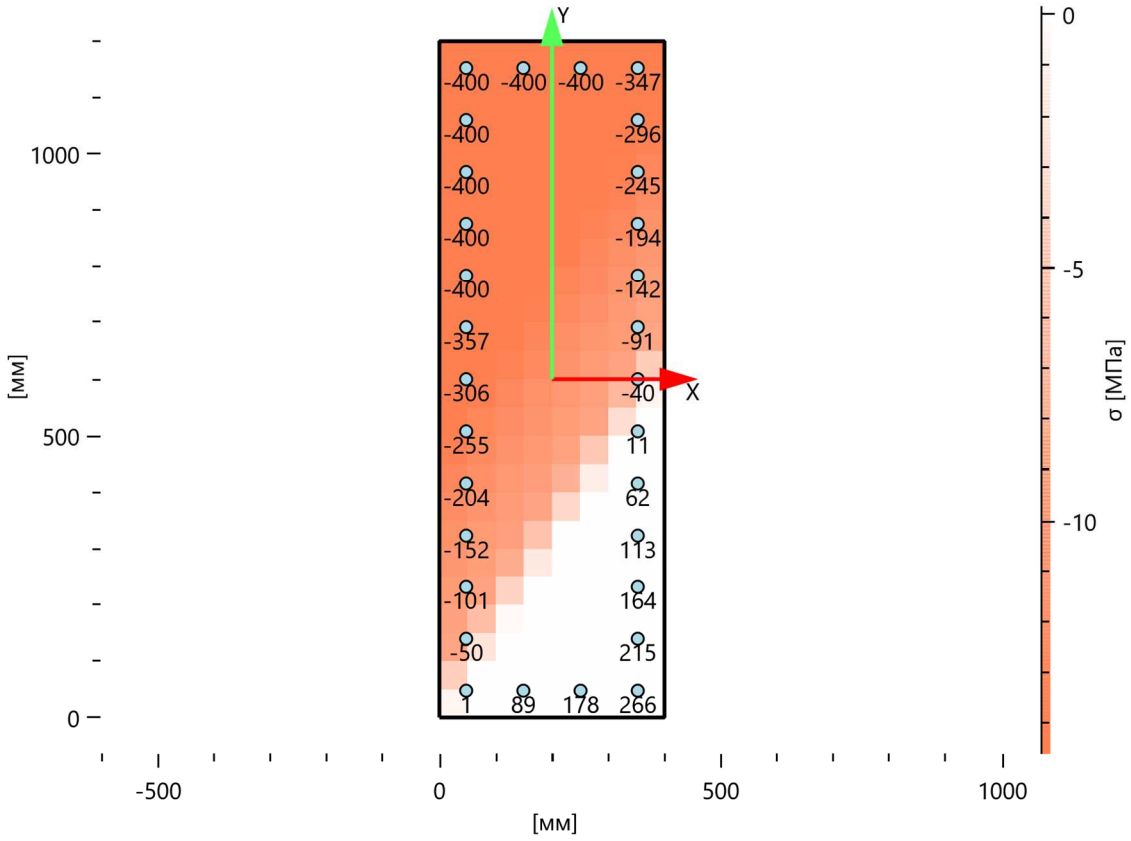
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.003221$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0.001331$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0.0035$

Т.к. условия:

$$|\varepsilon_{b,max}| = |-0.003221| = 0.003221 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.001331 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0.025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	2222919.4	255315.9	0	0	0	18066641.1
Mx,kr	2222919.4	255315.9	0	0	0	18066641.1
My,dl	2222919.4	255315.9	0	0	0	18066641.1
My,kr	2222919.4	255315.9	0	0	0	18066641.1

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	ε_0
Mx,dl	0.00018894	0	-0.00023568
Mx,kr	0.00020379	0	-0.00025079
My,dl	0	0.00077943	-0.00023568
My,kr	0	0.00083034	-0.00025079

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	σ_s, МПа	$\sigma_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	нет	–	–	–	–	–	–
Mx,kr	нет	–	–	–	–	–	–
My,dl	нет	–	–	–	–	–	–
My,kr	нет	–	–	–	–	–	–

Трещины, нормальные к продольной оси элемента, не образуются.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0.4 \cdot 1.2 - 0.014725 = 0.465275 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b} A_s} = \frac{|6590.0|}{0.465275 + \frac{400}{14.45}\ (0.014725)} = 7549.66 \text{ кПа}$$

Т.к. $0{,}25R_b < \sigma_{\text{ср}} \leq 0{,}75R_b$, то $\phi_n = 1{,}25$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0.4 - 0.0475 = 0.3525 \text{ м}$$

$$Q_x = 13.0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1.250 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 1.2 \cdot 0.3525 = 2292.1 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 1.2 - 0.0475 = 1.1525 \text{ м}$$

$$Q_y = 42.0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1.250 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 0.4 \cdot 1.1525 = 2498.0 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25 R_{bt} b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4 \phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5 R_{bt} b h_0$ и не более $2{,}5 R_{bt} b h_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0 h_0$ и не более $2{,}0 h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным $0{,}75$.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0.353	0.353	302.2	30.3	-332.5	-13.0	0.039
0.424	0.424	251.6	36.4	-288.0	-13.0	0.045
0.494	0.494	215.9	42.4	-258.3	-13.0	0.050
0.565	0.565	206.7	48.5	-255.2	-13.0	0.051
0.635	0.635	206.7	54.5	-261.3	-13.0	0.050
0.706	0.705	206.7	60.5	-267.3	-13.0	0.049
0.777	0.705	206.7	60.5	-267.3	-13.0	0.049
0.800	0.705	206.7	60.5	-267.3	-13.0	0.049
0.847	0.705	206.7	30.3	-237.0	-13.0	0.055
0.918	0.705	206.7	30.3	-237.0	-13.0	0.055
0.988	0.705	206.7	30.3	-237.0	-13.0	0.055
1.059	0.705	206.7	30.3	-237.0	-13.0	0.055

Вдоль оси Y

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
1.152	1.153	845.3	49.5	894.8	42.0	0.047
1.382	1.382	704.6	59.3	763.9	42.0	0.055
1.613	1.613	603.7	69.2	672.9	42.0	0.062
1.843	1.843	528.4	79.1	607.5	42.0	0.069
2.074	2.074	469.5	89.0	558.5	42.0	0.075
2.304	2.304	422.6	98.9	521.5	42.0	0.081
2.534	2.305	384.3	98.9	483.2	42.0	0.087
2.765	2.305	352.2	98.9	451.1	42.0	0.093
2.995	2.305	325.1	98.9	424.1	42.0	0.099
3.226	2.305	301.9	98.9	400.8	42.0	0.105
3.456	2.305	281.8	98.9	380.7	42.0	0.110

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

Трещины, нормальные к продольной оси элемента, не образуются.

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

ПИЛОН 400Х1200 В ОСЯХ П/14-П/15_П.1.Р (ОСОБОЕ СОЧЕТАНИЕ)

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N = -2437.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 946.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = 1075.0$ кН · м
Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0.9$
Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -13.0$ кН
Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 42.0$ кН

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА
Бетон класса В30
Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0.85$
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0.0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0.00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ
Арматура класса А500
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$
Арматура у верхней и нижней грани - 4хØ25, защитный слой 35 мм
Арматура у боковой грани - 11хØ25, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ
Арматура класса А240
Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2хØ8, $A_{sw,x} = 1.01$ см^2
Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2хØ8, $A_{sw,y} = 1.01$ см^2
Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,\text{в}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{в}} = 6$
Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,\text{ц}} = 0.3$ м
Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,\text{н}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{н}} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ
Высота колонны $L = 3.35$ м
Ширина сечения $b = 0.4$ м
Высота сечения $h = 1.2$ м
Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0.8$, $\mu_y = 0.8$

Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0.3$ мм
Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0.4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

$$l_{0,y} = \mu_y L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0.057600}{0.4 \cdot 1.2}} = 0.346 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0.006400}{0.4 \cdot 1.2}} = 0.115 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2.68}{0.346} = 7.7 \leq 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2.68}{0.115} = 23.2 \leq 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \geq \frac{L}{600} = \frac{3.35}{600} = 0.006 \text{ м}$$

$$e_{a,x} \geq \frac{h}{30} = \frac{1.2}{30} = 0.040 \text{ м};\ e_{a,y} \geq \frac{b}{30} = \frac{0.4}{30} = 0.013 \text{ м}$$

$$e_{a(x,y)} \geq 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{946.0}{-2437.0}\right| = 0.388 \text{ м}$$

$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{1075.0}{-2437.0}\right| = 0.441 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0.388 \text{ м};\ e_{0,y} = 0.441 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0.9 = 1.9$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \leq \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0.388}{1.2} = 0.323 \leq 1{,}5$$

$$0{,}15 \leq \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0.441}{0.4} = 1.103 \leq 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0.323;\ \delta_{e,y} = 1.103$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1.9(0{,}3 + 0.323)} = 0.127$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1.9(0{,}3 + 1.103)} = 0.056$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0.127 \cdot 32500000 \cdot 0.057600 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.002115 = 524436.6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0.056 \cdot 32500000 \cdot 0.006400 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000302 = 53497.4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 524436.6}{2.68^2} = 720647.9 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 53497.4}{2.68^2} = 73512.7 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{2437.0}{720647.9}} = 1.003$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{2437.0}{73512.7}} = 1.034$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1.003 \cdot 946.0 = 949.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1.034 \cdot 1075.0 = 1111.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 821801.4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 92809.7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = -42633.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = -156463.9 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

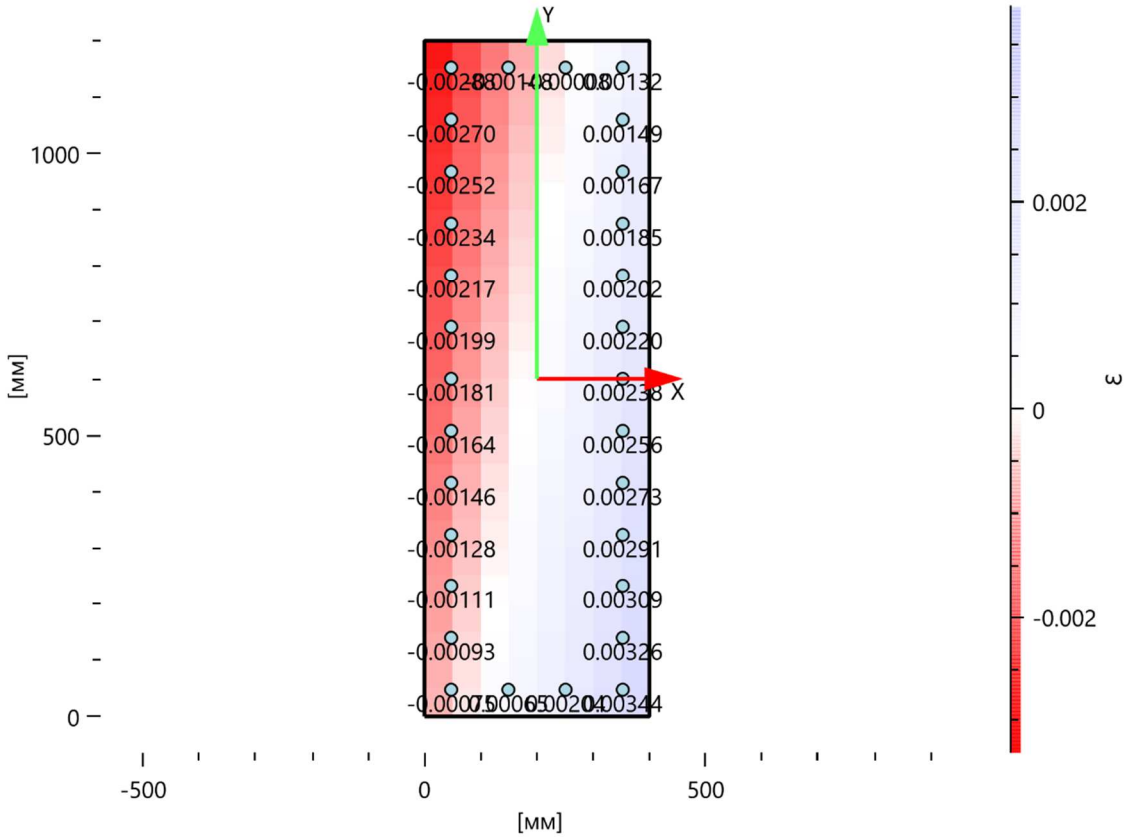
$$D_{23} = -290150.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 6559021.6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0.00192189; \frac{1}{r_y} = 0.01374557;\ \varepsilon_0 = 0.00028236$$

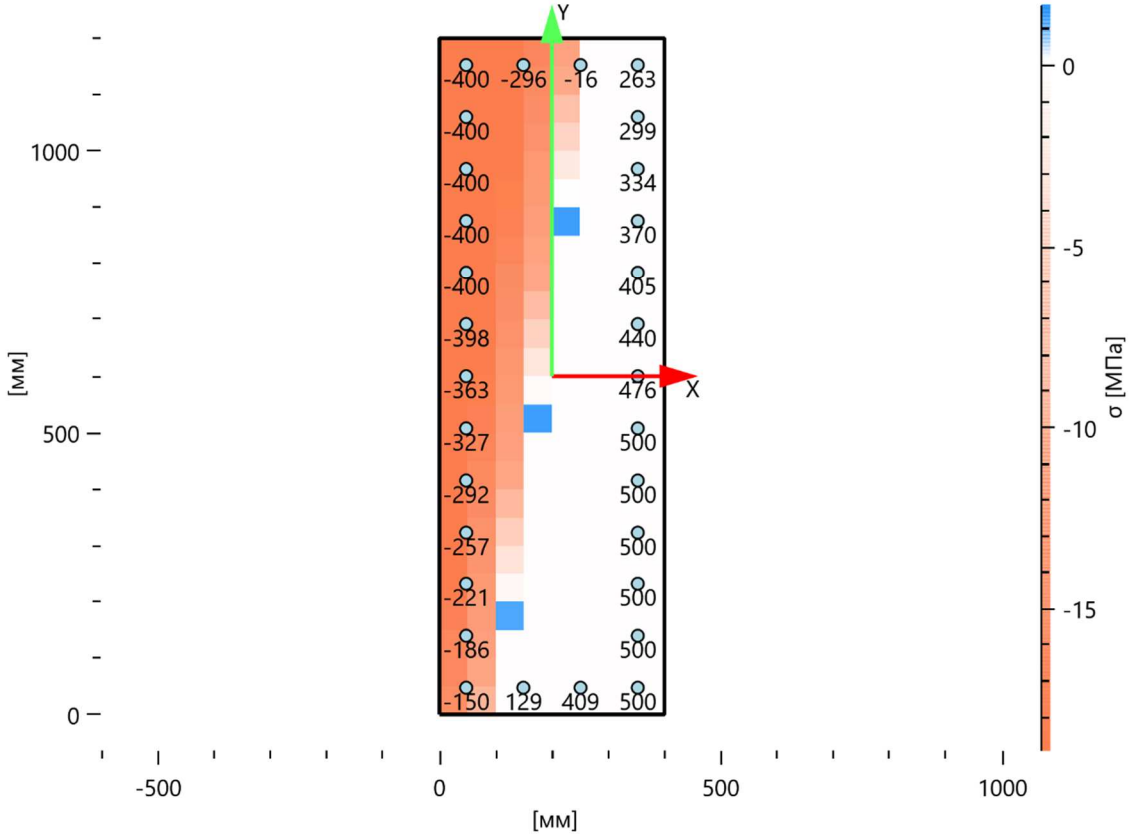
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.003228$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0.003440$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0.0035$

Т.к. условия:

$$\left|\varepsilon_{b,max}\right| = |-0.003228| = 0.003228 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.003440 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0.025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

ПИЛОН 400Х1200 В ОСЯХ П/14-П/15_П.1.Р (ОСНОВНОЕ СОЧЕТАНИЕ)

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N = -2086.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 306.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = 916.0$ кН · м
Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0.9$
Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -13.0$ кН
Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 42.0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{kr} = -1673.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 240.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = 733.0$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{dl} = -1571.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 223.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = 686.0$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

Бетон класса В30
Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0.85$
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0.85 = 14.45$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1.15 \cdot 0.85 = 0.9775$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0.0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0.00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А500
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$
Арматура у верхней и нижней грани - 4хØ25, защитный слой 35 мм
Арматура у боковой грани - 11хØ25, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А240
Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,x} = 1.01$ см^2
Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,y} = 1.01$ см^2
Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,в} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,в} = 6$
Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,ц} = 0.3$ м
Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,н} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,н} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ
Высота колонны $L = 3.35$ м
Ширина сечения $b = 0.4$ м
Высота сечения $h = 1.2$ м
Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0.8$, $\mu_y = 0.8$
Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0.3$ мм
Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0.4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$
$$l_{0,y} = \mu_y L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0.057600}{0.4 \cdot 1.2}} = 0.346 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0.006400}{0.4 \cdot 1.2}} = 0.115 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2.68}{0.346} = 7.7 \le 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2.68}{0.115} = 23.2 \le 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \ge \frac{L}{600} = \frac{3.35}{600} = 0.006 \text{ м}$$
$$e_{a,x} \ge \frac{h}{30} = \frac{1.2}{30} = 0.040 \text{ м};\ e_{a,y} \ge \frac{b}{30} = \frac{0.4}{30} = 0.013 \text{ м}$$
$$e_{a(x,y)} \ge 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{306.0}{-2086.0}\right| = 0.147 \text{ м}$$
$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{916.0}{-2086.0}\right| = 0.439 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0.147 \text{ м};\ e_{0,y} = \ 0.439 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0.9 = 1.9$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \le \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0.147}{1.2} = 0.122 \le 1{,}5$$

$$0{,}15 \le \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0.439}{0.4} = 1.098 \le 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0.150;\ \delta_{e,y} = 1.098$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1.9(0{,}3 + 0.150)} = 0.175$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1.9(0{,}3 + 1.098)} = 0.056$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0.175 \cdot 32500000 \cdot 0.057600 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.002115 = 612464.4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0.056 \cdot 32500000 \cdot 0.006400 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000302 = 53537.2 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 612464.4}{2.68^2} = 841610.3 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 53537.2}{2.68^2} = 73567.5 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{2086.0}{841610.3}} = 1.002$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{2086.0}{73567.5}} = 1.029$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1.002 \cdot 306.0 = 306.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1.029 \cdot 916.0 = 942.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте

сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 813225.6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 92708.7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = -5979.7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = -108735.4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

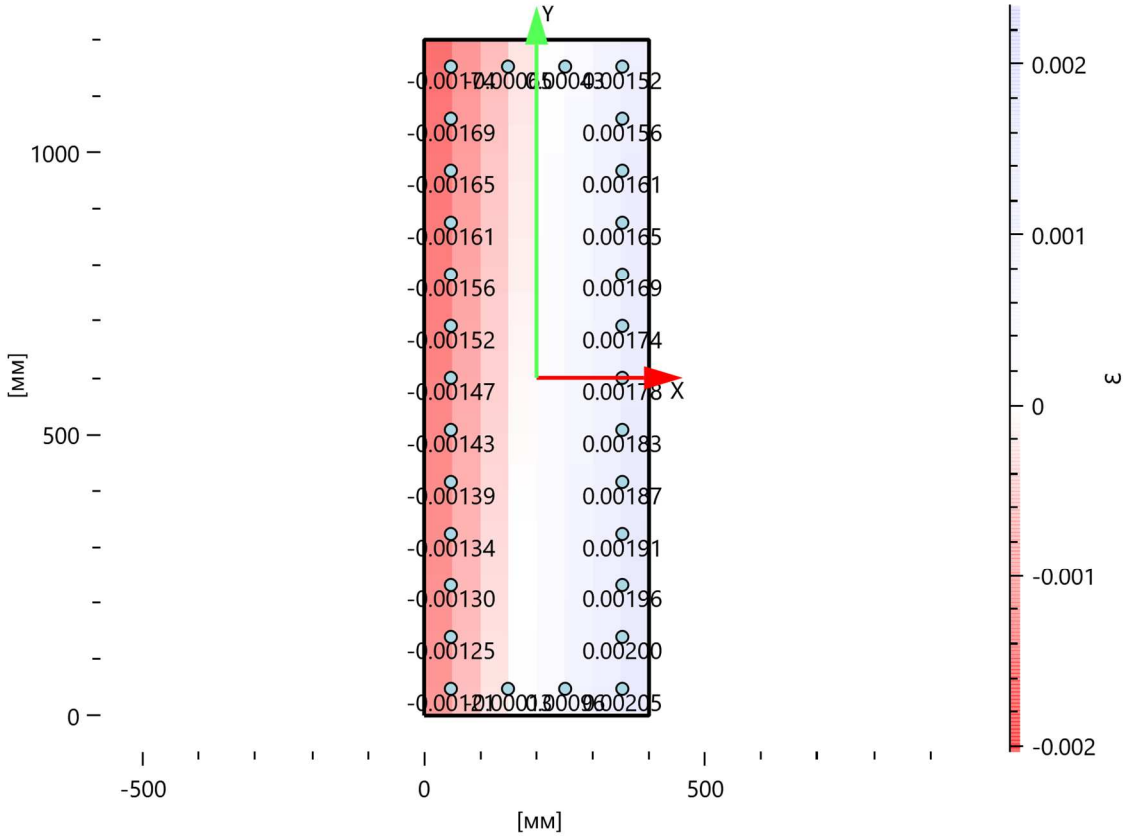
$$D_{23} = -285300.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 6557775.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0.00047632; \frac{1}{r_y} = 0.01067393;\ \varepsilon_0 = 0.00015418$$

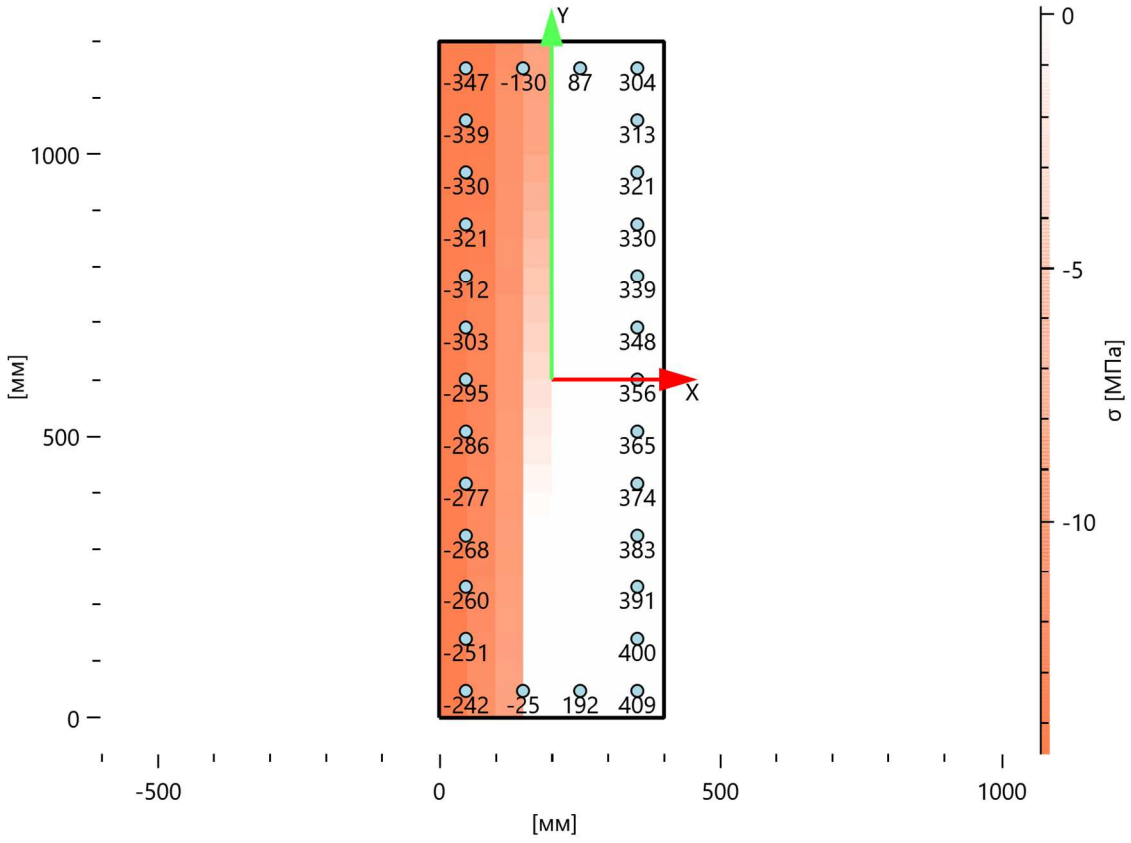
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.001988$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0.002045$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0.0035$

Т.к. условия:

$$|\varepsilon_{b,max}| = |-0.001988| = 0.001988 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.002045 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0.025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	2222919.4	255315.9	0	0	0	18066641.1
Mx,kr	2222919.4	255315.9	0	0	0	18066641.1
My,dl	1115237.6	123835.8	0	0	-527081.1	8773114.8
My,kr	1116618.6	120465.9	0	0	-507935.7	8784719.2

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	ε_0
Mx,dl	0.00010032	0	-8.696E-05
Mx,kr	0.00010797	0	-9.26E-05
My,dl	0	0.00641882	0.00020657
My,kr	0	0.00698451	0.0002134

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	σ_s, МПа	$\sigma_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	нет	–	–	–	–	–	–
Mx,kr	нет	–	–	–	–	–	–
My,dl	есть	0.3	0.007363	0.025	237.1	30.5	281
My,kr	есть	0.3	0.007363	0.025	255.7	30.1	289.9

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Ширина раскрытия нормальных трещин $a_{crc,i}$ $(i = 1, 2, 3)$ определяется по формуле:

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

где φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1.0 - при непродолжительном действии нагрузки;

1.4 - при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0.5 - для арматуры периодического профиля и канатной;

0.8 - для гладкой арматуры;

φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным

1.0 - для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1.2 - для растянутых элементов;

ψ_s - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\psi_s = 1 - 0.8\,\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}$$

l_s - базовое расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$l_s = 0.5\,\frac{A_{bt}}{A_s}d_s$$

Результаты расчета сведены в таблицу.

Направление	a_{crc1}, мм	a_{crc2}, мм	a_{crc3}, мм
вдоль оси X	0.298	0.232	0.213
вдоль оси Y	0.000	0.000	0.000

$$a_{crc1,x} = 0.298 \leq\ a_{crc1,ult} = 0.300 \text{ мм}$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

$$a_{crc,x} = a_{crc1,x} + a_{crc2,x} - a_{crc3,x} = 0.298 + 0.232 - 0.213 = 0.317 \leq\ a_{crc,ult} = 0.400 \text{ мм}$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0.4 \cdot 1.2 - 0.014725 = 0.465275 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b}A_s} = \frac{|2086.0|}{0.465275 + \frac{400}{14.45}\,(0.014725)} = 2389.77 \text{ кПа}$$

Т.к. $0 < \sigma_{\text{ср}} \leq 0{,}25R_b$, то

$$\phi_n = 1 + \frac{\sigma_{\text{ср}}}{R_b} = 1 + \frac{2389.77}{14450} = 1.165$$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0.4 - 0.0475 = 0.3525 \text{ м}$$

$$Q_x = 13.0 \text{ кН} \leq \varphi_n\varphi_{b1}R_b b h_0 = 1.165 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 1.2 \cdot 0.3525 = 2137.0 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 1.2 - 0.0475 = 1.1525 \text{ м}$$

$$Q_y = 42.0 \text{ кН} \leq \varphi_n\varphi_{b1}R_b b h_0 = 1.165 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 0.4 \cdot 1.1525 = 2328.9 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25R_{bt}b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4\phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5R_{bt}bh_0$ и не более $2{,}5R_{bt}bh_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0h_0$ и не более $2{,}0h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным $0{,}75$.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0.353	0.353	281.7	30.3	-312.0	-13.0	0.042
0.424	0.424	234.6	36.4	-271.0	-13.0	0.048
0.494	0.494	206.7	42.4	-249.2	-13.0	0.052
0.565	0.565	206.7	48.5	-255.2	-13.0	0.051
0.635	0.635	206.7	54.5	-261.3	-13.0	0.050
0.706	0.705	206.7	60.5	-267.3	-13.0	0.049
0.777	0.705	206.7	60.5	-267.3	-13.0	0.049
0.800	0.705	206.7	60.5	-267.3	-13.0	0.049
0.847	0.705	206.7	30.3	-237.0	-13.0	0.055
0.918	0.705	206.7	30.3	-237.0	-13.0	0.055
0.988	0.705	206.7	30.3	-237.0	-13.0	0.055
1.059	0.705	206.7	30.3	-237.0	-13.0	0.055

Вдоль оси Y

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
1.152	1.153	788.1	49.5	837.5	42.0	0.050
1.382	1.382	656.9	59.3	716.2	42.0	0.059
1.613	1.613	562.8	69.2	632.1	42.0	0.066
1.843	1.843	492.6	79.1	571.7	42.0	0.073
2.074	2.074	437.7	89.0	526.8	42.0	0.080
2.304	2.304	394.0	98.9	492.9	42.0	0.085
2.534	2.305	358.3	98.9	457.2	42.0	0.092
2.765	2.305	328.3	98.9	427.3	42.0	0.098
2.995	2.305	303.1	98.9	402.1	42.0	0.104
3.226	2.305	281.4	98.9	380.4	42.0	0.110
3.456	2.305	262.7	98.9	361.6	42.0	0.116

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольно оси колонны, не превышает допустимые значения.

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

ПИЛОН 400Х8200 В ОСЯХ 1/П_1.Л-1.М

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N = -1060.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 782.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = 20.0$ кН · м
Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0.9$
Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -13.0$ кН
Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 42.0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{kr} = -807.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 585.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = 13.0$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{dl} = -759.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 567.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = 12.0$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

Бетон класса В30
Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0.85$
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0.85 = 14.45$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1.15 \cdot 0.85 = 0.9775$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0.0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0.00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А500
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$
Арматура у верхней и нижней грани - 4хØ25, защитный слой 35 мм
Арматура у боковой грани - 4хØ25, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А240
Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,x} = 1.01$ см^2
Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,y} = 1.01$ см^2
Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,в} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,в} = 6$
Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,ц} = 0.3$ м
Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,н} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,н} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

Высота колонны $L = 3.35$ м
Ширина сечения $b = 0.4$ м
Высота сечения $h = 0.8$ м
Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0.8$, $\mu_y = 0.8$
Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0.3$ мм
Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0.4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

$$l_{0,y} = \mu_y L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0.017067}{0.4 \cdot 0.8}} = 0.231 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0.004267}{0.4 \cdot 0.8}} = 0.115 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2.68}{0.231} = 11.6 \le 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2.68}{0.115} = 23.2 \le 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \ge \frac{L}{600} = \frac{3.35}{600} = 0.006 \text{ м}$$

$$e_{a,x} \ge \frac{h}{30} = \frac{0.8}{30} = 0.027 \text{ м};\ e_{a,y} \ge \frac{b}{30} = \frac{0.4}{30} = 0.013 \text{ м}$$

$$e_{a(x,y)} \ge 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{782.0}{-1060.0}\right| = 0.738 \text{ м}$$

$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{20.0}{-1060.0}\right| = 0.019 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0.738 \text{ м};\ e_{0,y} = 0.019 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0.9 = 1.9$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \le \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0.738}{0.8} = 0.922 \le 1{,}5$$

$$0{,}15 \le \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0.019}{0.4} = 0.047 \le 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0.922;\ \delta_{e,y} = 0.150$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1.9(0{,}3 + 0.922)} = 0.065$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1.9(0{,}3 + 0.150)} = 0.175$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0.065 \cdot 32500000 \cdot 0.017067 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000586 = 116618.5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0.175 \cdot 32500000 \cdot 0.004267 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000142 = 43447.6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 116618.5}{2.68^2} = 160249.8 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 43447.6}{2.68^2} = 59703.0 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{1060.0}{160249.8}} = 1.007$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{1060.0}{59703.0}} = 1.018$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1.007 \cdot 782.0 = 787.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1.018 \cdot 20.0 = 20.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 243574.9 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 63651.9 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = -1538.9 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = -535008.0 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

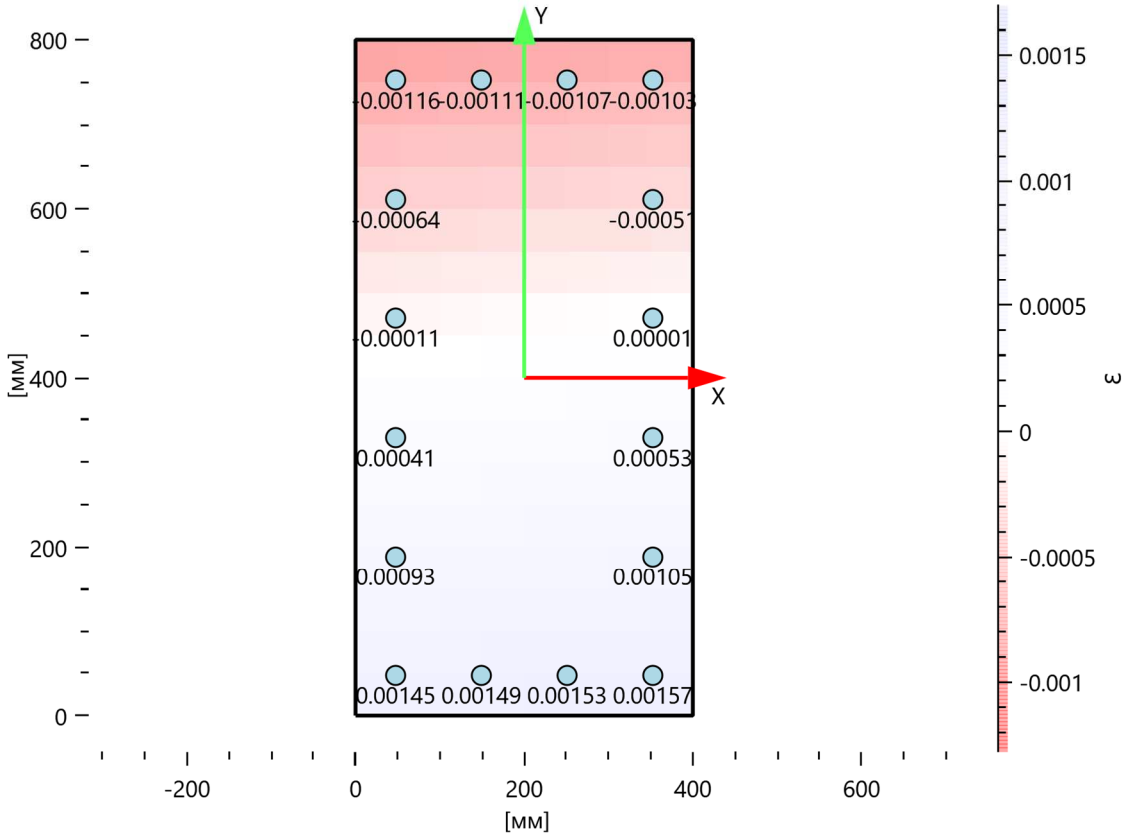
$$D_{23} = -843.5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 4388164.2 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0.00369308; \frac{1}{r_y} = 0.00041194;\ \varepsilon_0 = 0.00020878$$

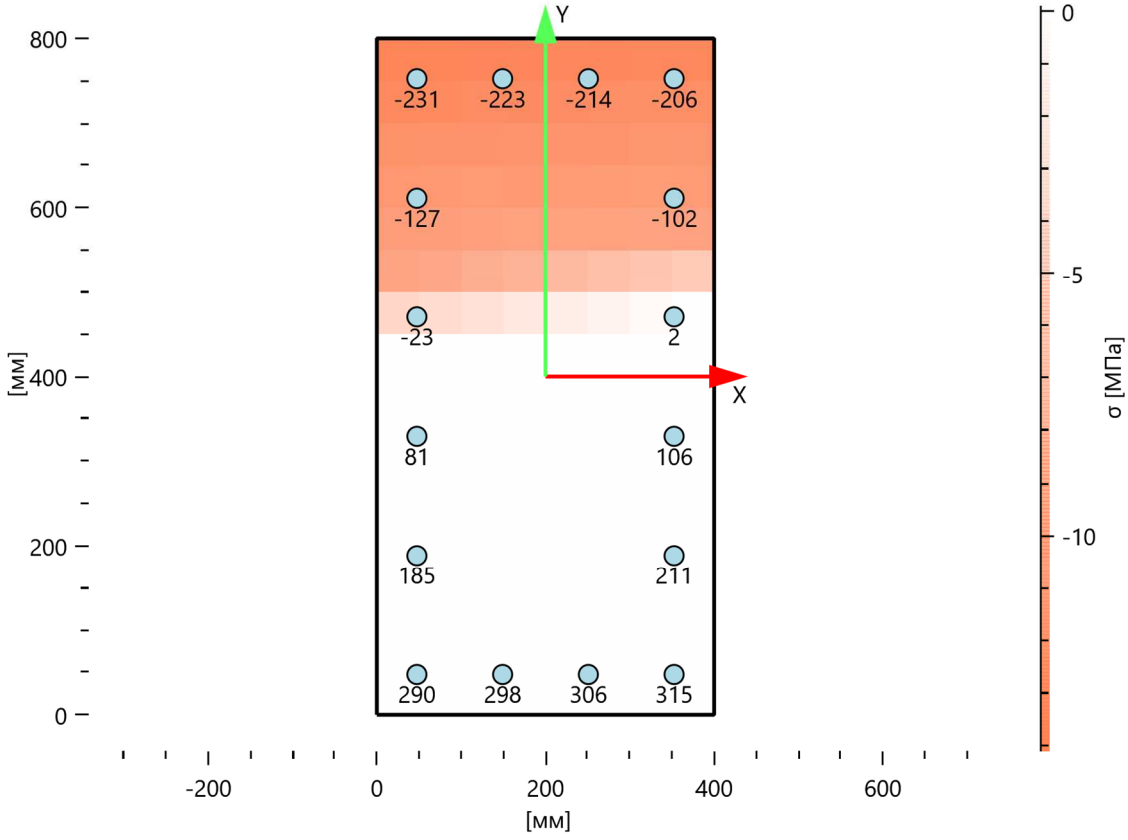
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.001248$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0.001573$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0.0035$

Т.к. условия:

$$|\varepsilon_{b,max}| = |-0.001248| = 0.001248 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.001573 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0.025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	350383.7	84615.6	0	-902174.5	0	5896283.1
Mx,kr	346371	84868	0	-893748.2	0	5917403.1
My,dl	650578.6	160295.7	0	0	0	11715541.9
My,kr	650578.6	160295.7	0	0	0	11715541.9

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	ε_0
Mx,dl	0.00212328	0	0.00019615
Mx,kr	0.00219089	0	0.00019453
My,dl	0	7.486E-05	-6.479E-05
My,kr	0	8.11E-05	-6.888E-05

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	σ_s, МПа	$\sigma_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	есть	0.2	0.004909	0.025	188.9	31.6	294.8
Mx,kr	есть	0.2	0.004909	0.025	193.4	31.5	303.1
My,dl	нет	–	–	–	–	–	–
My,kr	нет	–	–	–	–	–	–

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Ширина раскрытия нормальных трещин $a_{crc,i}$ $(i = 1, 2, 3)$ определяется по формуле:

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

где φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1.0 - при непродолжительном действии нагрузки;

1.4 - при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0.5 - для арматуры периодического профиля и канатной;

0.8 - для гладкой арматуры;

φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным

1.0 - для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1.2 - для растянутых элементов;

ψ_s - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\psi_s = 1 - 0.8\,\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}$$

l_s - базовое расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$l_s = 0.5\,\frac{A_{bt}}{A_s}d_s$$

Результаты расчета сведены в таблицу.

Направление	a_{crc1}, мм	a_{crc2}, мм	a_{crc3}, мм
вдоль оси X	0.000	0.000	0.000
вдоль оси Y	0.229	0.168	0.164

$$a_{crc1,y} = 0.229 \leq\ a_{crc1,ult} = 0.300 \text{ мм}$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

$$a_{crc,y} = a_{crc1,y} + a_{crc2,y} - a_{crc3,y} = 0.229 + 0.168 - 0.164 = 0.234 \leq\ a_{crc,ult} = 0.400 \text{ мм}$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0.4 \cdot 0.8 - 0.007853 = 0.312147 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b}A_s} = \frac{|1060.0|}{0.312147 + \frac{400}{14.45}\,(0.007853)} = 2001.77 \text{ кПа}$$

Т.к. $0 < \sigma_{\text{ср}} \leq 0{,}25R_b$, то

$$\phi_n = 1 + \frac{\sigma_{\text{ср}}}{R_b} = 1 + \frac{2001.77}{14450} = 1.139$$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0.4 - 0.0475 = 0.3525 \text{ м}$$

$$Q_x = 13.0 \text{ кН} \leq \varphi_n\varphi_{b1}R_b b h_0 = 1.139 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 0.8 \cdot 0.3525 = 1391.8 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 0.8 - 0.0475 = 0.7525 \text{ м}$$

$$Q_y = 42.0 \text{ кН} \leq \varphi_n\varphi_{b1}R_b b h_0 = 1.139 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 0.4 \cdot 0.7525 = 1485.6 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25R_{bt}b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4\phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5R_{bt}bh_0$ и не более $2{,}5R_{bt}bh_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0h_0$ и не более $2{,}0h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным $0{,}75$.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0.353	0.353	275.2	30.3	-305.5	-13.0	0.043
0.424	0.424	229.2	36.4	-265.6	-13.0	0.049
0.494	0.494	196.7	42.4	-239.1	-13.0	0.054
0.565	0.565	172.0	48.5	-220.5	-13.0	0.059
0.635	0.635	153.0	54.5	-207.5	-13.0	0.063
0.706	0.705	137.8	60.5	-198.4	-13.0	0.066
0.777	0.705	137.8	60.5	-198.4	-13.0	0.066
0.800	0.705	137.8	60.5	-198.4	-13.0	0.066
0.847	0.705	137.8	30.3	-168.1	-13.0	0.077
0.918	0.705	137.8	30.3	-168.1	-13.0	0.077
0.988	0.705	137.8	30.3	-168.1	-13.0	0.077
1.059	0.705	137.8	30.3	-168.1	-13.0	0.077

Вдоль оси Y

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0.753	0.753	502.1	64.6	566.8	42.0	0.074
0.800	0.800	472.6	68.7	541.3	42.0	0.078
0.904	0.904	418.3	38.8	457.1	42.0	0.092
1.054	1.054	358.7	45.2	404.0	42.0	0.104
1.205	1.205	313.8	51.7	365.5	42.0	0.115
1.355	1.355	279.1	58.2	337.2	42.0	0.125
1.506	1.505	251.1	64.6	315.7	42.0	0.133
1.657	1.505	228.2	64.6	292.8	42.0	0.143
1.807	1.505	209.3	64.6	273.9	42.0	0.153
1.958	1.505	193.1	64.6	257.7	42.0	0.163
2.108	1.505	179.4	64.6	244.0	42.0	0.172
2.259	1.505	167.4	64.6	232.0	42.0	0.181

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольно оси колонны, не превышает допустимые значения.

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

ПИЛОН 400Х800 В ОСЯХ П.1.К_П.6 (ОСОБОЕ СОЧЕТАНИЕ)

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N = -1733.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 369.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = 735.0$ кН · м
Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0.9$
Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -13.0$ кН
Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 42.0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{kr} = 0.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 0.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = 0.0$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{dl} = 0.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 0.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = 0.0$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

Бетон класса В30
Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0.85$
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0.85 = 14.45$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1.15 \cdot 0.85 = 0.9775$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0.0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0.00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А500
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$
Арматура у верхней и нижней грани - 4xØ25, защитный слой 35 мм

Арматура у боковой грани - 7xØ25, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса A240
Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,x} = 1.01$ см^2
Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,y} = 1.01$ см^2
Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,\text{в}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{в}} = 6$
Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,\text{ц}} = 0.3$ м
Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,\text{н}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{н}} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

Высота колонны $L = 3.35$ м
Ширина сечения $b = 0.4$ м
Высота сечения $h = 1.2$ м
Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0.8, \mu_y = 0.8$
Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0.3$ мм
Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0.4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$
$$l_{0,y} = \mu_y L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0.057600}{0.4 \cdot 1.2}} = 0.346 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0.006400}{0.4 \cdot 1.2}} = 0.115 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2.68}{0.346} = 7.7 \le 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2.68}{0.115} = 23.2 \le 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \ge \frac{L}{600} = \frac{3.35}{600} = 0.006 \text{ м}$$
$$e_{a,x} \ge \frac{h}{30} = \frac{1.2}{30} = 0.040 \text{ м};\ e_{a,y} \ge \frac{b}{30} = \frac{0.4}{30} = 0.013 \text{ м}$$
$$e_{a(x,y)} \ge 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{369.0}{-1733.0}\right| = 0.213 \text{ м}$$
$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{735.0}{-1733.0}\right| = 0.424 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0.213 \text{ м};\ e_{0,y} = 0.424 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0.9 = 1.9$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \le \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0.213}{1.2} = 0.177 \le 1{,}5$$

$$0{,}15 \le \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0.424}{0.4} = 1.060 \le 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0.177;\ \delta_{e,y} = 1.060$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1.9(0{,}3 + 0.177)} = 0.165$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1.9(0{,}3 + 1.060)} = 0.058$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0.165 \cdot 32500000 \cdot 0.057600 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.001724 = 541589.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0.058 \cdot 32500000 \cdot 0.006400 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000211 = 41211.0 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 541589.3}{2.68^2} = 744218.2 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 41211.0}{2.68^2} = 56629.6 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{1733.0}{744218.2}} = 1.002$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{1733.0}{56629.6}} = 1.032$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1.002 \cdot 369.0 = 369.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1.032 \cdot 735.0 = 758.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 767609.7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 77067.1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = -16211.6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = -64381.6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

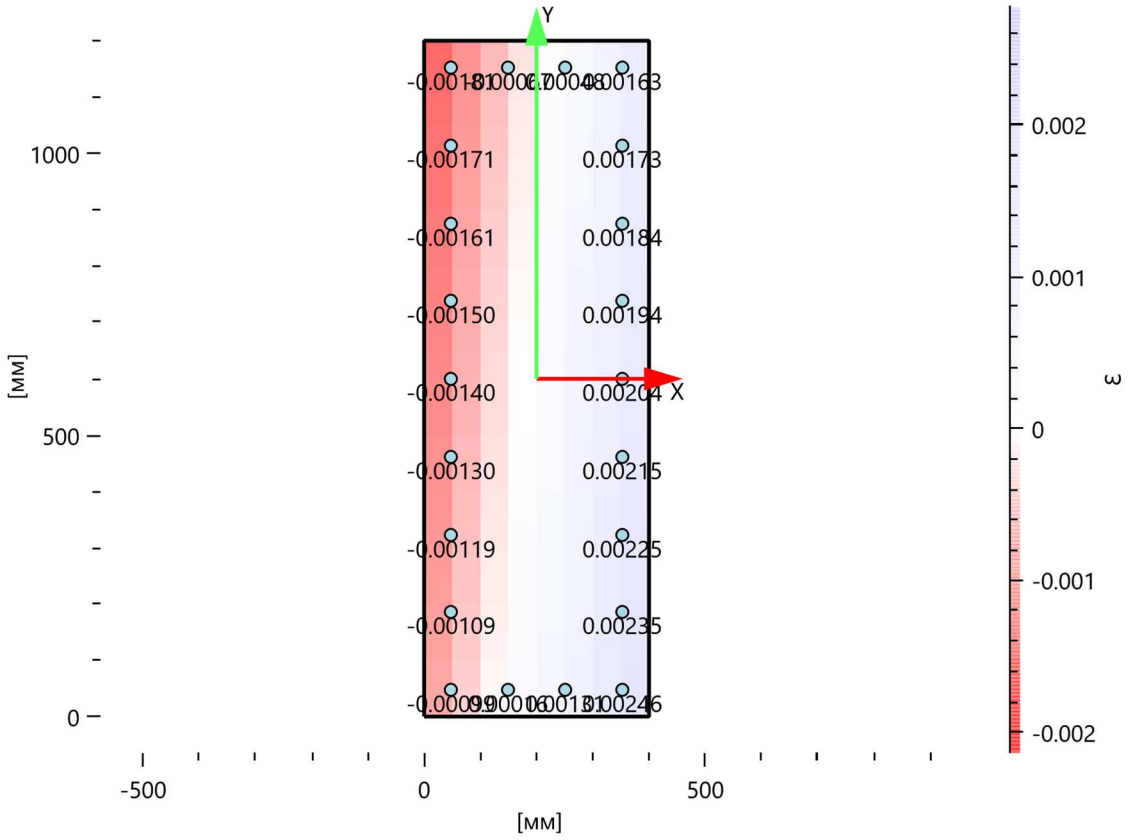
$$D_{23} = -309399.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 5623007.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0.00074712; \frac{1}{r_y} = 0.01128535;\ \varepsilon_0 = 0.00032132$$

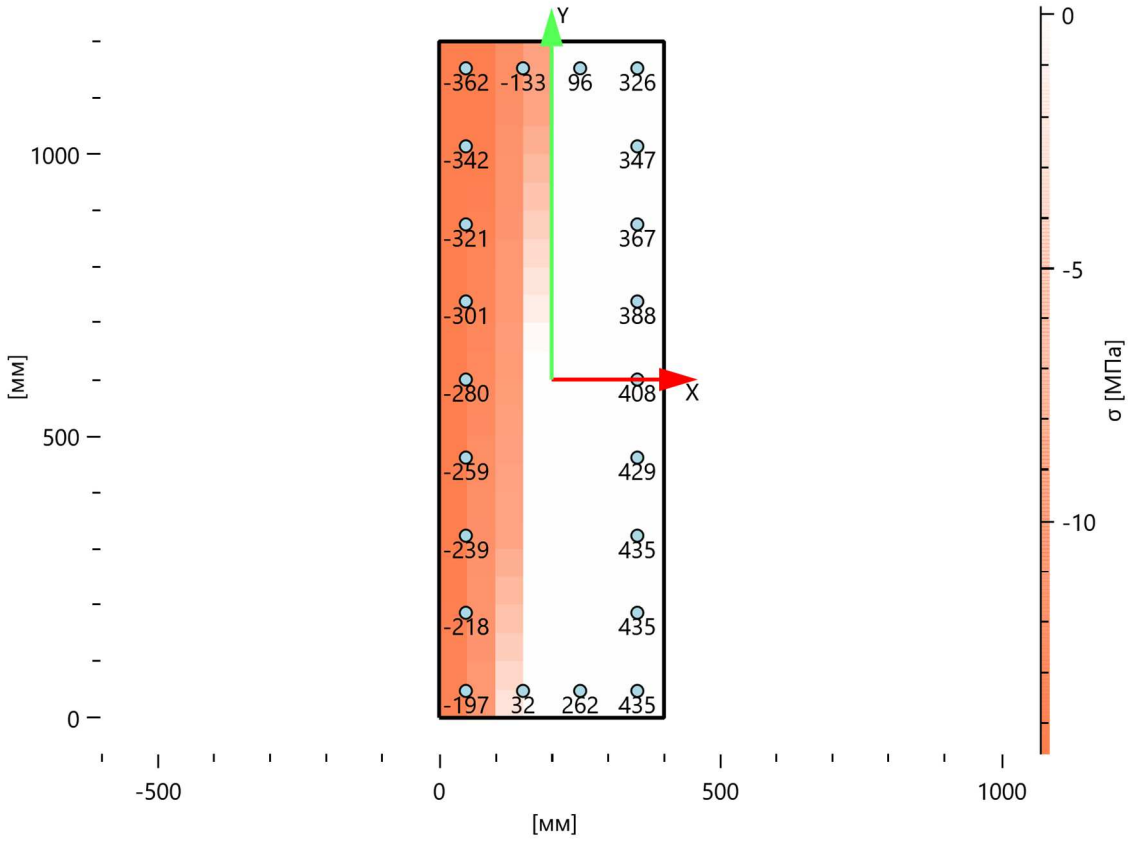
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.002083$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0.002455$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0.0035$

Т.к. условия:

$$\left|\varepsilon_{b,max}\right| = |-0.002083| = 0.002083 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.002455 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0.025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

ПИЛОН 400Х800 В ОСЯХ П.1.К_П.6 (ОСНОВНОЕ СОЧЕТАНИЕ)

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N = -1595.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 369.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = 660.0$ кН · м
Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0.9$
Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -13.0$ кН
Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 42.0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{kr} = -1281.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 294.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = 529.0$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

Продольная сила $N_{dl} = -1206.0$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 273.0$ кН · м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = 496.0$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

Бетон класса В30
Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0.85$
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0.85 = 14.45$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1.15 \cdot 0.85 = 0.9775$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0.85 = 18.7$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1.75 \cdot 0.85 = 1.4875$ МПа
Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0.0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0.00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса А500
Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$
Арматура у верхней и нижней грани - 4хØ25, защитный слой 35 мм

Арматура у боковой грани - 7xØ25, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Арматура класса A240
Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,x} = 1.01$ см^2
Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,y} = 1.01$ см^2
Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,\text{в}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{в}} = 6$
Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,\text{ц}} = 0.3$ м
Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,\text{н}} = 0.15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{н}} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

Высота колонны $L = 3.35$ м
Ширина сечения $b = 0.4$ м
Высота сечения $h = 1.2$ м
Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0.8, \mu_y = 0.8$
Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0.3$ мм
Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0.4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$
$$l_{0,y} = \mu_y L = 0.8 \cdot 3.35 = 2.68 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0.057600}{0.4 \cdot 1.2}} = 0.346 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0.006400}{0.4 \cdot 1.2}} = 0.115 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2.68}{0.346} = 7.7 \le 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2.68}{0.115} = 23.2 \le 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \ge \frac{L}{600} = \frac{3.35}{600} = 0.006 \text{ м}$$
$$e_{a,x} \ge \frac{h}{30} = \frac{1.2}{30} = 0.040 \text{ м};\ e_{a,y} \ge \frac{b}{30} = \frac{0.4}{30} = 0.013 \text{ м}$$
$$e_{a(x,y)} \ge 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{369.0}{-1595.0}\right| = 0.231 \text{ м}$$
$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{660.0}{-1595.0}\right| = 0.414 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0.231 \text{ м};\ e_{0,y} = 0.414 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0.9 = 1.9$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \le \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0.231}{1.2} = 0.193 \le 1{,}5$$

$$0{,}15 \le \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0.414}{0.4} = 1.034 \le 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0.193;\ \delta_{e,y} = 1.034$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1.9(0{,}3 + 0.193)} = 0.160$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1.9(0{,}3 + 1.034)} = 0.059$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0.160 \cdot 32500000 \cdot 0.057600 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.001724 = 532234.5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0.059 \cdot 32500000 \cdot 0.006400 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0.000211 = 41436.8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 532234.5}{2.68^2} = 731363.3 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 41436.8}{2.68^2} = 56939.9 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{1595.0}{731363.3}} = 1.002$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{1595.0}{56939.9}} = 1.029$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1.002 \cdot 369.0 = 369.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1.029 \cdot 660.0 = 679.0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

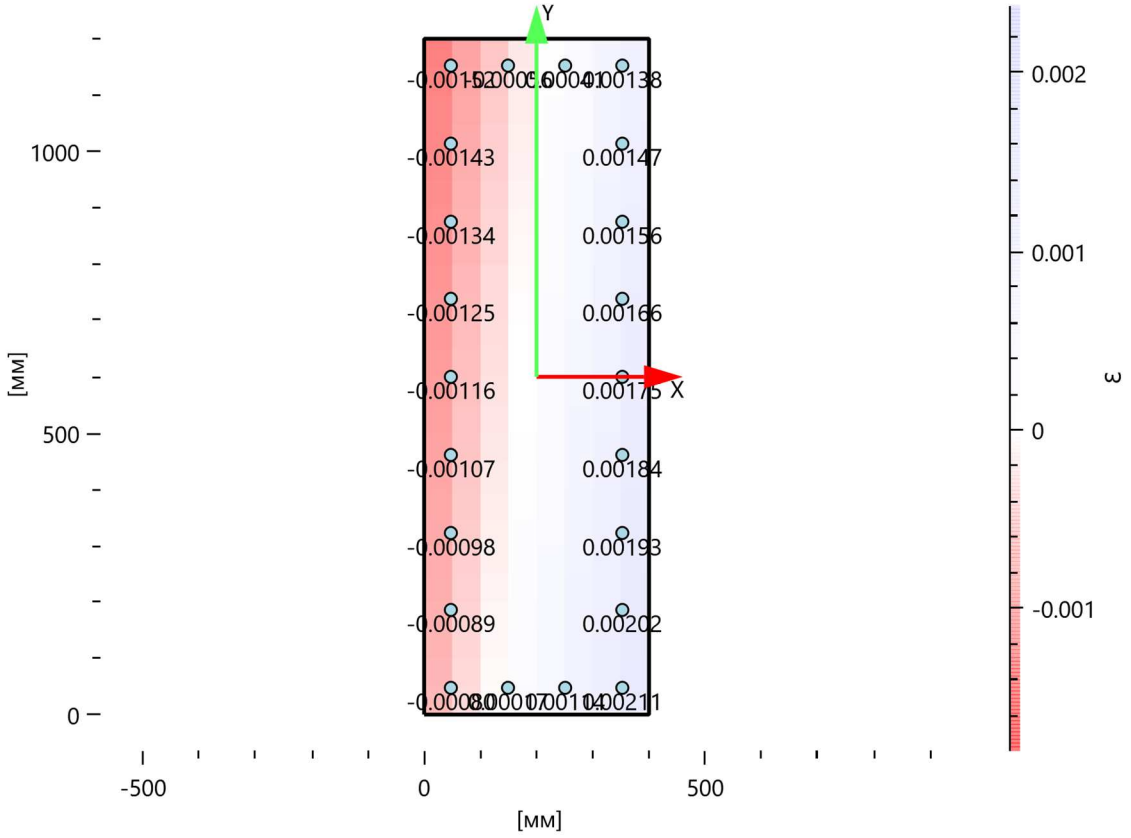
Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 812020.1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 82826.0 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$
$$D_{12} = -15360.1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = -57706.5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$
$$D_{23} = -344801.3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 5925516.0 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$
$$\frac{1}{r_x} = 0.00065656; \frac{1}{r_y} = 0.00953595;\ \varepsilon_0 = 0.00029211$$

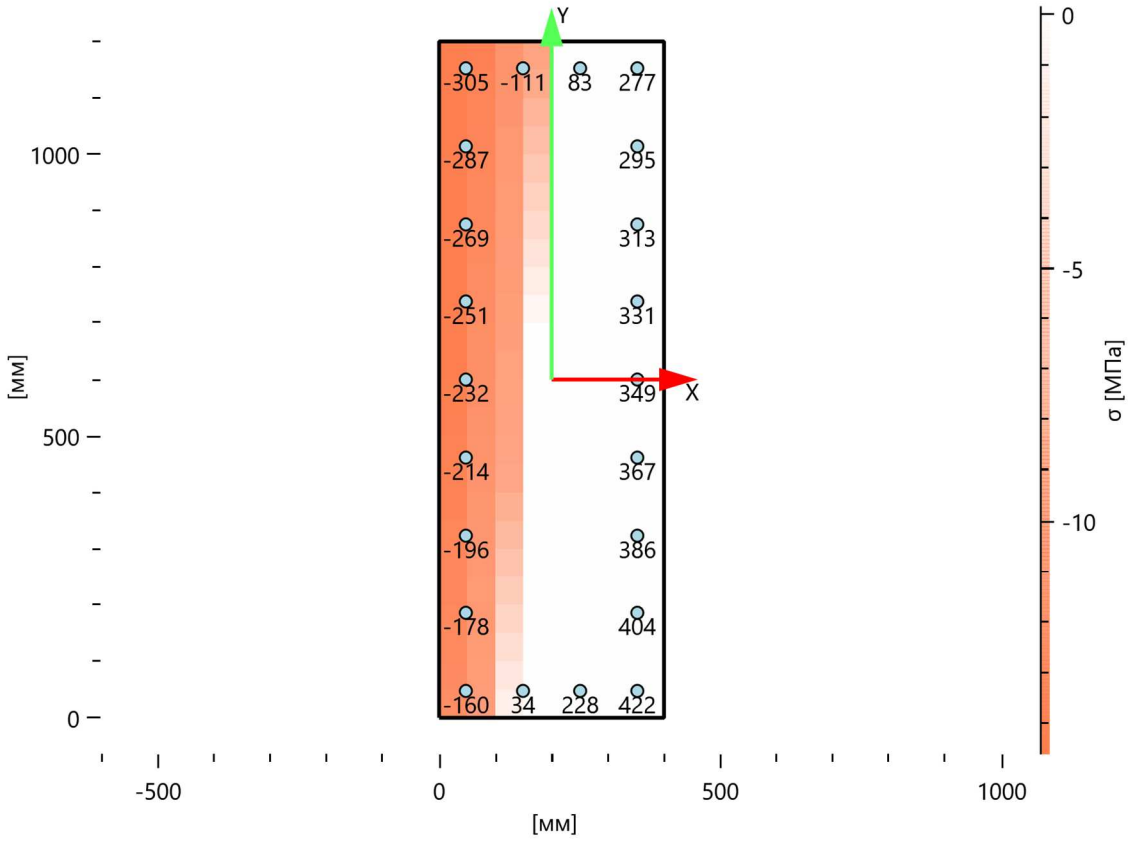
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.001754$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0.002109$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0.0035$

Т.к. условия:

$$|\varepsilon_{b,max}| = |-0.001754| = 0.001754 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.002109 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0.025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	2157383.8	240018.6	0	-3.3	0	17408870.1
Mx,kr	2157383.8	240018.6	0	-3.3	0	17408870.1
My,dl	1015084.1	119994.8	-0.2	-3.6	-607576.2	7812790.9
My,kr	983531	114282.6	-0.1	-3.9	-568763.3	7548818.1

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	ε_0
Mx,dl	0.00012654	0	-6.928E-05
Mx,kr	0.00013628	0	-7.358E-05
My,dl	0	0.00552905	0.00027561
My,kr	0	0.0060547	0.00028649

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	σ_s, МПа	$\sigma_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	нет	–	–	–	–	–	–
Mx,kr	нет	–	–	–	–	–	–
My,dl	есть	0.3	0.0054	0.025	223.8	33.3	233
My,kr	есть	0.3	0.0054	0.025	242	33	239.5

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Ширина раскрытия нормальных трещин $a_{crc,i}$ $(i = 1, 2, 3)$ определяется по формуле:

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

где φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1.0 - при непродолжительном действии нагрузки;

1.4 - при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0.5 - для арматуры периодического профиля и канатной;

0.8 - для гладкой арматуры;

φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным

1.0 - для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1.2 - для растянутых элементов;

ψ_s - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\psi_s = 1 - 0.8\,\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}$$

l_s - базовое расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$l_s = 0.5\,\frac{A_{bt}}{A_s} d_s$$

Результаты расчета сведены в таблицу.

Направление	a_{crc1}, мм	a_{crc2}, мм	a_{crc3}, мм
вдоль оси X	0.276	0.216	0.197
вдоль оси Y	0.000	0.000	0.000

$$a_{crc1,x} = 0.276 \leq\ a_{crc1,ult} = 0.300 \text{ мм}$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

$$a_{crc,x} = a_{crc1,x} + a_{crc2,x} - a_{crc3,x} = 0.276 + 0.216 - 0.197 = 0.294 \leq\ a_{crc,ult} = 0.400 \text{ мм}$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0.4 \cdot 1.2 - 0.010798 = 0.469202 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b} A_s} = \frac{|1595.0|}{0.469202 + \frac{400}{14.45}\,(0.010798)} = 2076.53 \text{ кПа}$$

Т.к. $0 < \sigma_{\text{ср}} \leq 0{,}25R_b$, то

$$\phi_n = 1 + \frac{\sigma_{\text{ср}}}{R_b} = 1 + \frac{2076.53}{14450} = 1.144$$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0.4 - 0.0475 = 0.3525 \text{ м}$$

$$Q_x = 13.0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1.144 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 1.2 \cdot 0.3525 = 2097.2 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 1.2 - 0.0475 = 1.1525 \text{ м}$$

$$Q_y = 42.0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1.144 \cdot 0{,}3 \cdot 14450 \cdot 0.4 \cdot 1.1525 = 2285.6 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25R_{bt}b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4\phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5R_{bt}bh_0$ и не более $2{,}5R_{bt}bh_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0h_0$ и не более $2{,}0h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным $0{,}75$.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0.353	0.353	276.5	30.3	-306.8	-13.0	0.042
0.424	0.424	230.2	36.4	-266.6	-13.0	0.049
0.494	0.494	206.7	42.4	-249.2	-13.0	0.052
0.565	0.565	206.7	48.5	-255.2	-13.0	0.051
0.635	0.635	206.7	54.5	-261.3	-13.0	0.050
0.706	0.705	206.7	60.5	-267.3	-13.0	0.049
0.777	0.705	206.7	60.5	-267.3	-13.0	0.049
0.800	0.705	206.7	60.5	-267.3	-13.0	0.049
0.847	0.705	206.7	30.3	-237.0	-13.0	0.055
0.918	0.705	206.7	30.3	-237.0	-13.0	0.055
0.988	0.705	206.7	30.3	-237.0	-13.0	0.055
1.059	0.705	206.7	30.3	-237.0	-13.0	0.055

Вдоль оси Y

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
1.152	1.153	773.4	49.5	822.9	42.0	0.051
1.382	1.382	644.7	59.3	704.0	42.0	0.060
1.613	1.613	552.4	69.2	621.6	42.0	0.068
1.843	1.843	483.4	79.1	562.5	42.0	0.075
2.074	2.074	429.6	89.0	518.6	42.0	0.081
2.304	2.304	386.7	98.9	485.6	42.0	0.086
2.534	2.305	351.6	98.9	450.5	42.0	0.093
2.765	2.305	322.2	98.9	421.2	42.0	0.100
2.995	2.305	297.5	98.9	396.4	42.0	0.106
3.226	2.305	276.2	98.9	375.1	42.0	0.112
3.456	2.305	257.8	98.9	356.7	42.0	0.118

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

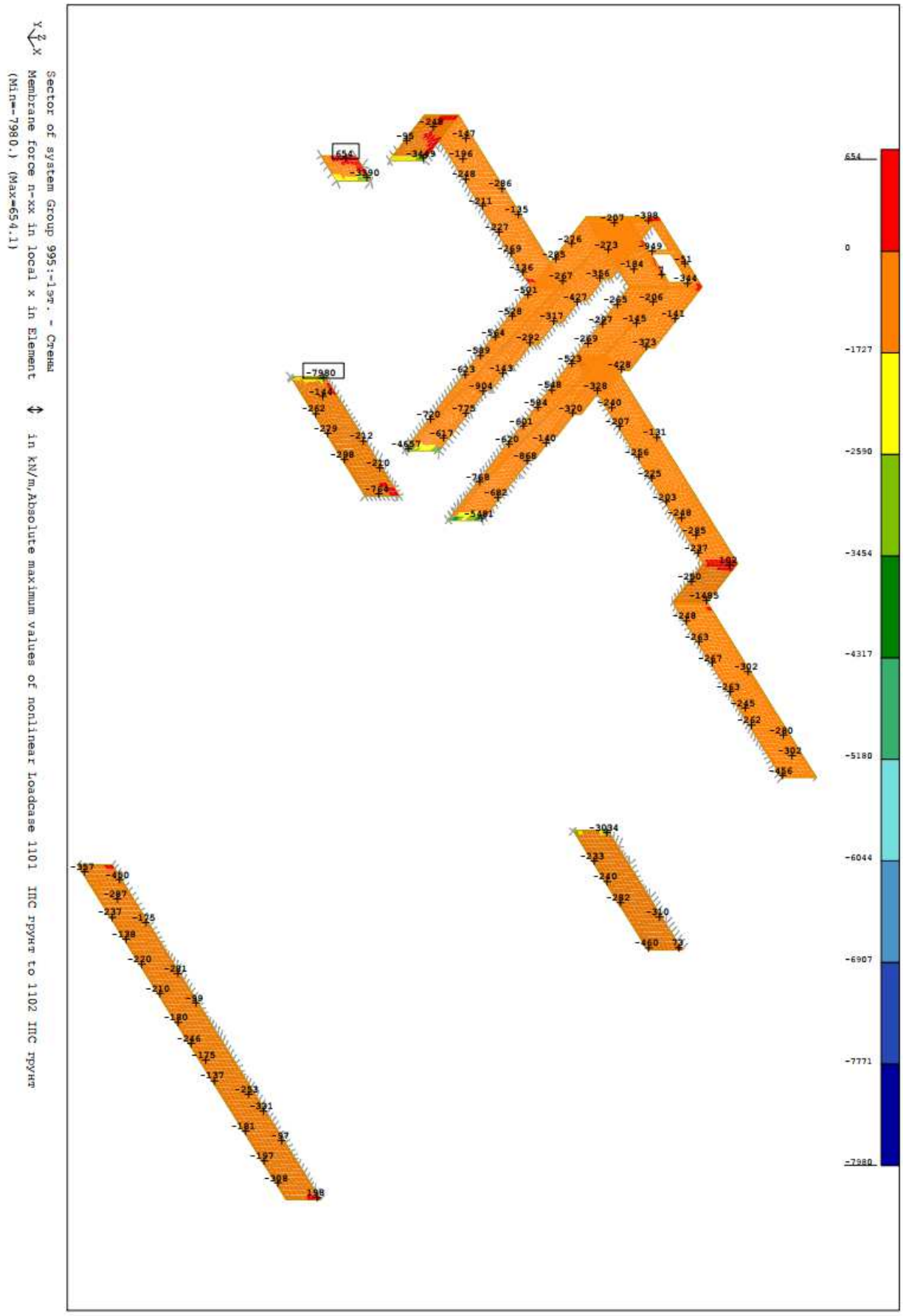
Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольно оси колонны, не превышает допустимые значения.

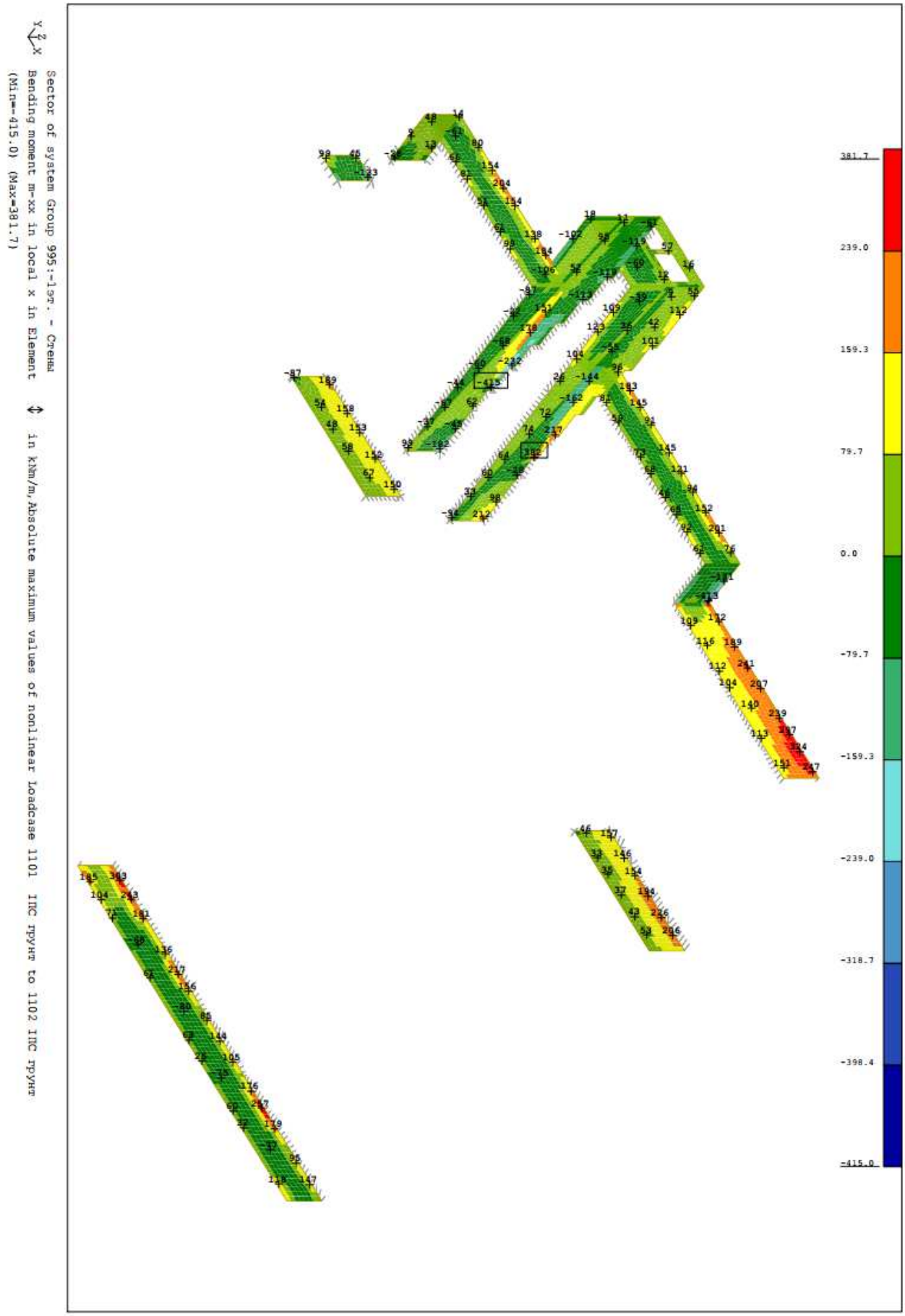
Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

5.8. НЕСУЩИЕ СТЕНЫ

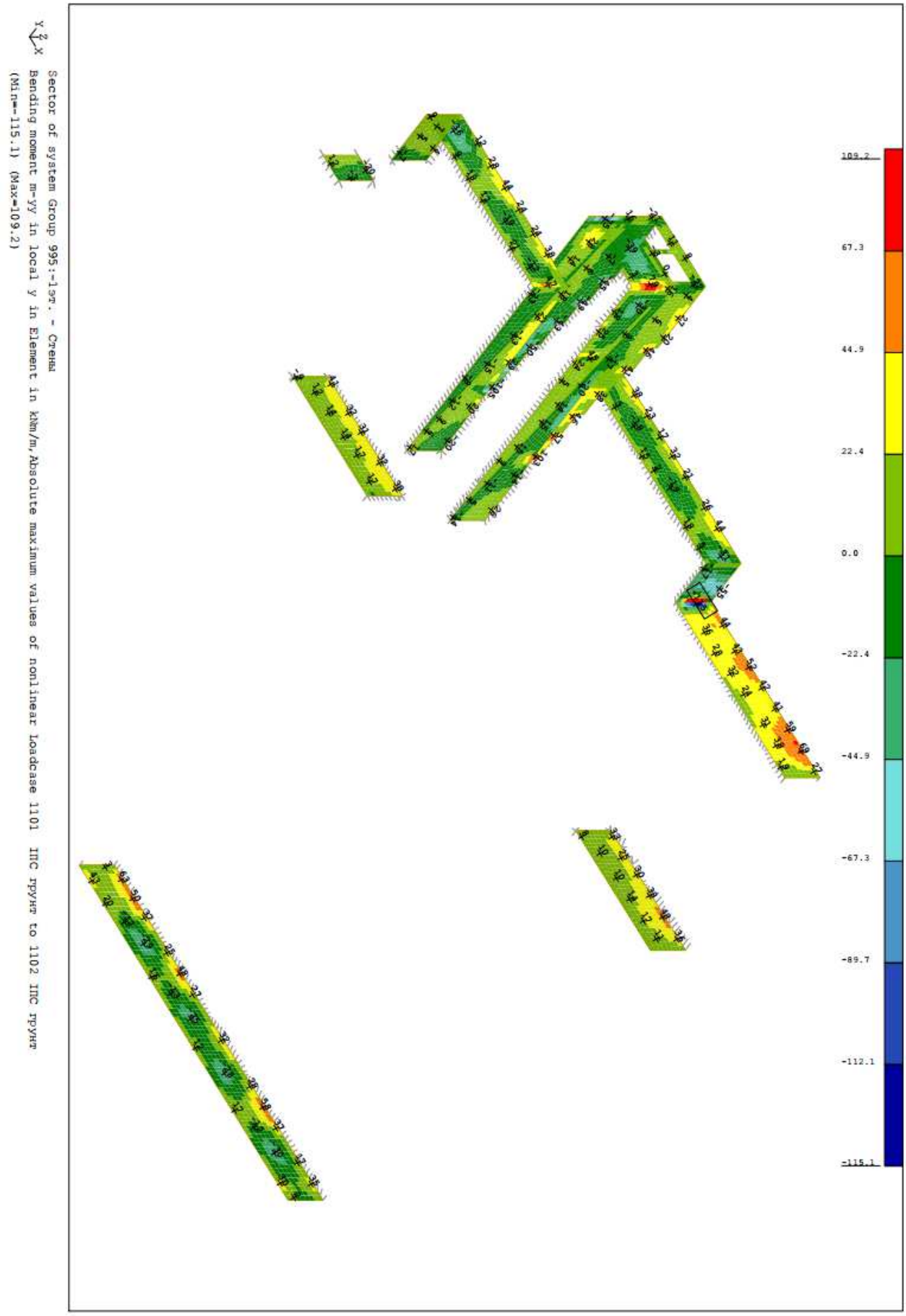
Продольное усилие от расчетного основного и особого сочетания нагрузок N_x, кН/м



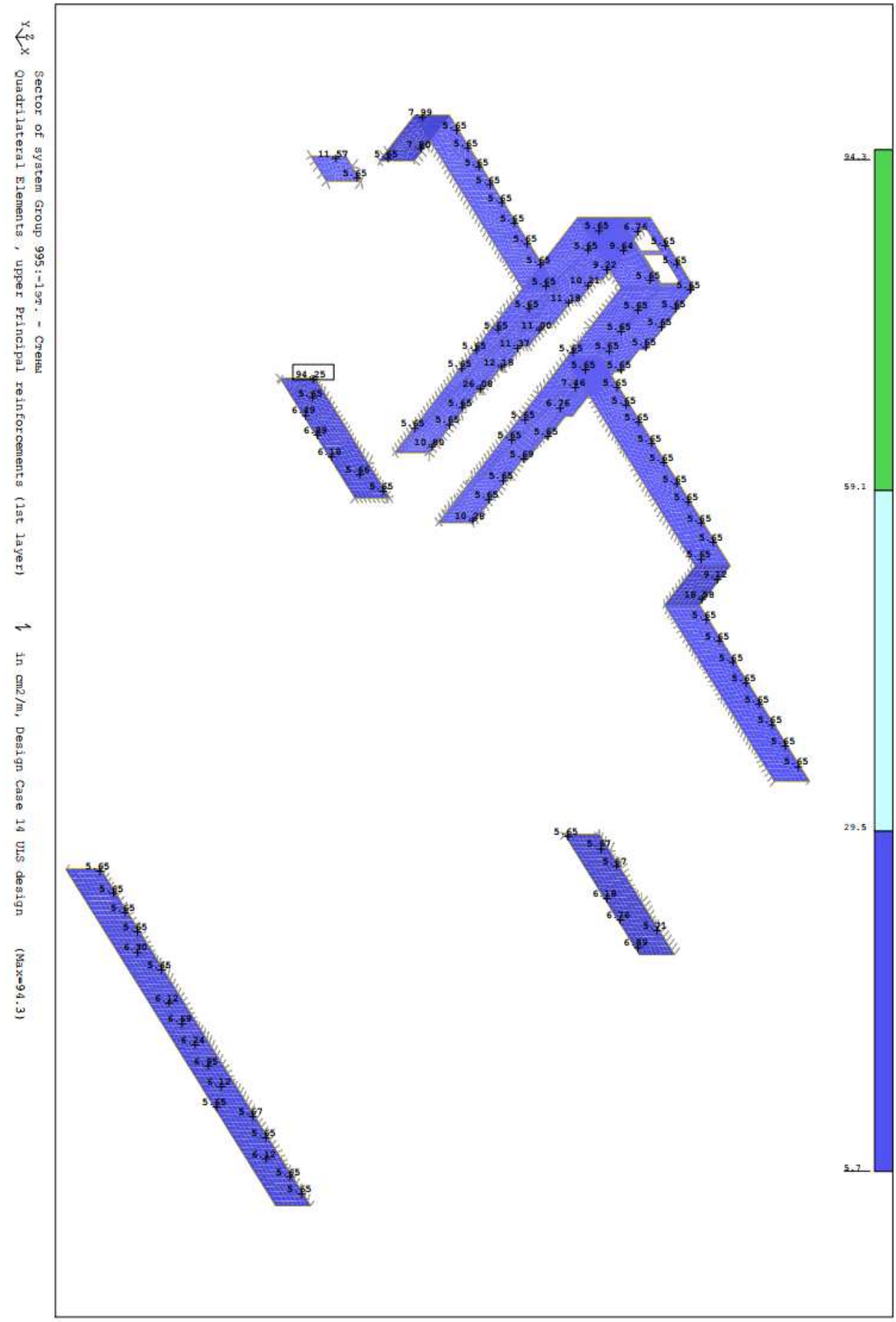
Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_x, кН·м/м



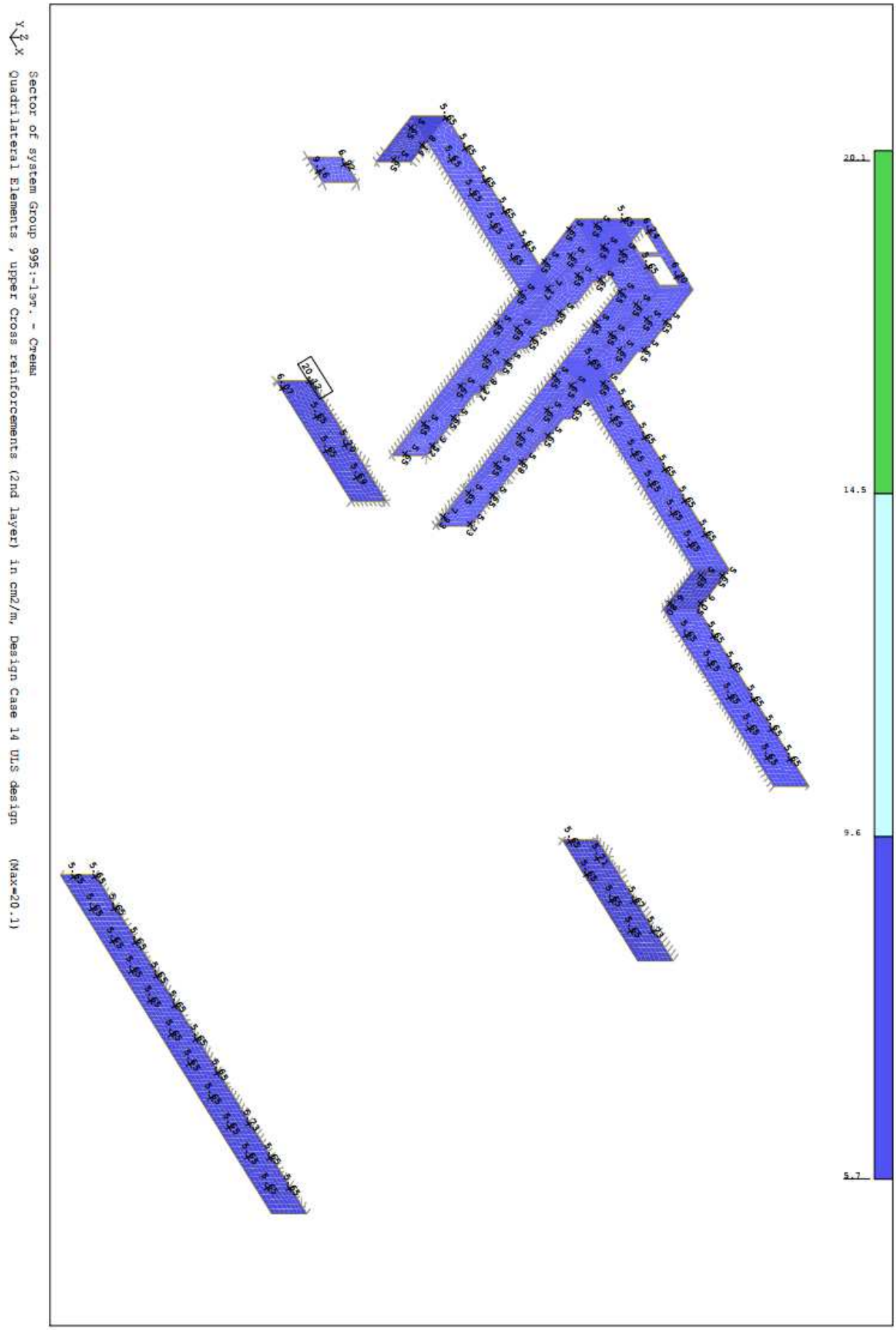
Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок My, кН·м/м



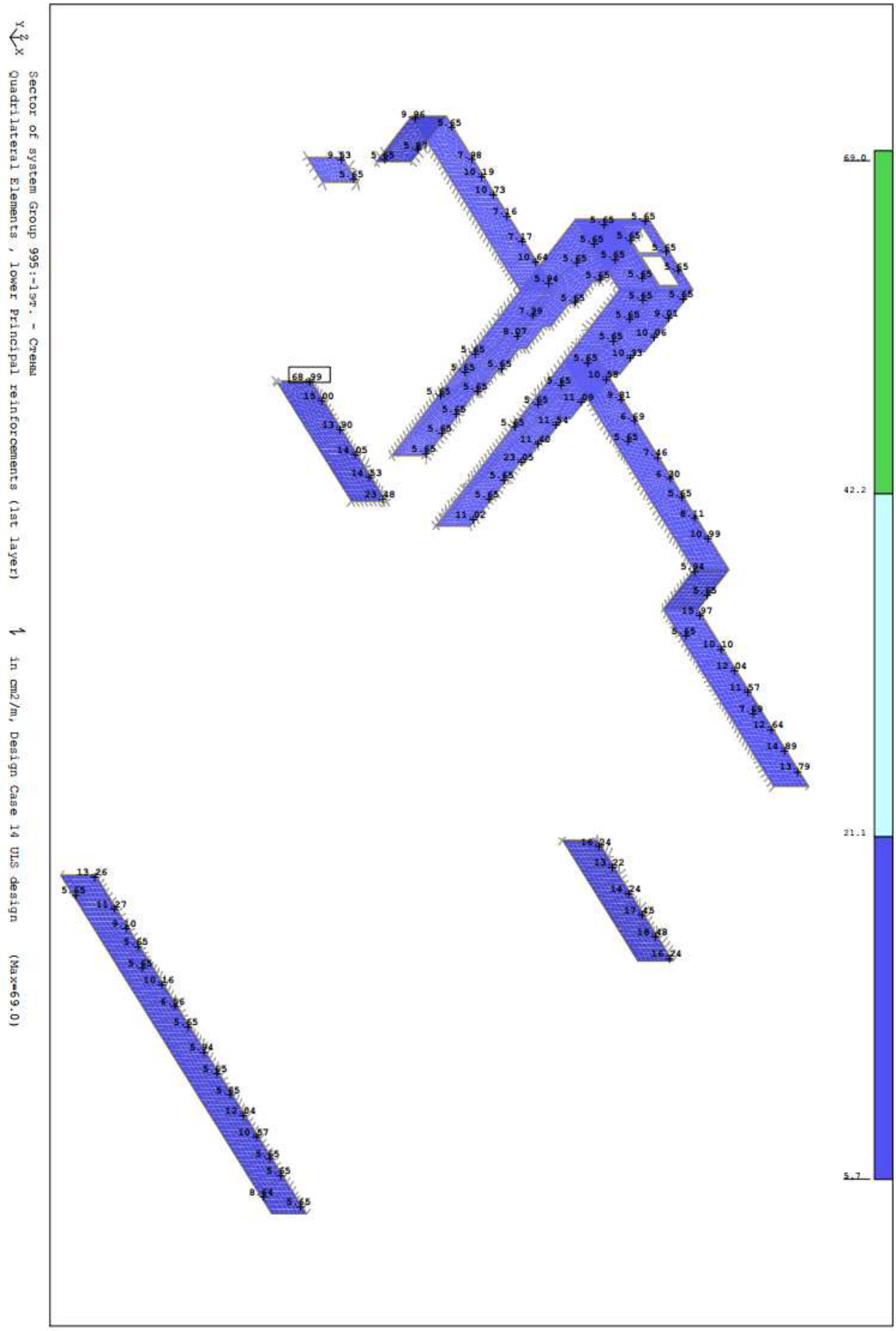
Верхнее армирование по оси X, см²/м



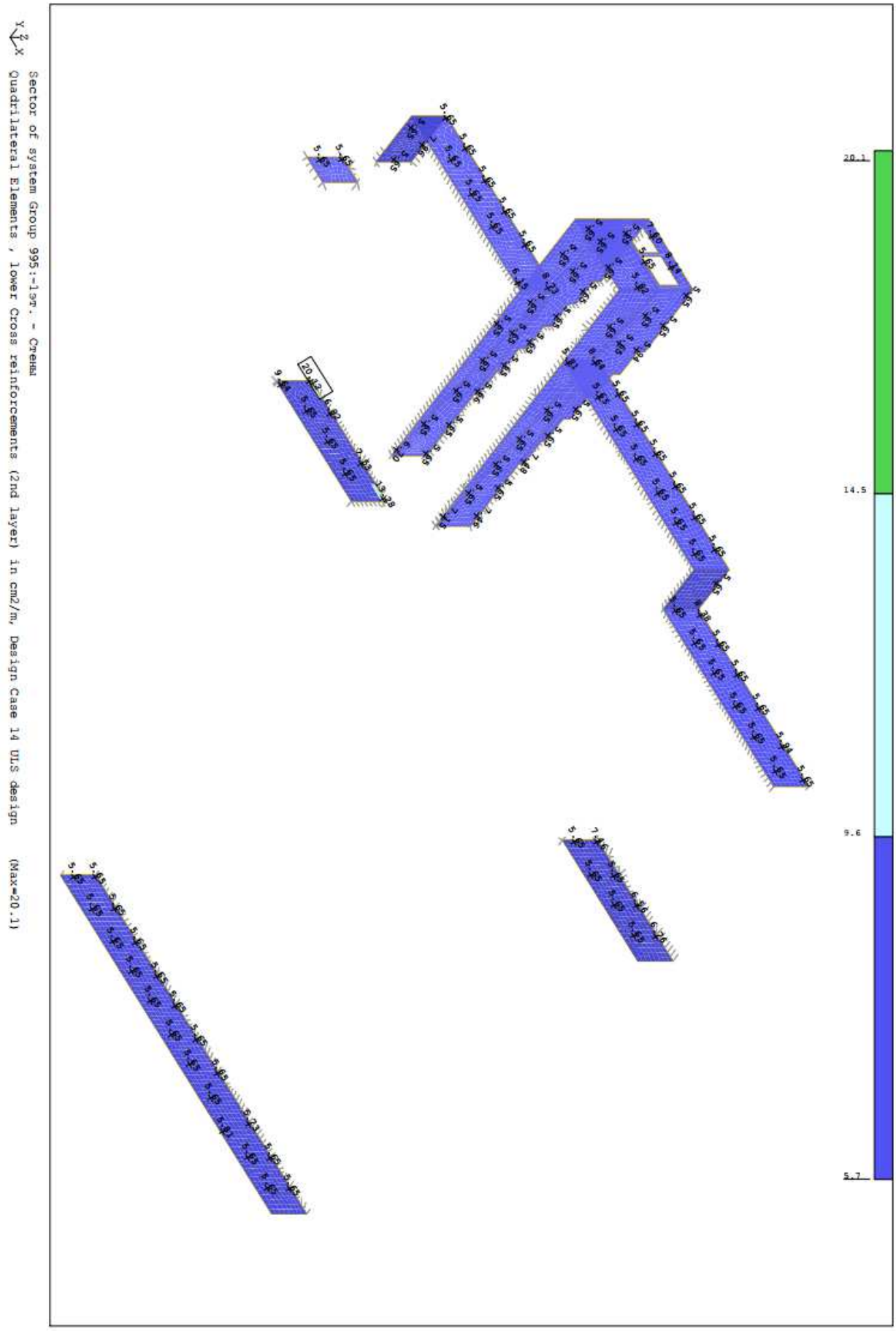
Верхнее армирование по оси Y, см²/м



Нижнее армирование по оси X, см²/м



Нижнее армирование по оси Y, см²/м



5.9. РАСЧЕТ НА ВСПЛЫТИЕ

Площадь паркинга, А =	4483	м²
Объема бетона в фундаментной плите и плите покрытия, Vпл =	4729	м³
Объема бетона пилонов, Vпил =	642.5	м³
Удельный вес бетона, γb =	2.4	т/м³

Сбор нагрузок на покрытие стилобата

Наименование	*Удельный вес, кг/м³*	*Толщина, мм*	*Нормативная нагрузка, кгс/м²*
Плита мощения	*1800*	*80*	*144*
Сухая цем-песч. смесь	*1800*	*40*	*72*
Жесткий бетон В7.5	*2400*	*120*	*288*
Песок мелкий	*1650*	*300*	*495*
Отсыпка песком	*1650*	*760*	*1254*
Утеплитель ПП Carbon	*36*	*150*	*5*
Гидроизоляция Техноэласт ЭПП (2 слоя)			*8*
Ц.п. стяжка	*1800*	*50*	*90*
Керамзитобетон D800	*800*	*150*	*120*
		Итого	***2476***

Вес покрытия стилобата, mпокр =	2.48	т/м³
Вес пригруза от постоянных нагрузок, $m_{пр} = \gamma_b(V_{пил} + V_{пл}) + m_{покр}A =$	24 009.4	т
УГВ с учетом прогнозирования 150.75 + 1.0 =	151.75	
Отм. подошвы фундаментной плиты	148.15	
Превышение УГВ над фундаментной плитой, Нв =	3.6	м
Удельный вес воды, γв =	1	т/м³
Давление грунтовых вод на подошву фундамента, Рв = А*Нв*γв =	16138.8	т
Коэффициент использования по всплытию $k_{исп} = \frac{P_в}{0.9\ m_{пр}} =$	0.75	< 1

Устойчивость к всплытию обеспечена.

5.10. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ УКРЫТИЯ НА ОБЕСПЕЧЕНИЕ ЗАЩИТЫ УКРЫВАЕМЫХ ОТ ФУГАСНОГО И ОСКОЛОЧНОГО ДЕЙСТВИЯ ОБЫЧНЫХ СРЕДСТВ ПОРАЖЕНИЯ

Расчет производится в соответствии с приложением Б к СП 88.13330.2014. Схематический разрез конструкций автостоянки по оси П.11 приведен на рисунке 1.

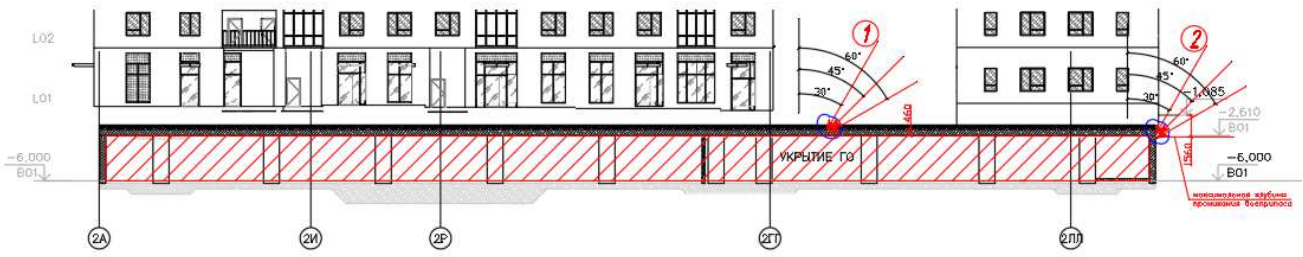


Рисунок 1. Схематический разрез конструкций автостоянки по оси П.11 с нанесением возможных сценариев воздействия боеприпаса на конструкции укрытия.

В соответствии со сведениями о виде и интенсивности воздействия средств поражения на укрытия, предоставленными Главным управлением МЧС России по г. Москве (Приложение А), необходимо обеспечить защиту укрываемых от боеприпаса, обладающего характеристиками, приведенными в таблице 1.

Таблица 1. Характеристики расчетного боеприпаса.

ТИП БОЕВОЙ ЧАСТИ	ВЕС БОЕВОЙ ЧАСТИ, КГ	СКОРОСТЬ ВСТРЕЧИ, М/С	УГОЛ ПОДХОДА К ГОРИЗОНТУ, ГРАД.	ВЕС ВВ В ТРОТИЛОВОМ ЭКВИВАЛЕНТЕ, КГ	ДИАМЕТР БОЕПРИПАСА, М
Фугасная	17,0	350	30-60	2.0	0,114

В соответствии со схемой, приведенной на рисунке 1, принимаем наиболее опасный вариант подлета фугасного боеприпаса с любой из сторон, когда он попадает во внутреннее пространство комплекса, то есть здания высотных корпусов №1-2 не обеспечивают дополнительной защиты.

Исходя из этого, рассматриваем следующие сценарии проникновения боеприпаса к наружным конструкциям укрытия:

Через конструкции покрытий внутреннего пространства к перекрытию -1 этажа автостоянки.

Через конструкции покрытий наружного пространства и грунт к наружным стенам -1 этажа автостоянки по осям 2А, П.1Ш.

Через конструкции въездной рампы к внутренней стене укрытия по оси 2/П.

РАСЧЕТНЫЙ СЦЕНАРИЙ 1

Рассмотрим сценарий с проникновением фугасного боеприпаса через конструкции покрытий внутреннего пространства к перекрытию -1 этажа, в котором располагается укрытие.

Так как конструкции покрытий внутреннего пространства различные, принимаем наиболее податливую проникновению боеприпаса конструкцию. В нашем случае – конструкция на основе грунта, предназначенная для озеленения. В конструкции покрытия внутреннего пространства выделяются следующие конструктивные слои, различные по коэффициенту податливости проникания боеприпаса:

- плодородный грунт – 200 мм;
- привозной грунт – 500 мм (минимум);
- цементно-песчаная стяжка М100 – 50 мм;
- керамзитобетон D800 – 30 мм (минимум);
- монолитная железобетонная плита покрытия -1 этажа автостоянки – 460 мм.

Глубина проникновения боеприпаса определяется по формуле (Б.1) СП 88.13330.2014.

$$h_{пр} = 1{,}73 K_{пр} \frac{P}{d^{1{,}76}} V_0 \cos\alpha,$$

где:

- d - диаметр боеприпаса, м;
- $K_{пр}$ - коэффициент податливости среды проникаию, принимаемый по таблице Б.1;
- P - вес боевой части (б.ч.) боеприпаса, кгс;
- V_0 -скорость встречи боеприпаса с преградой, м/с;
- α - угол встречи боеприпаса с преградой, отсчитываемый от нормали к поверхности преграды.

Значения величин d, P, V_0, $C_{эф}$, α приняты таблице Б.1а СП 88.13330.2014.

Исходные данные:

- d=0,114м;
- $K_{пр}=65*10^{-7}$ (для грунта);
- P=17 кгс;
- V_0=350 м/с;
- A=30˚-60˚;
- $l_з/d_з<3$;
- $C_{эф}$=2,0 кг.

Соответственно получаем глубину проникновения боеприпаса:

- для α=30°, $h_{пр}$=2,65 м;
- для α=45°, $h_{пр}$=2,16 м;
- для α=60°, $h_{пр}$=1,53 м.

Так как толщина слоя грунта 70 см, следовательно, боеприпас столкнется со следующим слоем (стяжка), а скорость его столкновения уменьшится.

Максимальная скорость боеприпаса при α=30° после проникания его сквозь 1-й слой определяется из зависимости

$$V_i = \frac{V_{i-1}(h_{прi}-h_i)}{h_{прi}} = 124 \text{ м/с}257 \text{ м/с}$$

Для 2-го слоя (стяжка) принимаем $K_{пр}=19*10^{-7}$

В соответствии с этим получаем глубину проникания боеприпаса через 2-й слой:

- для α=30°, $h_{пр}$=0,57 м;
- для α=45°, $h_{пр}$=0,46 м;
- для α=60°, $h_{пр}$=0,33 м.

Так как толщина слоя 5 см, следовательно, боеприпас столкнется со следующим слоем, а скорость его столкновения составит:

$$V_i = \frac{V_{i-1}(h_{прi}-h_i)}{h_{прi}} = 124 \text{ м/с}235 \text{ м/с}$$

Для 3-го слоя (керамзитобетон) принимаем $K_{пр}=11*10^{-7}$

В соответствии с этим получаем глубину проникания боеприпаса через 3-й слой:

- для α=30°, $h_{пр}$=0,3 м;
- для α=45°, $h_{пр}$=0,25 м;
- для α=60°, $h_{пр}$=0,17 м.

Так как толщина слоя 3 см, следовательно, боеприпас столкнется с монолитной железобетонной плитой покрытия -1 этажа, а скорость его столкновения составит:

$$V_i = \frac{V_{i-1}(h_{прi}-h_i)}{h_{прi}} = 124 \text{ м/с}211 \text{ м/с}$$

Для железобетона принимаем $K_{пр}=7,9*10^{-7}$

В соответствии с этим получаем глубину проникания боеприпаса:

- для α=30°, $h_{пр}$=0,19 м.;
- для α=45°, $h_{пр}$=0,16 м;
- для α=60°, $h_{пр}$=0,11 м.

Следовательно, подрыв боеприпаса произойдет в плите покрытия -1 этажа автостоянки, то есть будет иметь место контактный взрыв.

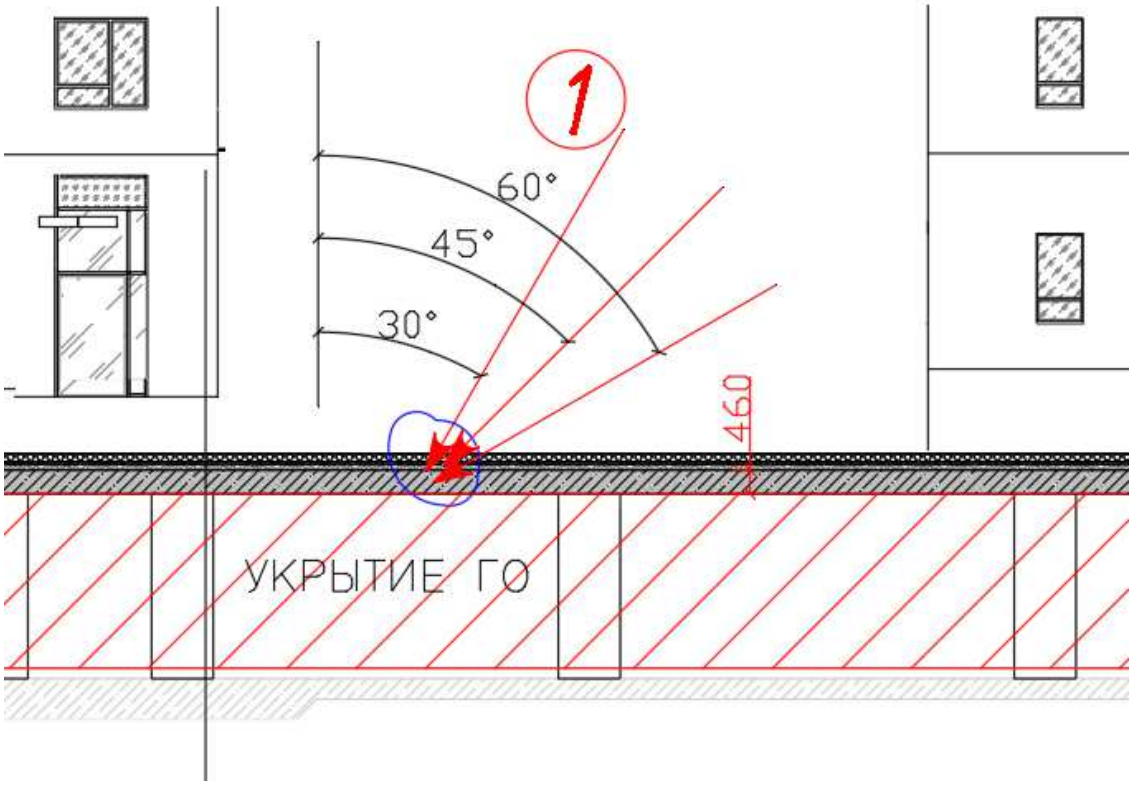


Рисунок 3.3.3. Фрагмент разреза конструкций автостоянки по оси П.11

Толщина конструкции при контактном взрыве боеприпаса определяется по формуле (Б.4)

$$H_{зт} = 1,2K_{отк}\sqrt[3]{C_{эф}} - Ц,$$

где:

- $K_{отк}$=0,33 (по табл. Б.2 СП 88.13330.2014, для монолитного железобетона);
- Ц=0,5d;
- $H_{зт}$=44,2 см.

Так как толщина перекрытия -1 этажа больше вычисленного значения (46>44,2 см), следовательно, выполняется условие недопущения откола с внутренней стороны автостоянки, являющегося укрытием гражданской обороны.

РАСЧЕТНЫЙ СЦЕНАРИЙ 2

Рассмотрим сценарий с проникновением фугасного боеприпаса через конструкции покрытий наружного пространства к наружной стене -1 этажа подземной автостоянки.

В месте примыкания контура укрытия к наружным стенам конструкции покрытий наружного пространства представляют собой проезды и тротуары со следующими конструктивными слоями:

- плитка бетонная – 80 мм;
- сухая цементно-песчаная смесь – 40 мм;
- укатываемый бетон В7,5 – 120 мм;
- песок – 300 мм;
- грунт земляного полотна.

Наружные стены -1 этажа на участках примыкания контура укрытия монолитные железобетонные толщиной 460 мм.

Глубина проникновения боеприпаса определяется аналогично сценарию 1. Принимаем $K_{пр}=11*10^{-7}$ для бетона.

Соответственно получаем глубину проникновения боеприпаса:

- для $\alpha=30^{o}$, $h_{пр}$=0,45 м;
- для $\alpha=45^{o}$, $h_{пр}$=0,37 м;
- для $\alpha=60^{o}$, $h_{пр}$=0.26 м.

Так как толщина слоя 8 см, следовательно, боеприпас столкнется со следующим слоем (сухая цементно-песчаная смесь), а скорость его столкновения уменьшится.

Максимальная скорость боеприпаса при α=30° после проникания его сквозь 1-й слой определяется из зависимости

$$V_i = \frac{V_{i-1}(h_{\text{пр}i} - h_i)}{h_{\text{пр}i}} = 124 \text{ м/с} 288 \text{ м/с}$$

Для 2-го слоя принимаем $K_{пр}=50*10^{-7}$

В соответствии с этим получаем глубину проникания боеприпаса через 2-й слой:

- для α=30°, $h_{пр}$=1,67 м;
- для α=45°, $h_{пр}$=1,37 м;
- для α=60°, $h_{пр}$=0,97 м.

Так как толщина слоя 4 см, следовательно, боеприпас столкнется со следующим слоем, а скорость его столкновения составит:

$$V_i = \frac{V_{i-1}(h_{\text{пр}i} - h_i)}{h_{\text{пр}i}} = 124 \text{ м/с} 281 \text{ м/с}$$

Для 3-го слоя (бетон) принимаем $K_{пр}=19*10^{-7}$

В соответствии с этим получаем глубину проникания боеприпаса через 3-й слой:

- для α=30°, $h_{пр}$=0,36 м;
- для α=45°, $h_{пр}$=0,29 м;
- для α=60°, $h_{пр}$=0,21 м.

Так как толщина слоя 12 см, следовательно, боеприпас столкнется со следующим слоем (песок), а скорость его столкновения составит:

$$V_i = \frac{V_{i-1}(h_{\text{пр}i} - h_i)}{h_{\text{пр}i}} = 124 \text{ м/с} 187 \text{ м/с}$$

Для 4-го слоя (песок) принимаем $K_{пр}=50*10^{-7}$

В соответствии с этим получаем глубину проникания боеприпаса через 4-й слой:

- для α=30°, $h_{пр}$=1,09 м;
- для α=45°, $h_{пр}$=0,89 м;
- для α=60°, $h_{пр}$=0,63 м.

Так как толщина слоя 30 см, следовательно, боеприпас столкнется с грунтом, а скорость его столкновения составит:

$$V_i = \frac{V_{i-1}(h_{\text{пр}i} - h_i)}{h_{\text{пр}i}} = 124 \text{ м/с} 135 \text{ м/с}$$

Для грунта принимаем $K_{пр}=65*10^{-7}$

В соответствии с этим получаем глубину проникания боеприпаса через грунт:

- для α=30°, $h_{пр}$=1,02 м;
- для α=45°, $h_{пр}$=0,84 м;
- для α=60°, $h_{пр}$=0,59 м.

Минимальная отметка верха дорожного покрытия -1.085, а отметка верха наружных стен -2.610.

Следовательно, подрыв боеприпаса при угле подлета α=30° произойдет в грунте на отметке – 2.645 (1,085 + 0,08 + 0,04 + 0,12 + 0,3 + 1,02) взрыв будет контактным.

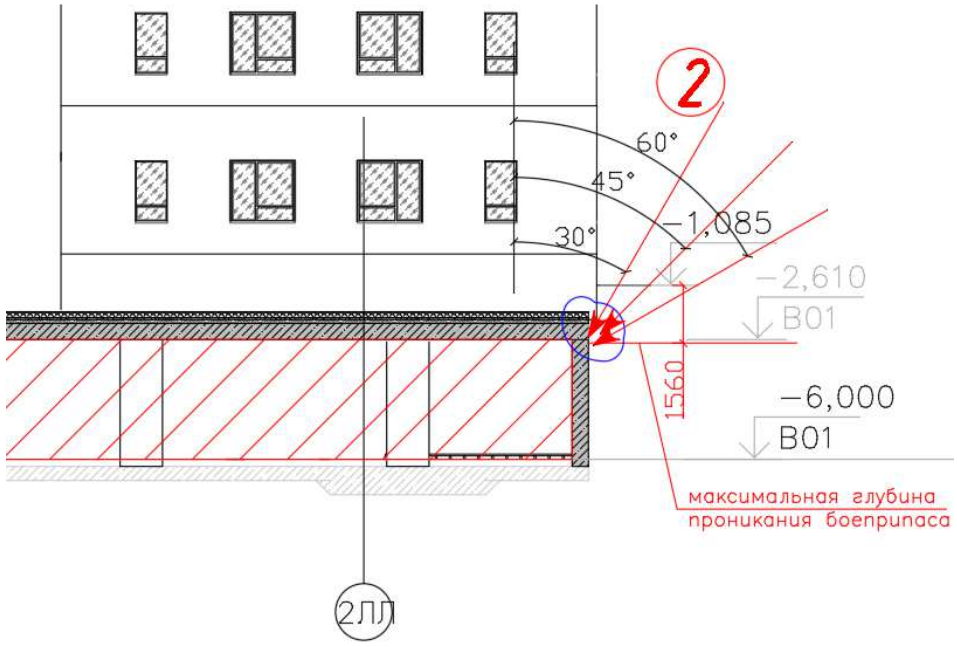


Рисунок 3.3.4. Фрагмент разреза конструкций автостоянки по оси П.11

Так как толщина стены 460 мм, то, аналогично Сценарию 1, стена может выдержать контактный взрыв, следовательно, условие недопущения откола с внутренней стороны стены -1 этажа выполняется.

РАСЧЕТНЫЙ СЦЕНАРИЙ 3

Рассмотрим сценарий с проникновением фугасного боеприпаса через конструкции въездной рампы к внутренней стене -1 этажа подземной автостоянки по оси 2/П.

Так как покрытие рампы выполнено из монолитного железобетона толщиной 460 мм, то оно будет воспринимать взрыв при попадании боеприпаса. Для внутренней стены взрыв будет являться неконтактным.

В случае подлета боеприпаса через проемы рампы, предназначенные для въезда-выезда автомобилей есть вероятность их подлета к внутренней стене автостоянки по оси 2/П, являющейся ограждающей стеной укрытия.

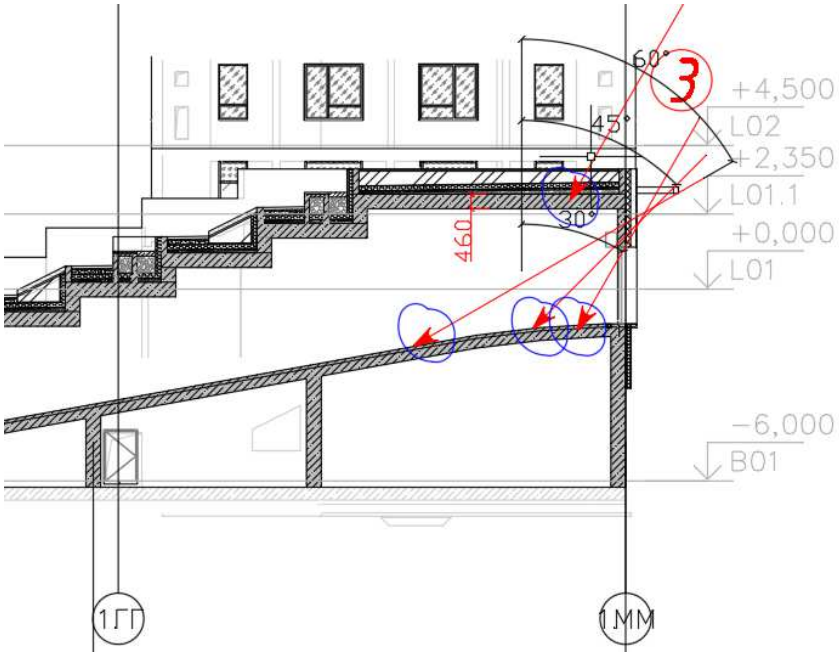


Рисунок 3.3.5. Фрагмент разреза конструкций автостоянки по рампе

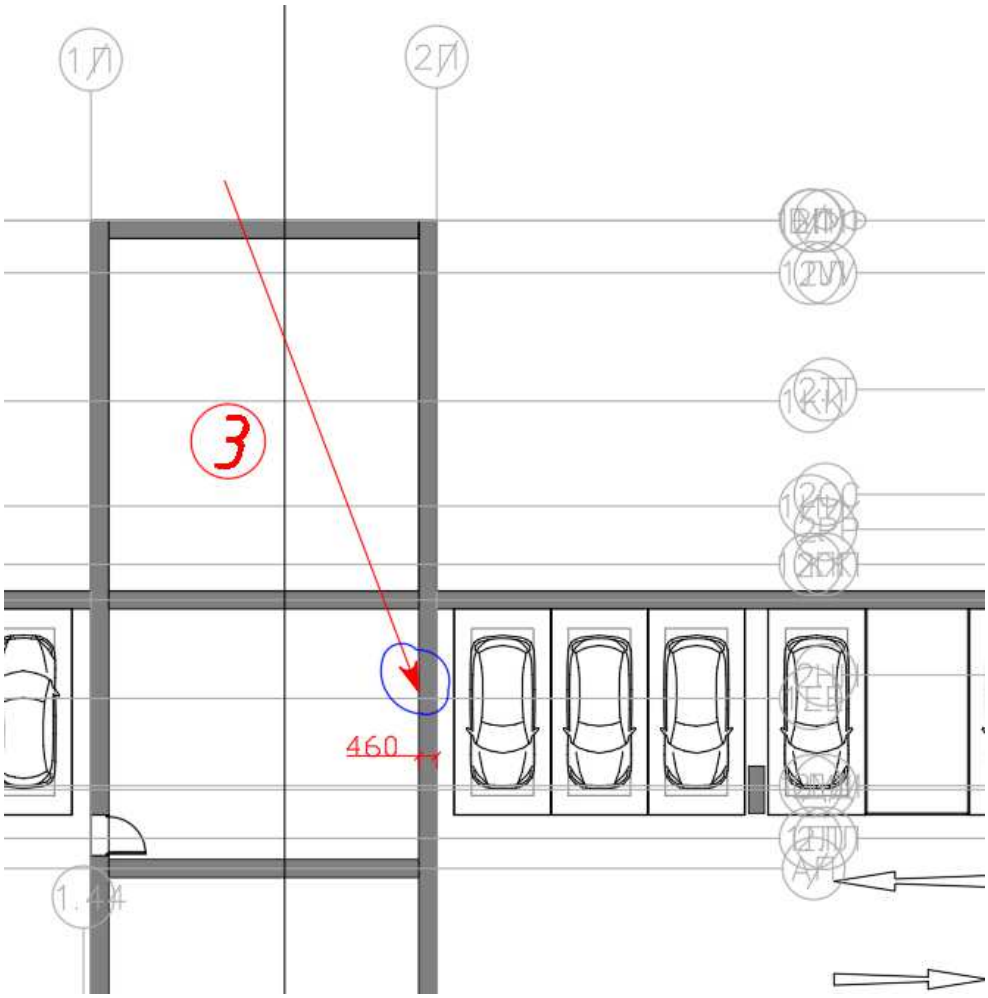


Рисунок 3.3.6. Фрагмент плана подземного пространства

Как видно из рисунков взрыв будет иметь место во внутренней стене по оси 2-П и будет являться контактным.

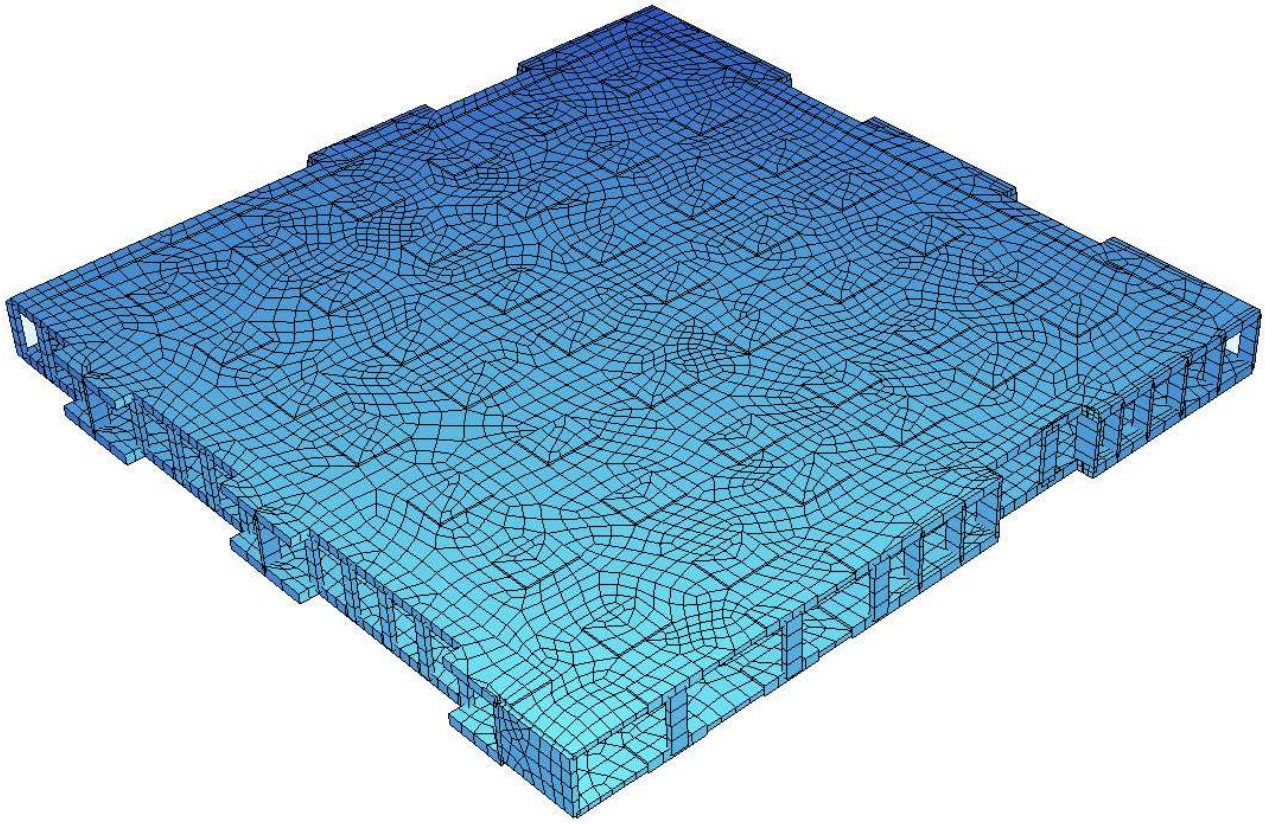
Так как внутренняя стена рампы по оси 2/П выполнена из монолитного железобетона толщиной 460 мм, то аналогично Сценарию 1 стена может выдержать контактный взрыв, следовательно, условие недопущения откола с внутренней стороны стены -1 этажа выполняется.

ВЫВОДЫ:

При прямом попадании фугасного боеприпаса с характеристиками, определенными Главным управлением МЧС России по г. Москве (Приложение А), ограждающие конструкции укрытия повреждений не получат, укрываемые и внутреннее оборудование укрытия не пострадают.

6. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА 2-Й ЧАСТИ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ

6.1. ОБЩИЙ ВИД РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ



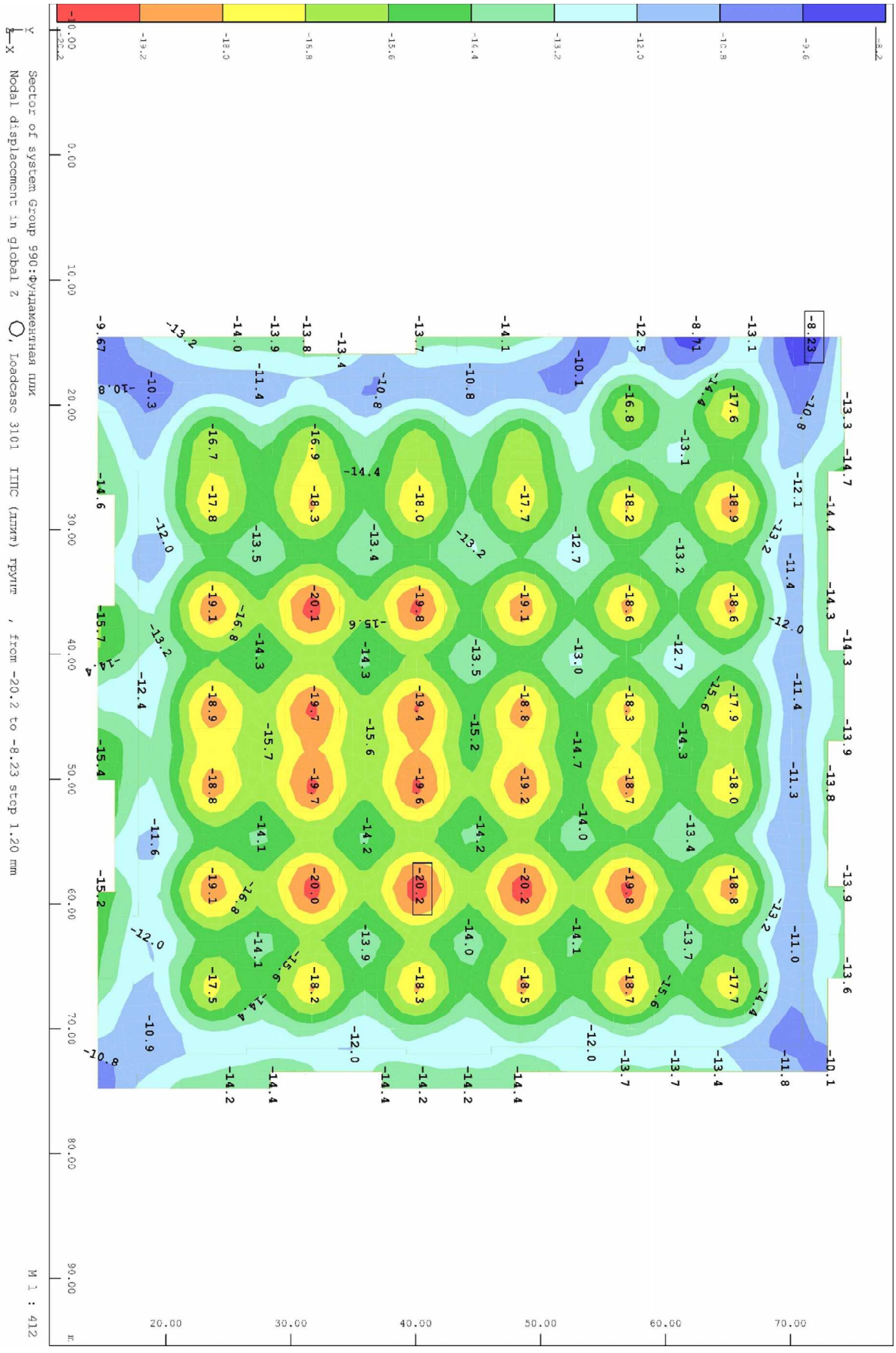
Расчётная схема. 2-я часть подземной автостоянки

Сечение элементов приведено в таблице

ТИП КОНСТРУКЦИИ	РАЗМЕР СЕЧЕНИЯ, ТОЛЩИНА, ММ	МАТЕРИАЛ КОНСТРУКЦИИ
Фундаментная плита	400, 800 (банкетка)	B30, W10, F200
Покрытие	400, 700 (капитель)	B30, W10, F200
Пилоны	300x1200	B30
	400x1200	
	400x800	
	300x1650	

6.1. ОСАДКА И ДАВЛЕНИЕ ПОД ПОДОШВОЙ ФУНДАМЕНТА

Осадка, мм



Расчет осадки фундамента на естественном основании

Допущения и предпосылки. Расчет выполняется согласно СП 22.13330.2016 п.п. 5.6.31.

Исходные данные. Среднее давление под подошвой фундамента $p = 0.79$ кг/см^2; глубина заложения $d_n = 7.15$ м; фундамент прямоугольный; ширина подошвы $b = 60.00$ м; длина подошвы $l = 56.00$ м; объемный вес грунта выше подошвы $\gamma'_{\text{II}} = 1.86$ т/м^3; имеются грунтовые воды на расстоянии 0.00 м от подшвы мощностью 3.40 м; $s_u = 15.0$ см.

Расчет. Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы

$$\sigma_{zg0} = \gamma'_{\text{II}} d_n = 1.86 \cdot 7.15 = 13.299 \text{ т/м}^2 = 1.330 \text{ кг/см}^2$$

Согласно требованиям методики расчета, сжимаемая толща грунта под подошвой разбивается на слои. Необходимые величины для каждого слоя вычисляются в табличной форме по формулам

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i p, \quad \sigma_{z\gamma,i} = \alpha_i \sigma_{zg0}, \quad \sigma_{zg,i} = \sigma_{zg0} + \sum_{i=1}^{n} h_i \gamma_i$$

Минимальная глубина сжимаемой толщи для $10 \leqslant b < 60$ м составляет $H_{min} = 4 + 0.1b = 4 + 0.1 \cdot \cdot 60.00 = 10.00$ м.

Т.к. $p \leqslant \sigma_{zg,0}$ то осадка определяется по формуле (5.19)

$$\Delta s_i = \beta \sigma_{zp,i} h_i / E_{e,i}, \quad \beta = 0.8$$

№	Э	h	z	α	σ_{zp}	$\sigma_{z\gamma}$	γ	σ_{zg}	$0.5\sigma_{zg}$	$0.2\sigma_{zg}$	E	E_e	Δs
		м	м	–	кг/см^2	кг/см^2	т/м^3	кг/см^2	кг/см^2	кг/см^2	кг/см^2	кг/см^2	см
–	–	–	0.00	1.000	0.790	1.330	–	1.330	0.665	0.266	–	–	–
1	5	0.40	0.20	1.000	0.790	1.330	1.05	1.351	0.675	0.270	306	1530	0.017
2	5	0.40	0.60	1.000	0.790	1.330	1.05	1.393	0.696	0.279	306	1530	0.017
3	5	0.40	1.00	1.000	0.790	1.330	1.05	1.435	0.717	0.287	306	1530	0.017
4	5	0.40	1.40	1.000	0.790	1.330	1.05	1.477	0.738	0.295	306	1530	0.017
5	5	0.40	1.80	1.000	0.790	1.330	1.05	1.519	0.759	0.304	306	1530	0.017
6	5	0.40	2.20	1.000	0.790	1.329	1.05	1.561	0.780	0.312	306	1530	0.017
7	5	0.40	2.60	0.999	0.790	1.329	1.05	1.603	0.801	0.321	306	1530	0.017
8	5	0.40	3.00	0.999	0.789	1.329	1.05	1.645	0.822	0.329	306	1530	0.017
9	5	0.20	3.30	0.999	0.789	1.328	1.05	1.676	0.838	0.335	306	1530	0.008
10	7	0.40	3.60	0.999	0.789	1.328	1.99	2.066	1.033	0.413	204	1020	0.025
11	7	0.40	4.00	0.998	0.788	1.327	1.99	2.146	1.073	0.429	204	1020	0.025
12	7	0.40	4.40	0.997	0.788	1.326	1.99	2.226	1.113	0.445	204	1020	0.025
13	7	0.40	4.80	0.997	0.787	1.325	1.99	2.305	1.153	0.461	204	1020	0.025
14	7	0.40	5.20	0.996	0.787	1.324	1.99	2.385	1.192	0.477	204	1020	0.025
15	7	0.40	5.60	0.995	0.786	1.323	1.99	2.464	1.232	0.493	204	1020	0.025
16	7	0.40	6.00	0.994	0.785	1.321	1.99	2.544	1.272	0.509	204	1020	0.025
17	7	0.20	6.30	0.993	0.784	1.320	1.99	2.604	1.302	0.521	204	1020	0.012
18	8	0.40	6.60	0.992	0.783	1.319	1.97	2.663	1.332	0.533	132	660	0.038
19	8	0.40	7.00	0.990	0.782	1.317	1.97	2.742	1.371	0.548	132	660	0.038
20	8	0.40	7.40	0.988	0.781	1.315	1.97	2.821	1.410	0.564	132	660	0.038
21	8	0.40	7.80	0.987	0.779	1.312	1.97	2.899	1.450	0.580	132	660	0.038
22	8	0.40	8.20	0.985	0.778	1.309	1.97	2.978	1.489	0.596	132	660	0.038
23	8	0.10	8.45	0.983	0.777	1.308	1.97	3.028	1.514	0.606	132	660	0.009
24	9	0.40	8.70	0.982	0.776	1.306	2.02	3.078	1.539	0.616	275	1375	0.018
25	9	0.40	9.10	0.979	0.774	1.302	2.02	3.159	1.579	0.632	275	1375	0.018
26	9	0.40	9.50	0.977	0.772	1.299	2.02	3.239	1.620	0.648	275	1375	0.018
27	8	0.40	9.90	0.974	0.769	1.295	1.97	3.319	1.660	0.664	132	660	0.037
28	8	0.40	10.30	0.971	0.767	1.291	1.97	3.398	1.699	0.680	132	660	0.037

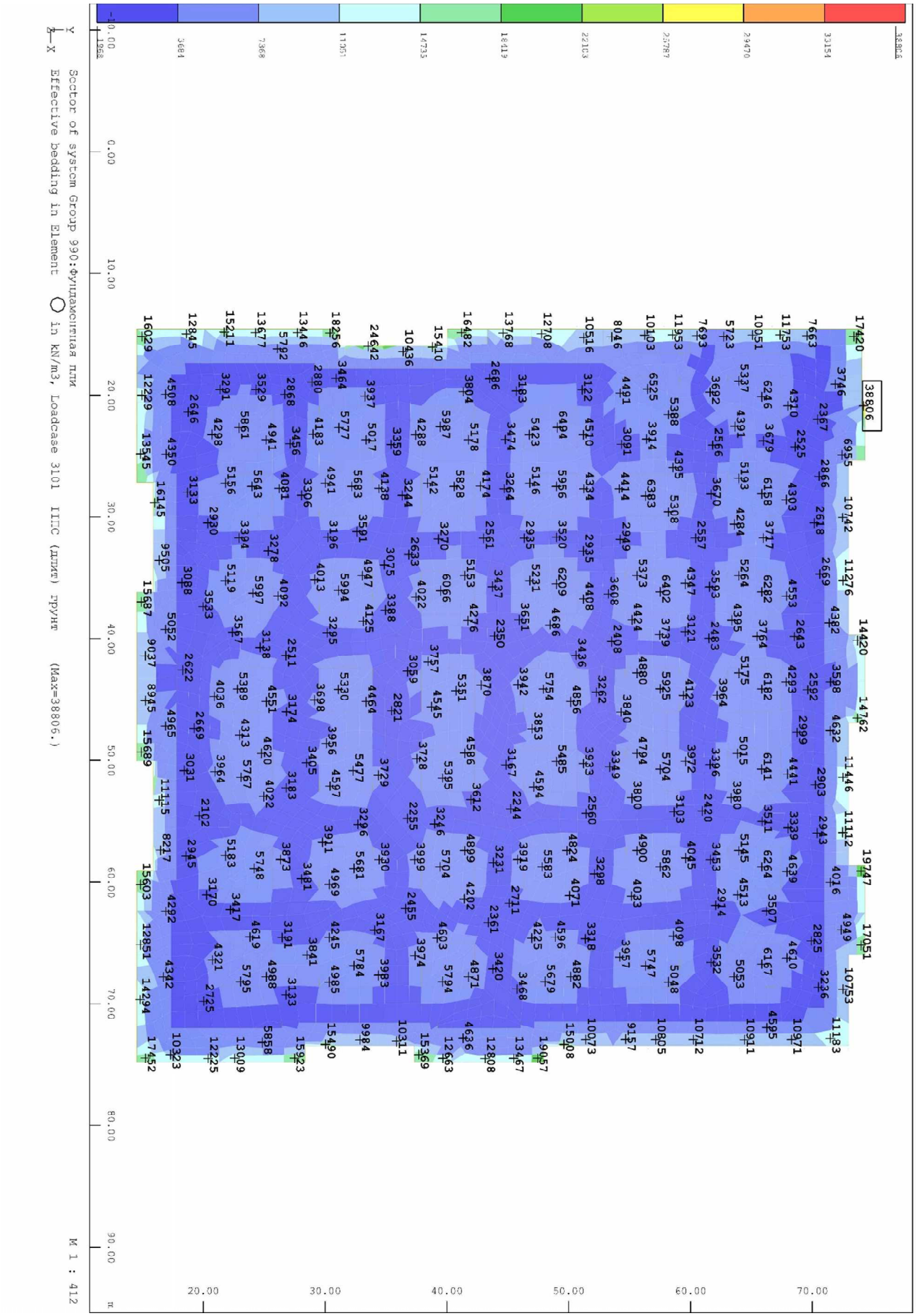
$$s = \sum_{i=1}^{n} \Delta s_i = 0.653 \text{ см}$$

Вывод. Осадка составляет $s = 0.653$ см $\leqslant s_u = 15.0$ см, что не превышает предельно допустимой осадки. Требование выполняется. Глубина сжимаемой толщи определенная по условию не менее H_{min} составляет $H_c = 10.50$ м.

Давление под подошвой фундамента R_z , кН/м²



Коэффициент постели С1, кН/м³



						1190-01-КР.Р2	Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№док.	Подп.	Дата		212

Среднее давление под подошвой фундамента (от нагрузок для расчета основания по деформациям) (R_z) – 79 кН/м² не превышает расчетного сопротивления грунта основание ИГЭ-5 (R) – 3107 кН/м².

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}\right]. \quad (5.5)$$

= 310,67 (т/м2)
31,07 (кг/см2)

Исходные данные:

γ_{c1} =	1,3	φ =	34,00
γ_{c2} =	1,3		
k =	1		
M_γ =	1,55		
M_q =	7,22		
M_c =	9,22		
k_z =	0,33		
γ_{II} =	1,865143	(т / м3)	
γ'_{II} =	1,938182	(т / м3)	
c_{II} =	0,2	(т / м2)	
d_1 =	7,15	(м)	
d_b =	2	(м)	
b =	60	(м)	

Таблица 5.2

Грунты	Коэффициент γc1	Коэффициент γc2 для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H, равном	
		4 и более	1.5 и менее
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3

Габариты сооружения	
L =	69(м)
H =	54(м)

Грунты залегающие выше подошвы фундамента

	№№ слоя	Уд. вес (γ i), т/м3	Мощность (hi), м
1	ИГЭ №3	1,94	1,1
2	ИГЭ №2	1,86	1,4
3	ИГЭ №3	2,07	0,6
4	ИГЭ №4	1,95	2,4
5			
6			
7			

Грунты залегающие ниже подошвы фундамента

	№№ слоя	Уд. вес (γ i), т/м3	Мощность (hi), м
1	ИГЭ №4	0,95	3,4
2	ИГЭ №7	1,99	3,8
3	ИГЭ №8	1,97	1,9
4	ИГЭ №9	2,02	5,9
5	ИГЭ №10	1,97	2,9
6	ИГЭ №11	2,05	6,6
7			

γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 5.2 СП 50-101-2004;

k - коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и k=1,1, если они приняты по таблицам приложения "Г" СП 50-101-2004;

M_γ, M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по таблице 5.3 СП 50-101-2004 автоматически;

k_z - коэффициент, принимаемый равным единице при b <10 м, $k_z = z_0/b + 0{,}2$, при $b \geq 10$ м (здесь z_0=8 м),

b - ширина подошвы фундамента, м (при бетонной или щебеночной подготовке толщиной $h_п$ допускается увеличивать b на $2h_п$);

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), т/м³;

γ'_{II} - то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, т/м³;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, т/м²;

d_1 - глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле (5.6).

При плитных фундаментах за d_1 принимают наименьшее расстояние от подошвы плиты до уровня планировки;

$$d_1 = h_s + h_{cf}\,\gamma_{cf}/\gamma'_{II}, \quad (5.6)$$

здесь h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} - толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, т/м³.

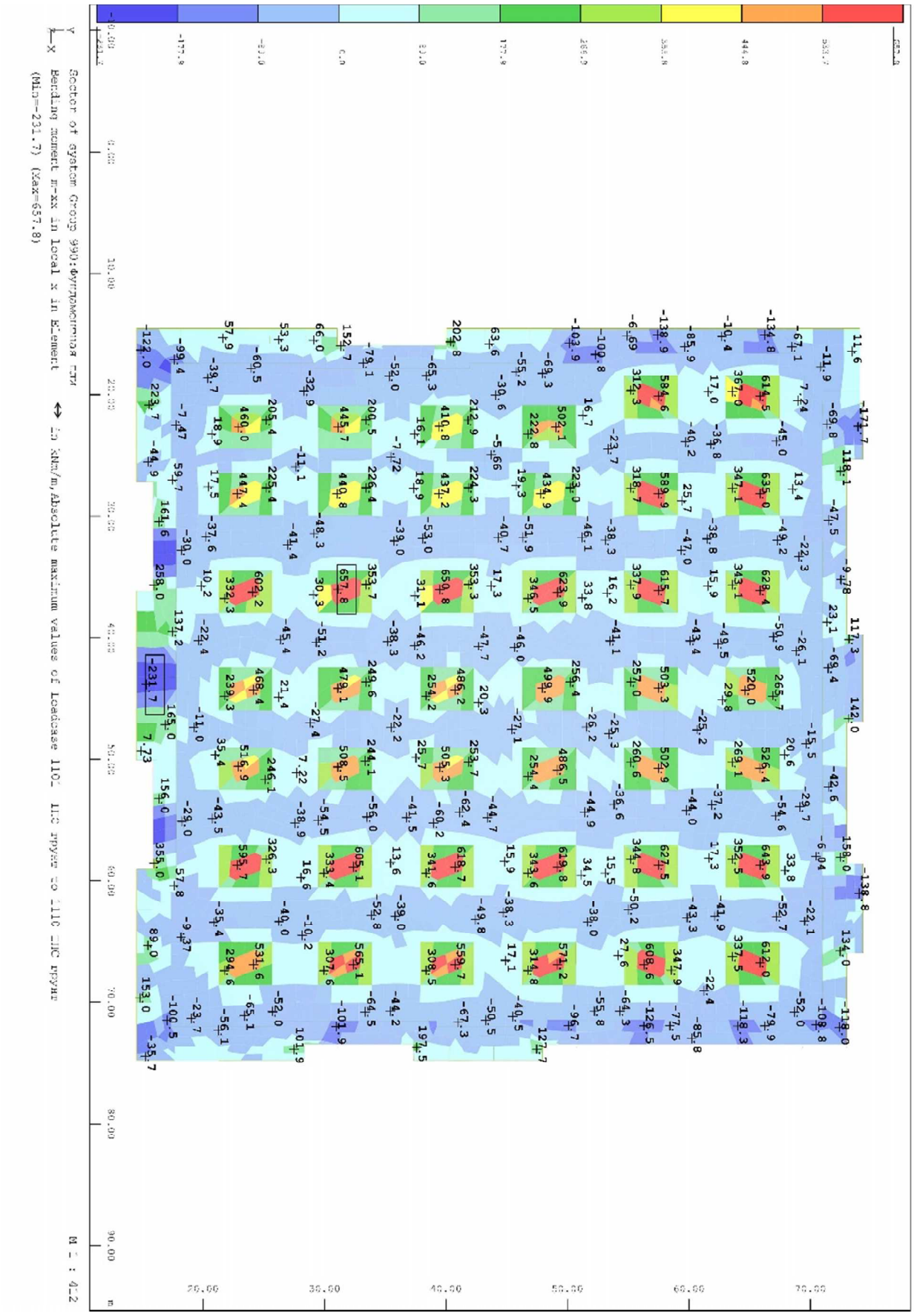
При бетонной или щебеночной подготовке толщиной $h_п$ допускается увеличивать d_1 на $h_п$.

d_b - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м);

Примечания:
1. Формулу (5.5) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A, значение b принимают равным $\sqrt{A}$.
2. Расчетные значения удельного веса грунтов и материала пола подвала, входящие в формулу, допускается принимать равными их нормативным значениям.
3. Расчетное сопротивление грунта при соответствующем обосновании может быть увеличено, если конструкция фундамента улучшает условия его совместной работы с основанием, например, фундаменты прерывистые, щелевые, с промежуточной подготовкой и др.
4. Для фундаментных плит с угловыми вырезами расчетное сопротивление грунта основания допускается увеличивать, применяя коэффициент k_d по таблице 5.4.
5. Если $d_1 > d$ (d - глубина заложения фундамента от уровня планировки), в формуле (5.5) принимают $d_1 = d$ и d_b=0.

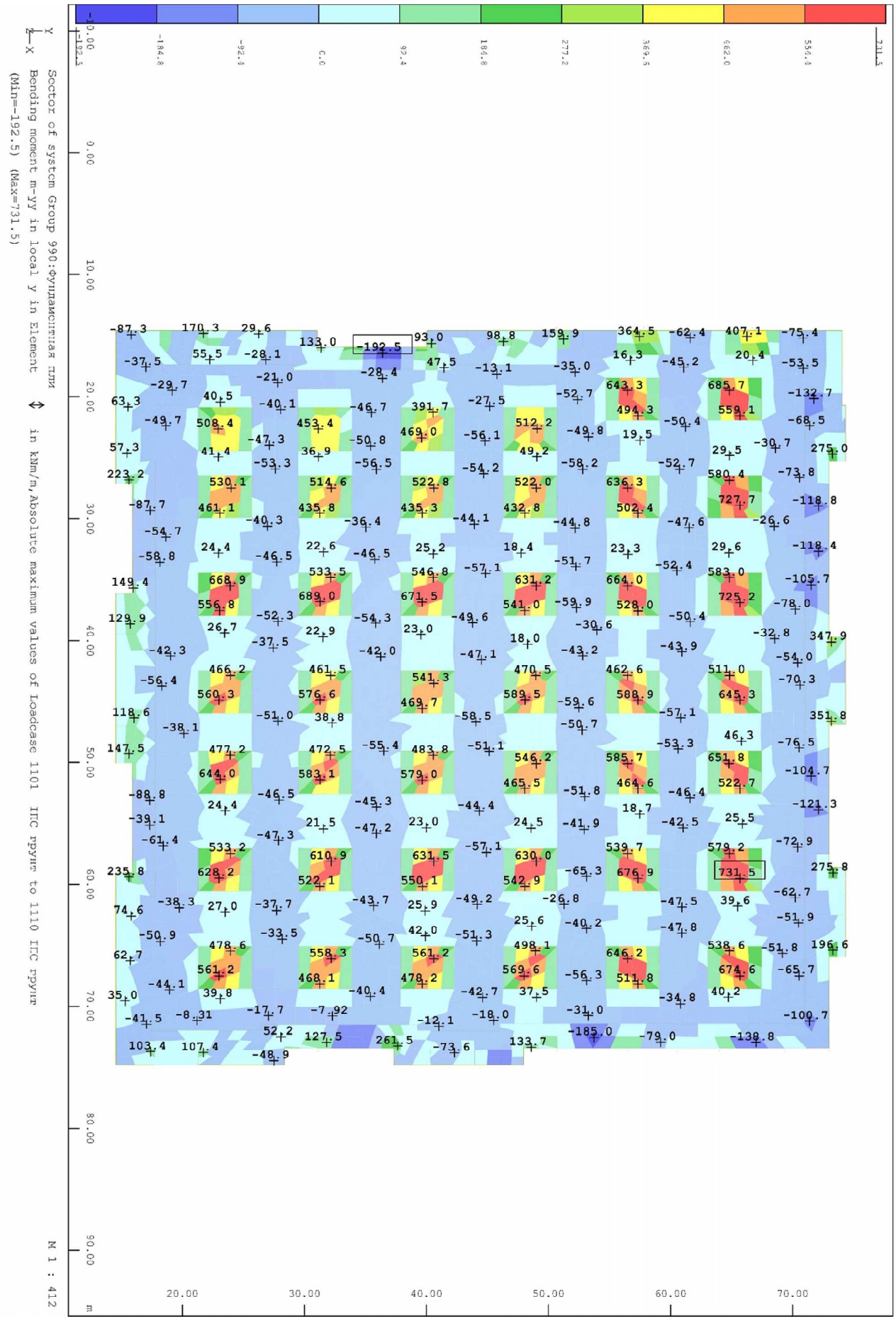
Фундаментная плита

Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_x, кН·м/м

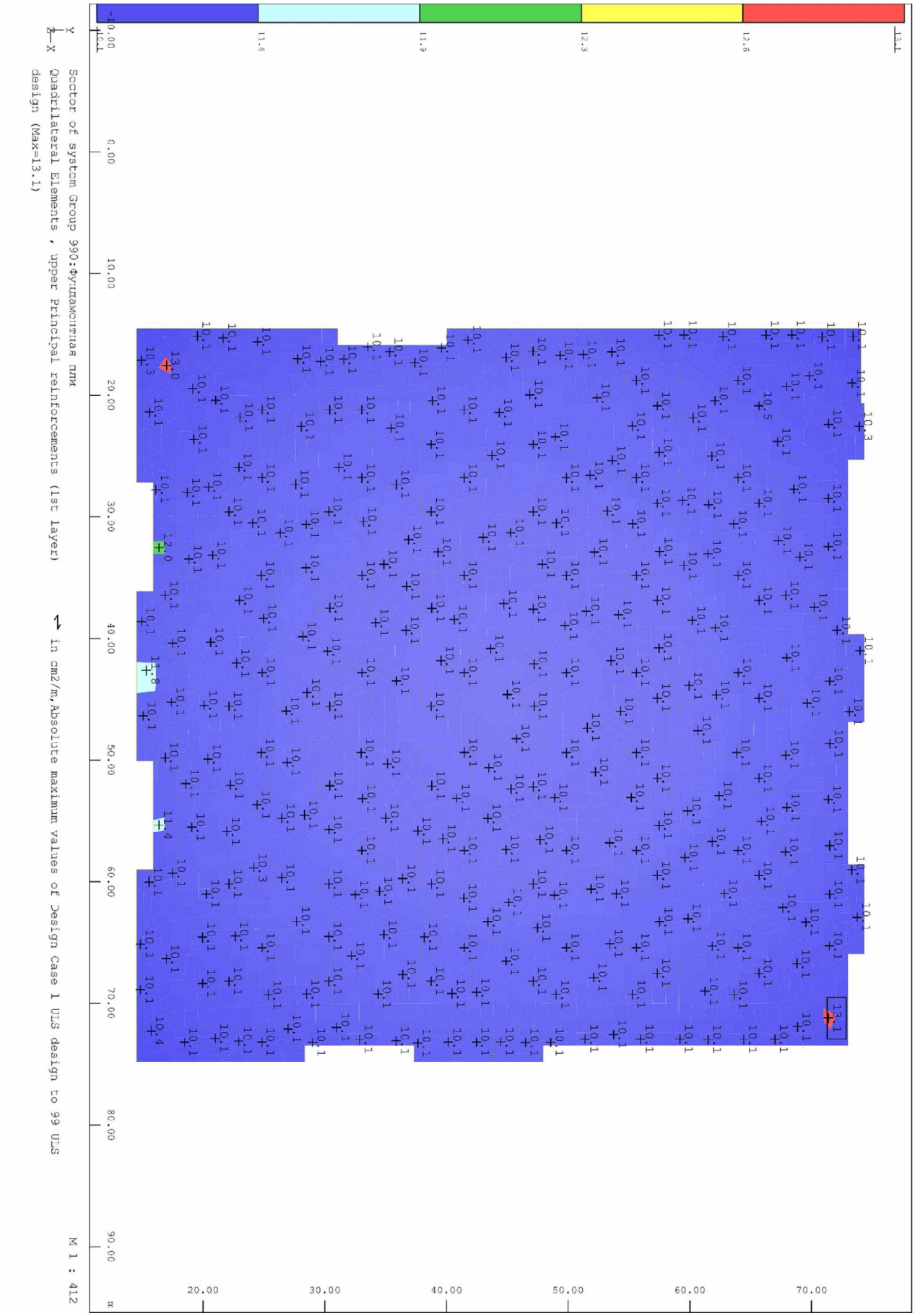


						1190-01-КР.Р2	Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№док.	Подп.	Дата		214

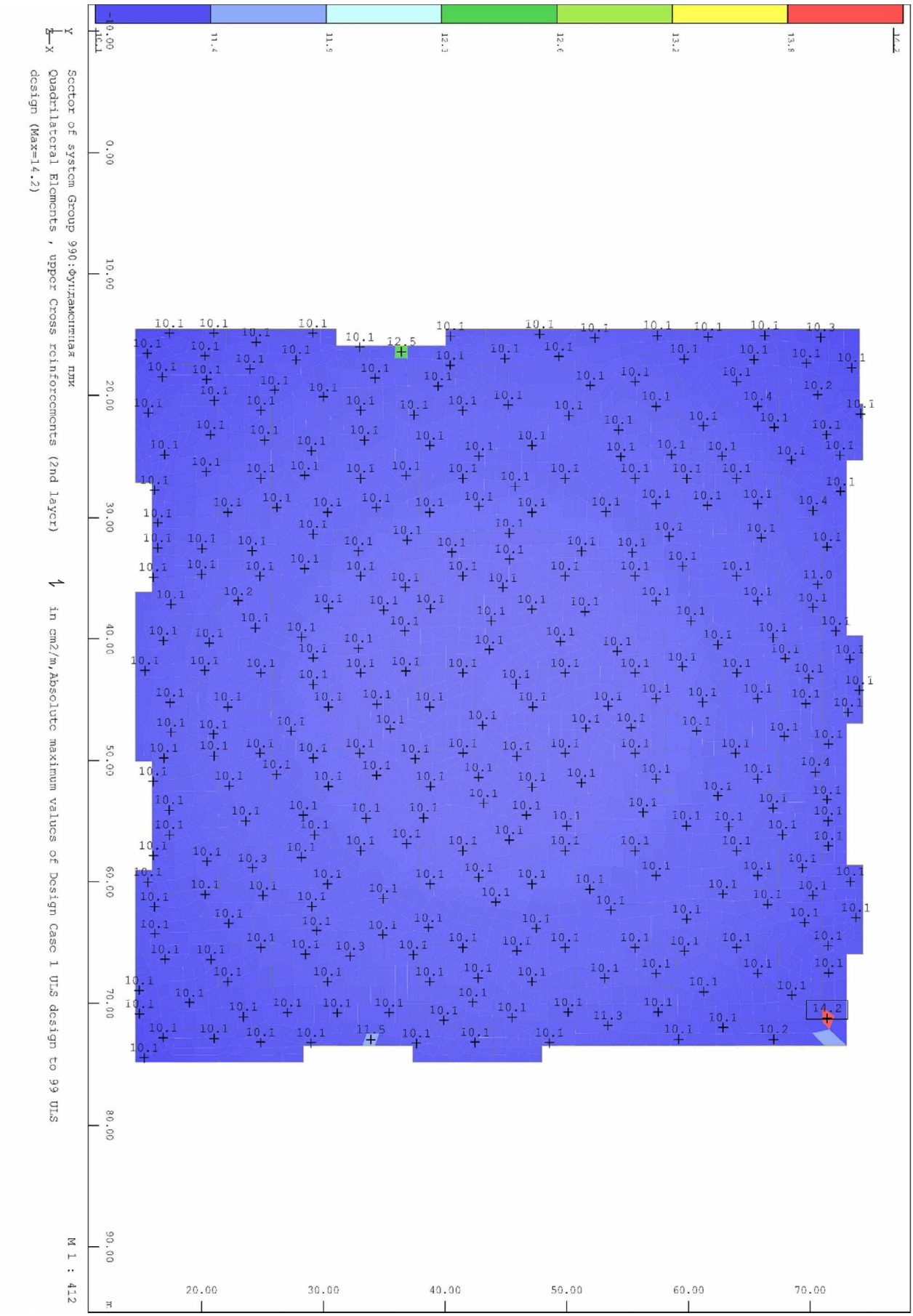
Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_y, кН·м/м



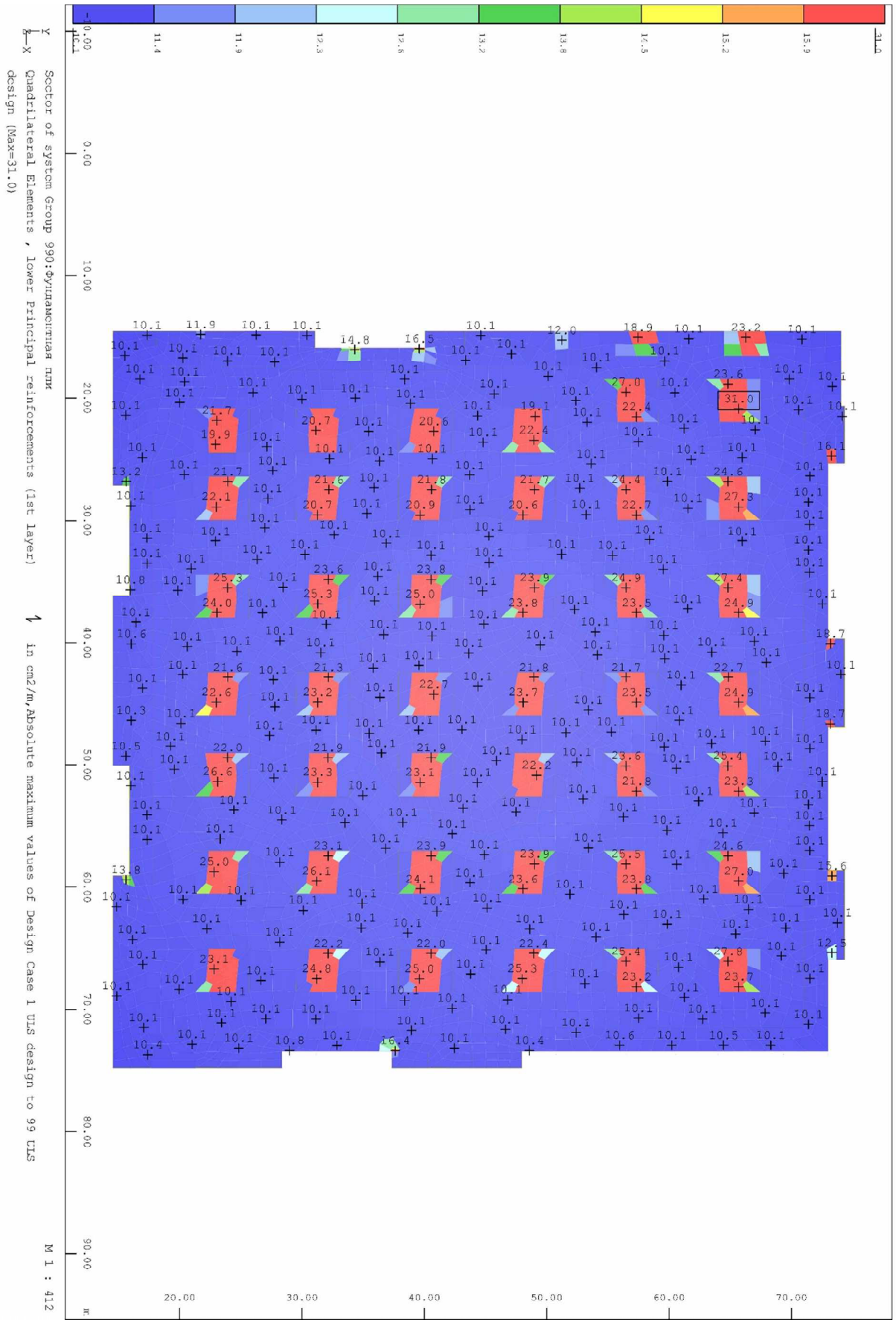
Верхнее армирование по оси X, см^2/м



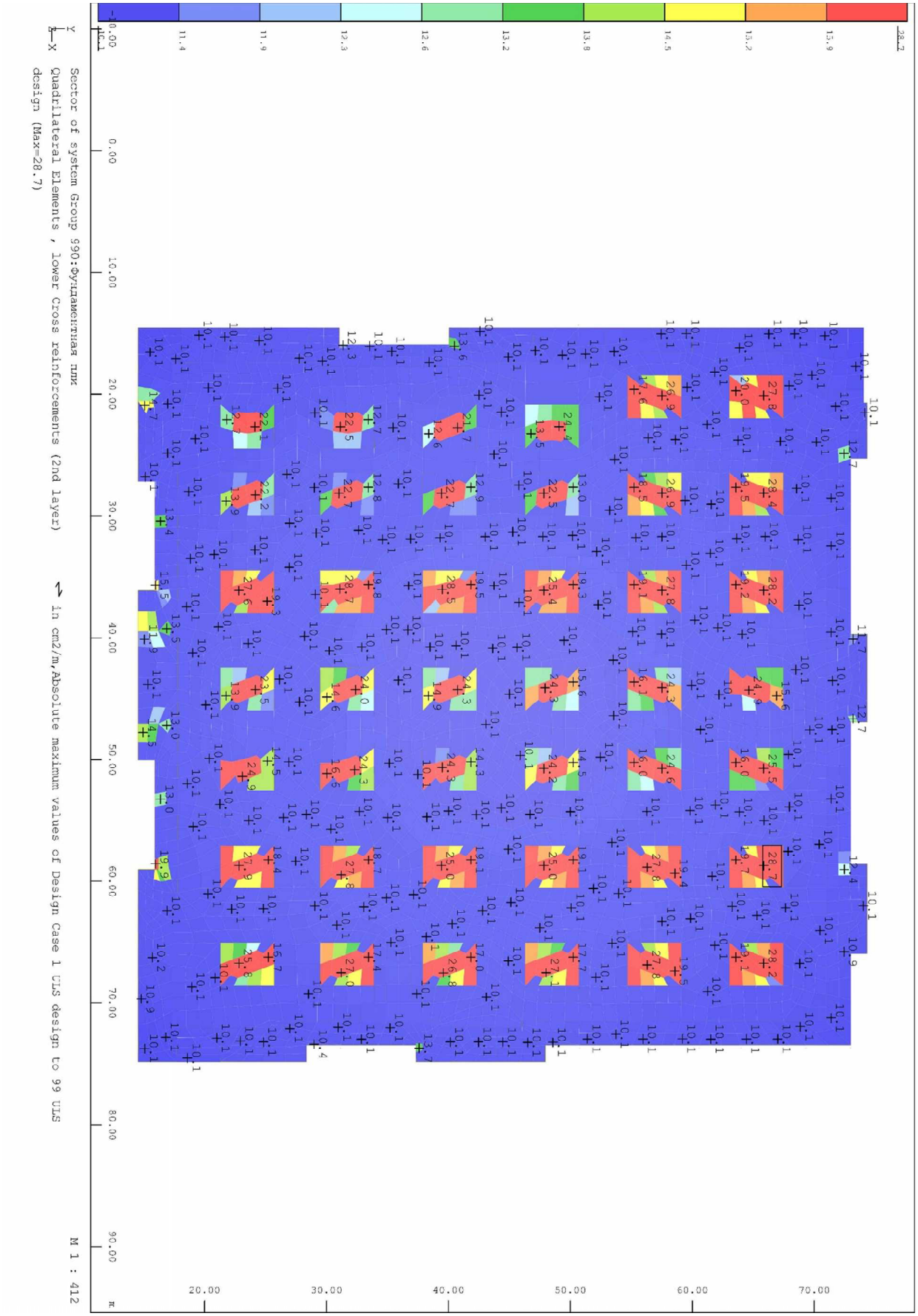
Верхнее армирование по оси Y, см^2/м



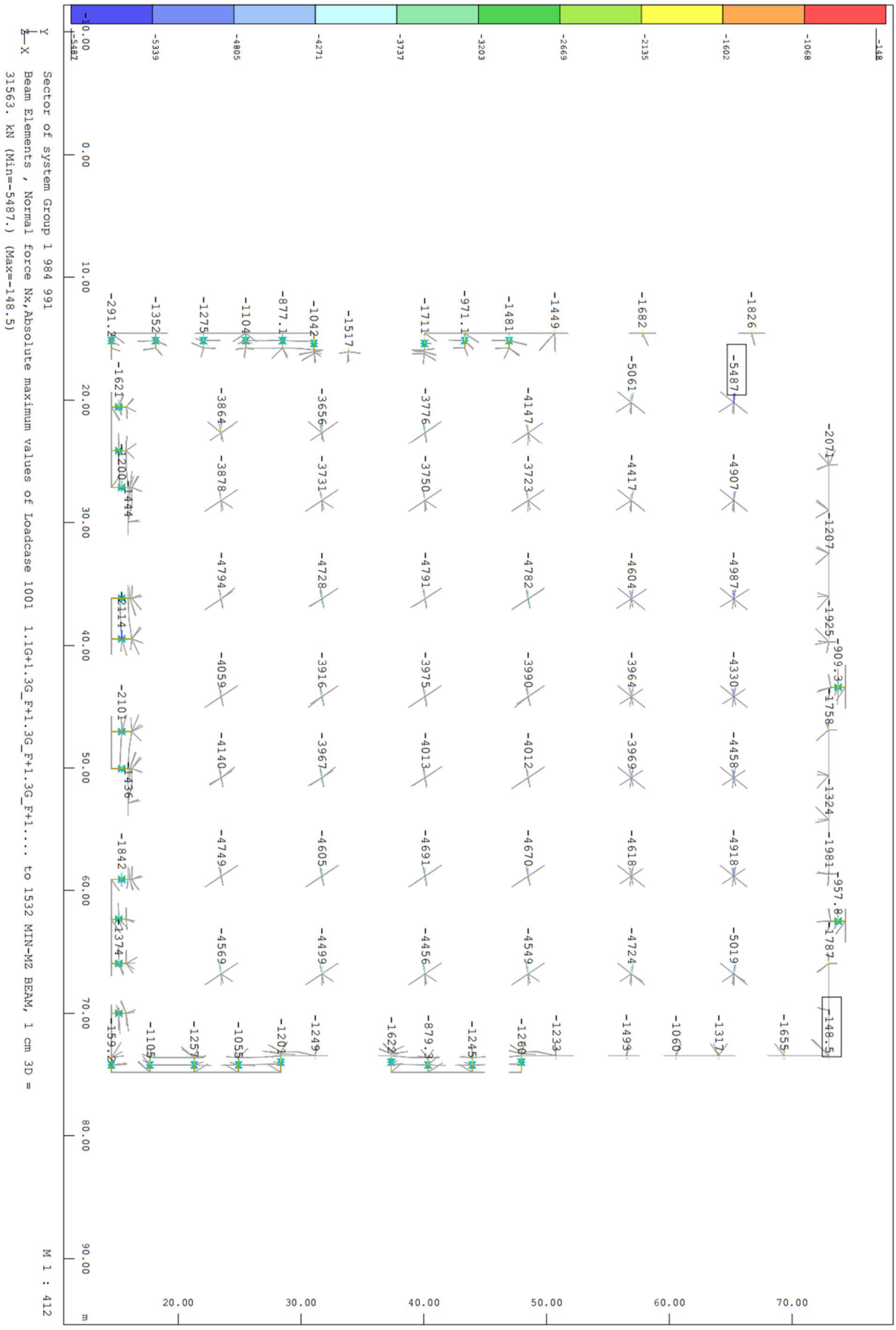
Нижнее армирование по оси X, см^2/м



Нижнее армирование по оси Y, см^2/м



Усилие продавливания от расчетного основного и особого сочетания нагрузок, кН



Проверка фундаментной плиты t=400мм в пролёте

Проверка армирования фундаментной плиты в пролете

Класс бетона: B30 Класс арматуры: A500

R_{bn}, $R_{b,ser}$	224,3	кгс/см²	$R_{s,n}$, $R_{s,ser}$	5098,6	кгс/см²
R_{btn}, $R_{bt,ser}$	17,8	кгс/см²	$R_{sc,n}$, $R_{sc,ser}$	5098,6	кгс/см²
$R_b\gamma_{b2}$	156,0	кгс/см²	R_s	4435,8	кгс/см²
$R_{bt}\gamma_{b2}$	10,6	кгс/см²	R_{sc}	4078,9	кгс/см²
E_b	331408	кгс/см²	R_{sw}	3059,1	кгс/см²
γ_{b2}	0,9	кгс/см²	γ_s	1,0	кгс/см²
ξ_R	0,5		E_s	2039432	кгс/см²
			E_s/E_b	6,2	кгс/см²

Исходные данные:

h= 400 мм -толщина плиты
a_x= 54 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси X)
a'_x= 58 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси X)
$h_{0,x}$= 346 мм -рабочая высота сечения(по оси X)
a_y= 38 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси Y)
a'_y= 74 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси Y)
$h_{0,y}$= 362 мм -рабочая высота сечения(по оси Y)

Армирование по X:

Растянутая арматура
$d_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 20 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$= 15,7 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 15,7 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 31,4 см² -суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура
$d'_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s'_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$= 15,7 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 15,7 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 4,83 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0,14 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 42,7 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 10 тс· м
$M_{дл}$= 9,6 тс· м

M_{crc}= 6,39673 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0,5
φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0,07 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0,07 мм -продолжительное раскрытие трещин

Армирование по Y:

Растянутая арматура
$d_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 20 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$= 15,7 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 15,7 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 31,4 см² -суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура
$d'_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s'_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= 0 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= 200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$= 15,7 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 15,7 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 4,83 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0,13 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 43,9 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 7 тс· м
$M_{дл}$= 6,5 тс· м

M_{crc}= 6,39673 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0,5
φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0,03 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0,02 мм -продолжительное раскрытие трещин

Проверка фундаментной плиты t=800мм под опорой.

Проверка армирования банкетки фундаментной плиты

Класс бетона B30 Класс арматуры A500

R_{bn}, $R_{b.ser}$	224,3	кгс/см²	$R_{s.n}$, $R_{s.ser}$	5098,6	кгс/см²
R_{btn}, $R_{bt.ser}$	17,8	кгс/см²	$R_{sc.n}$, $R_{sc.ser}$	5098,6	кгс/см²
$R_b\gamma_{b2}$	156,0	кгс/см²	R_s	4435,8	кгс/см²
$R_{bt}\gamma_{b2}$	10,6	кгс/см²	R_{sc}	4078,9	кгс/см²
E_b	331408	кгс/см²	R_{sw}	3059,1	кгс/см²
γ_{b2}	0,9	кгс/см²	γ_s	1,0	кгс/см²
ξ_R	0,5		E_s	2039432	кгс/см²
			E_s/E_b	6,2	кгс/см²

Исходные данные:

h=	800	мм	-толщина плиты
a_x=	58	мм	-расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси X)
a'_x=	54	мм	-расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси X)
$h_{0,x}$=	742	мм	-рабочая высота сечения(по оси X)
a_y=	74	мм	-расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси Y)
a'_y=	38	мм	-расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси Y)
$h_{0,y}$=	726	мм	-рабочая высота сечения(по оси Y)

Армирование по X:

Растянутая арматура

$d_{s,ф}$=	20	мм	-диаметр основной арматуры
$s_ф$=	200	мм	-шаг основной арматуры
$d_{s,д}$=	20	мм	-диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$=	200	мм	-шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$=	15,7	см²	-площадь основной арматуры
$A_{s,д}$=	15,7	см²	-площадь дополнительной арматуры
A_s=	31,4	см²	-суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура

$d'_{s,ф}$=	20	мм	-диаметр основной арматуры
$s'_ф$=	200	мм	-шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$=	0	мм	-диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$=	200	мм	-шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$=	15,7	см²	-площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$=	0	см²	-площадь дополнительной арматуры
A'_s=	15,7	см²	-суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 4,83 см -высота сжатой зоны бетона

ξ= 0,07 -относительная высота сжатой зоны бетона

M_{ult}= 98,1 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 50 тс· м

$M_{дл}$= 46,0 тс· м

M_{crc}= 25,271 тс· м -момент образования трещин

φ_2= 0,5

φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0,19 мм -непродолжительное раскрытие трещин

$a_{длит}$= 0,18 мм -продолжительное раскрытие трещин

Армирование по Y:

Растянутая арматура

$d_{s,ф}$=	20	мм	-диаметр основной арматуры
$s_ф$=	200	мм	-шаг основной арматуры
$d_{s,д}$=	20	мм	-диаметр дополнительной арматуры арматуры
	200	мм	-шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$=	15,7	см²	-площадь основной арматуры
$A_{s,д}$=	15,7	см²	-площадь дополнительной арматуры
A_s=	31,4	см²	-суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура

$d'_{s,ф}$=	20	мм	-диаметр основной арматуры
$s'_ф$=	200	мм	-шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$=	0	мм	-диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$=	200	мм	-шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$=	15,7	см²	-площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$=	0	см²	-площадь дополнительной арматуры
A'_s=	15,7	см²	-суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 4,83 см -высота сжатой зоны бетона

ξ= 0,07 -относительная высота сжатой зоны бетона

M_{ult}= 96,9 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 59 тс· м

$M_{дл}$= 55,0 тс· м

M_{crc}= 25,271 тс· м -момент образования трещин

φ_2= 0,5

φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0,25 мм -непродолжительное раскрытие трещин

$a_{длит}$= 0,24 мм -продолжительное раскрытие трещин

Проверка фундаментной плиты на продавливание

Выберите тип конструкции	Выберите тип плиты	Выберите расположение
Колонна	Фундаментная плита	Рядовая (ЗК)

Сечение колонны

вдоль оси X, мм	400
вдоль оси Y, мм	1200

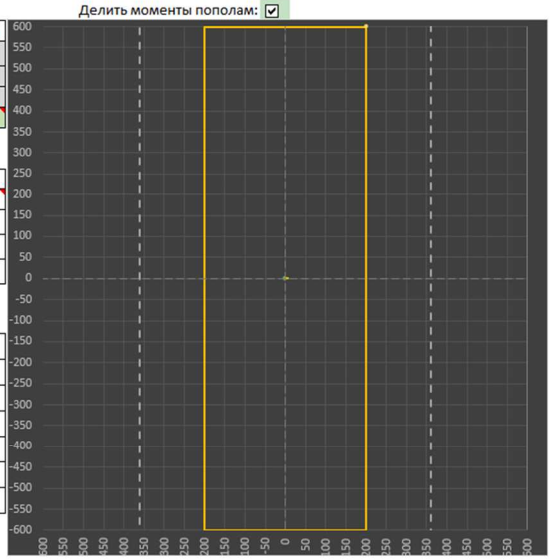
Сечение плиты

h, мм	400
a_x, мм	85
a_y, мм	75
h_o, мм	320

Нагрузки у граней плиты

	над плитой	под плитой
F, т	550	
M_x, т	12	
M_y, т	4	
q, т		10

Делить моменты пополам: ☑



Арматура

Класс	A500C
R_{sw}, т/м^2	30600
Ø , мм	10
n, шт	6
A_{sw}, см^2	4,71
s_w, мм	100
q_{sw}, т/м	144,20
0.25·R_{bt}·b	10,53

Нагрузки на расчётный контур

N_{sup}, т	550	$M_{x,sup+int}$, тм	12,00	$M_{y,sup+int}$, тм	4
N_{int}, т	0	$M_{x,q}$, тм	0,00	$M_{y,q}$, тм	0,00
F_{q1}, т	0,00	0.5·$M_{x,loc}$, тм	6,00	0.5·$M_{y,loc}$, тм	2
F_q, т	48,58	$M_{x,F}$, тм	0,00	$M_{y,F}$, тм	0,00
F, т	501,42	M_x, тм	6,00	M_y, тм	2,00

Расчетный контур

l_x, м	1,12
l_y, м	1,92
u, м	6,08
A_{q1}, м^2	0,000
A_q, м^2	4,858

Несущая способность бетонного сечения без поперечной арматуры

Бетон					
Класс	B30	I_{bx1}, м^3	0,2342	I_{by1}, м^3	1,1796
R_{bt}, т/м2	117	I_{bx2}, м^3	1,2042	I_{by2}, м^3	2,0644
γ_{b1}	0,9	I_{bx}, м^3	1,4384	I_{by}, м^3	3,2440
A_b, м^2	4,38	W^-_{bx}, м^2	2,5685	W^-_{by}, м^2	3,3792
$F_{b,ult}$, т	460,96	W^+_{bx}, м^2	2,5685	W^+_{by}, м^2	3,3792
$F/F_{b,ult}$	1,088	$M_{bx,ult}$, тм	194,736	$M_{by,ult}$, тм	256,197
		$M_x/M_{bx,ult}$	0,031	$M_y/M_{by,ult}$	0,008

1,126 >1 Требуется установка поперечной арматуры.

Несущая способность бетонного сечения с поперечной арматуры

$F_{sw,ult}$, т	701,384	$M_{swx,ult}$, тм	296,304	$M_{swy,ult}$, тм	389,822
F_{ult}, т	921,923	$M_{x,ult}$, тм	389,472	$M_{y,ult}$, тм	512,395
F/F_{ult}	0,544	$M_x/M_{x,ult}$	0,015	$M_y/My_{,ult}$	0,004
0,563 < 1	Условие прочности выполнено. Прочность обеспечен				

-ЗАПОЛНИТЬ

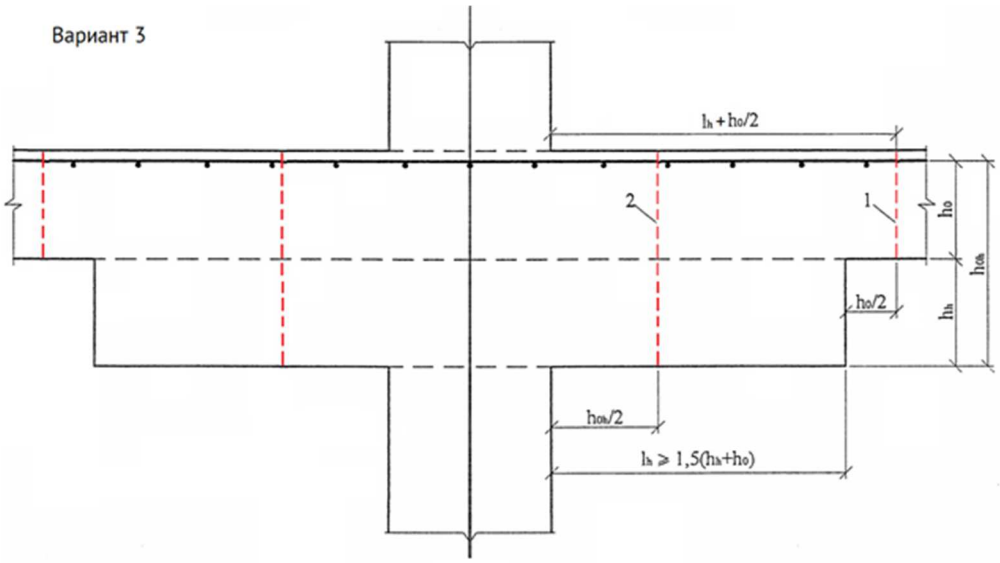
-УДАЛИТЬ

Проверить банкетку ☑

h_h, мм	l_h, мм		1.5·(hh+h0)	Вариант 3
400	1600	>	1080	

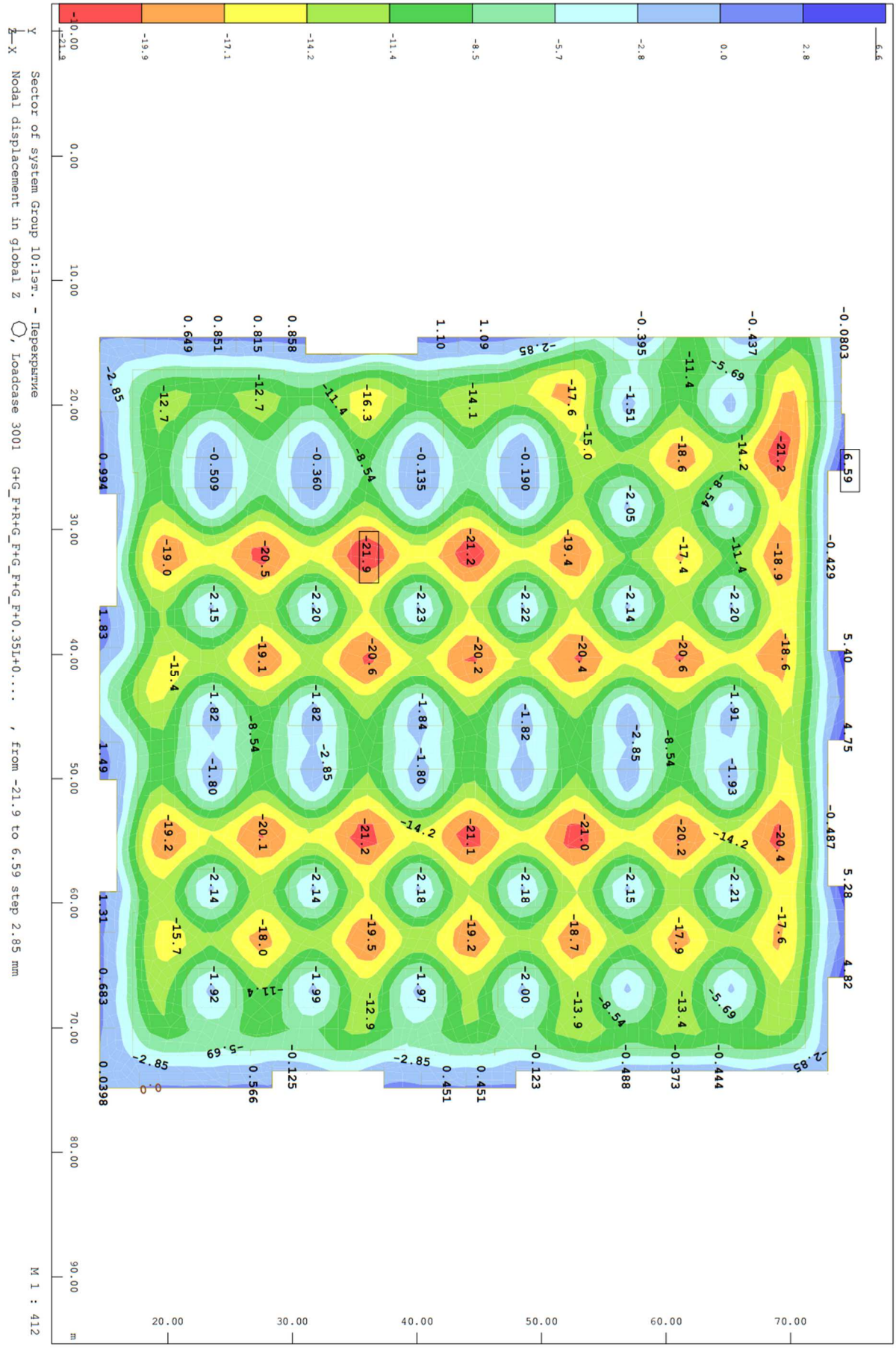
Несущая способность бетонного сечения без поперечной арматуры	
1-й контур	0,87
2-й контур	1,13
Итого:	1,13
Несущая способность бетонного сечения с поперечной арматуры	
1-й контур	0,44
2-й контур	0,56
Итого:	0,56

Вариант 3

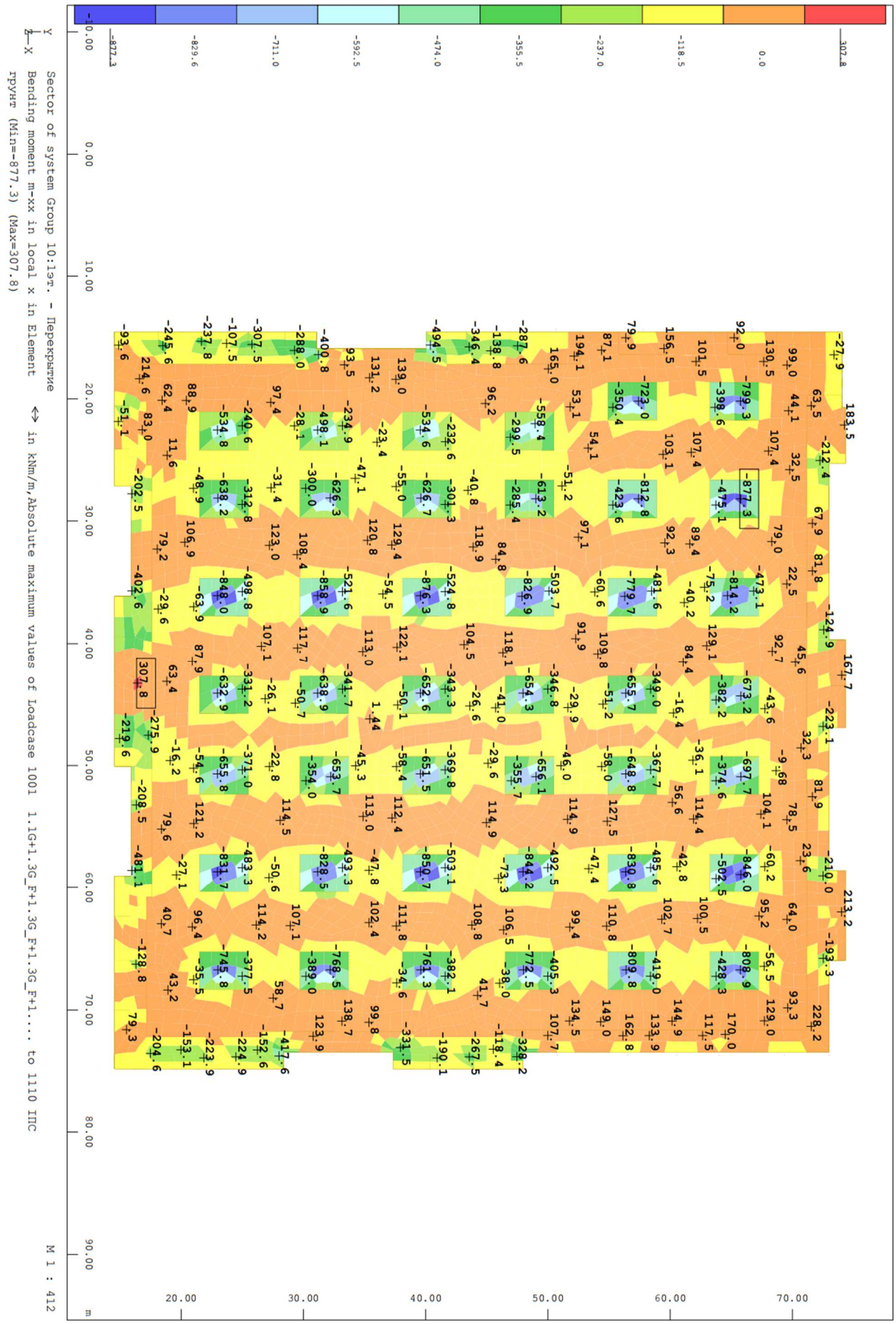


6.2. ПЛИТА ПОКРЫТИЯ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ

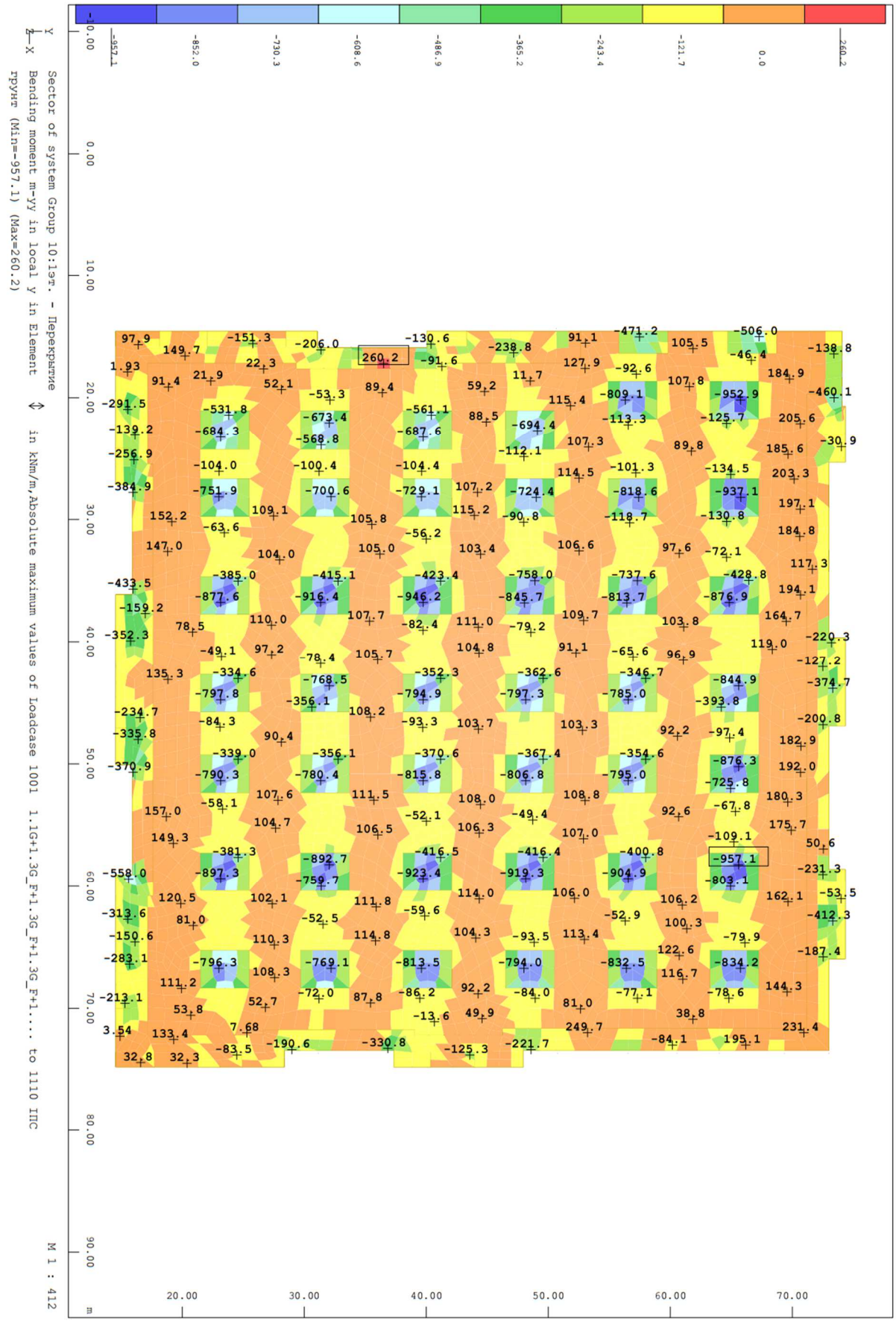
Прогибы плиты от постоянных и длительных нагрузок, мм



Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_x, кН·м/м

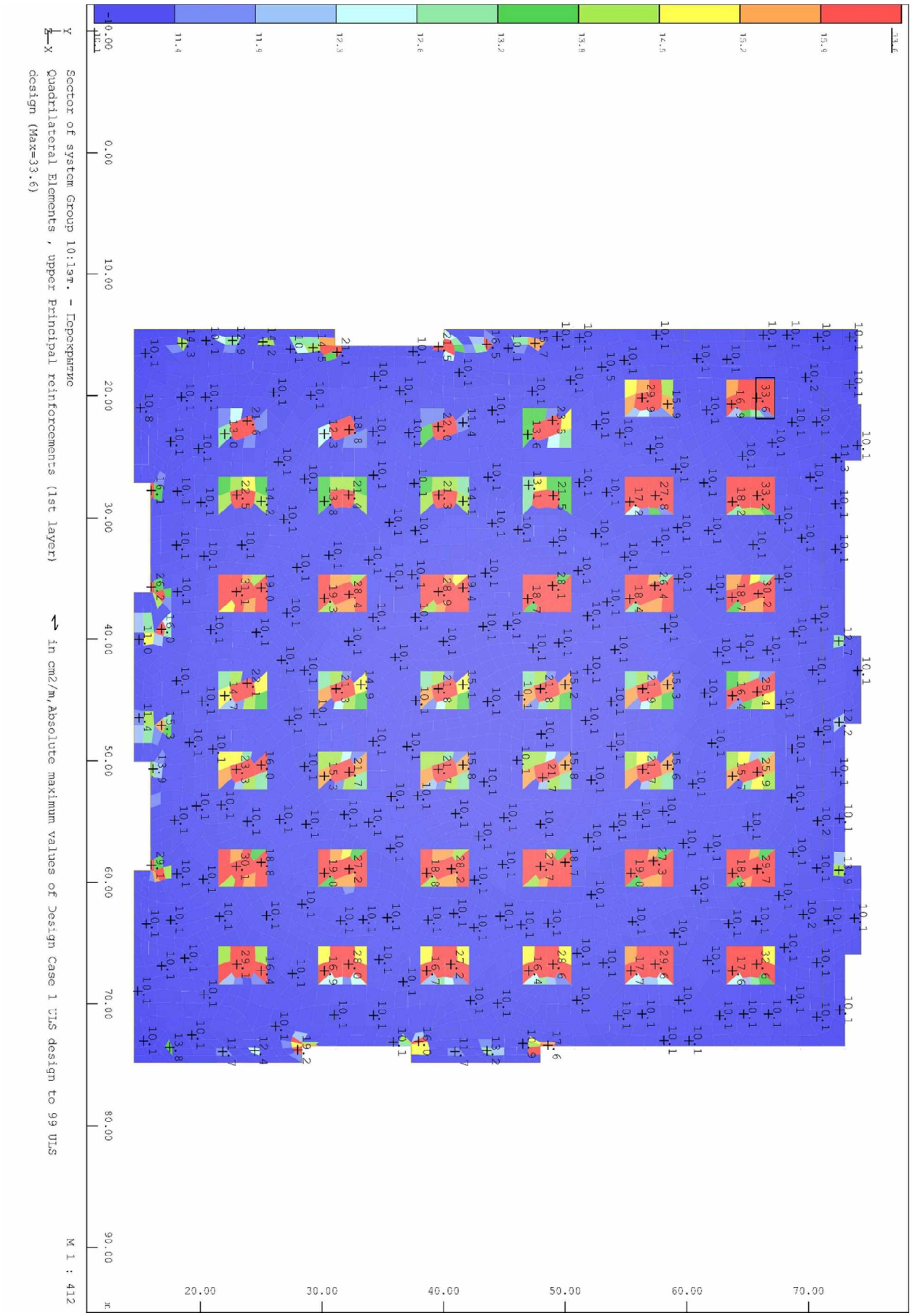


Момент от расчетного основного и особого сочетания нагрузок M_y, кН·м/м

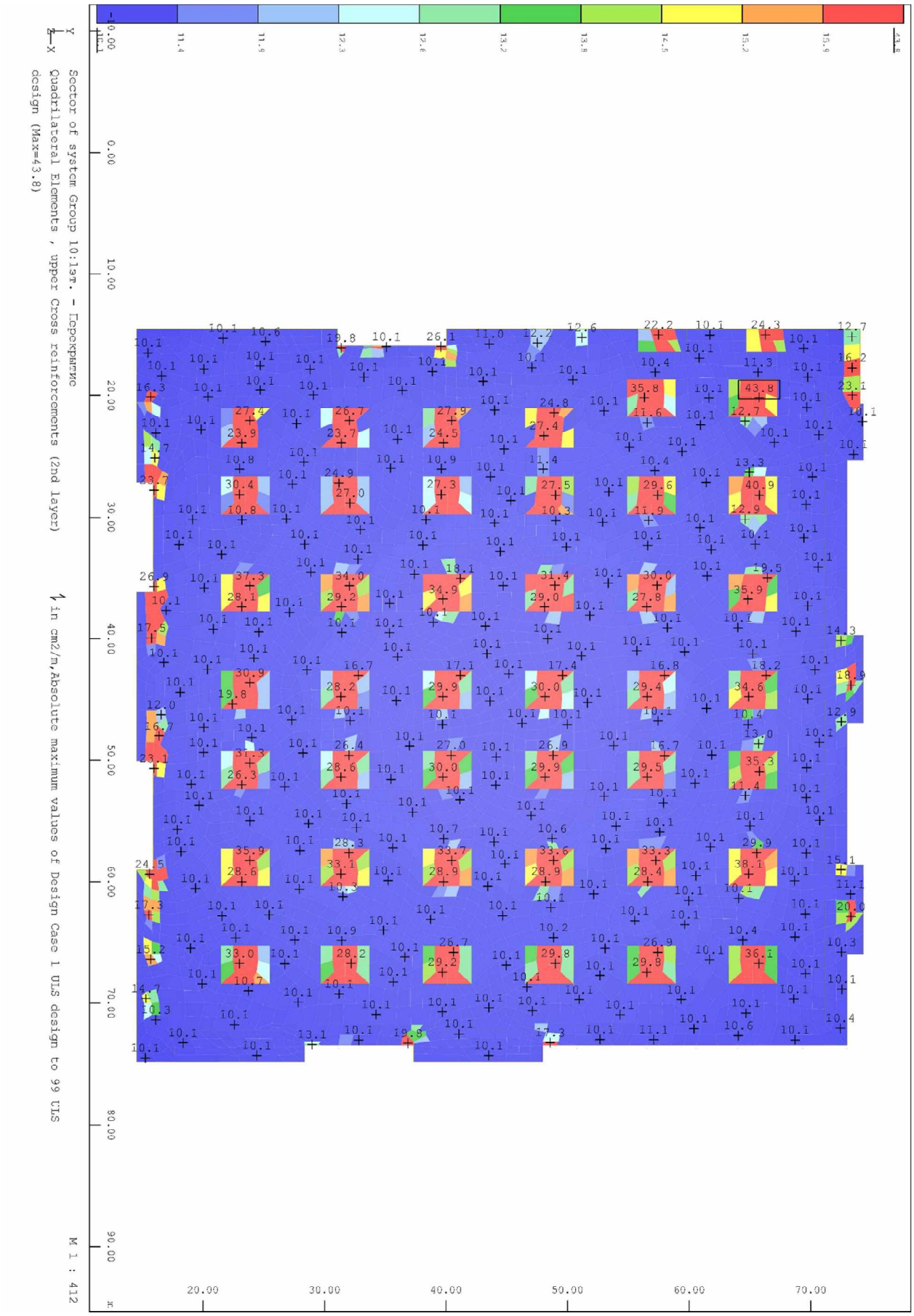


						1190-01-КР.Р2	Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№док.	Подп.	Дата		226

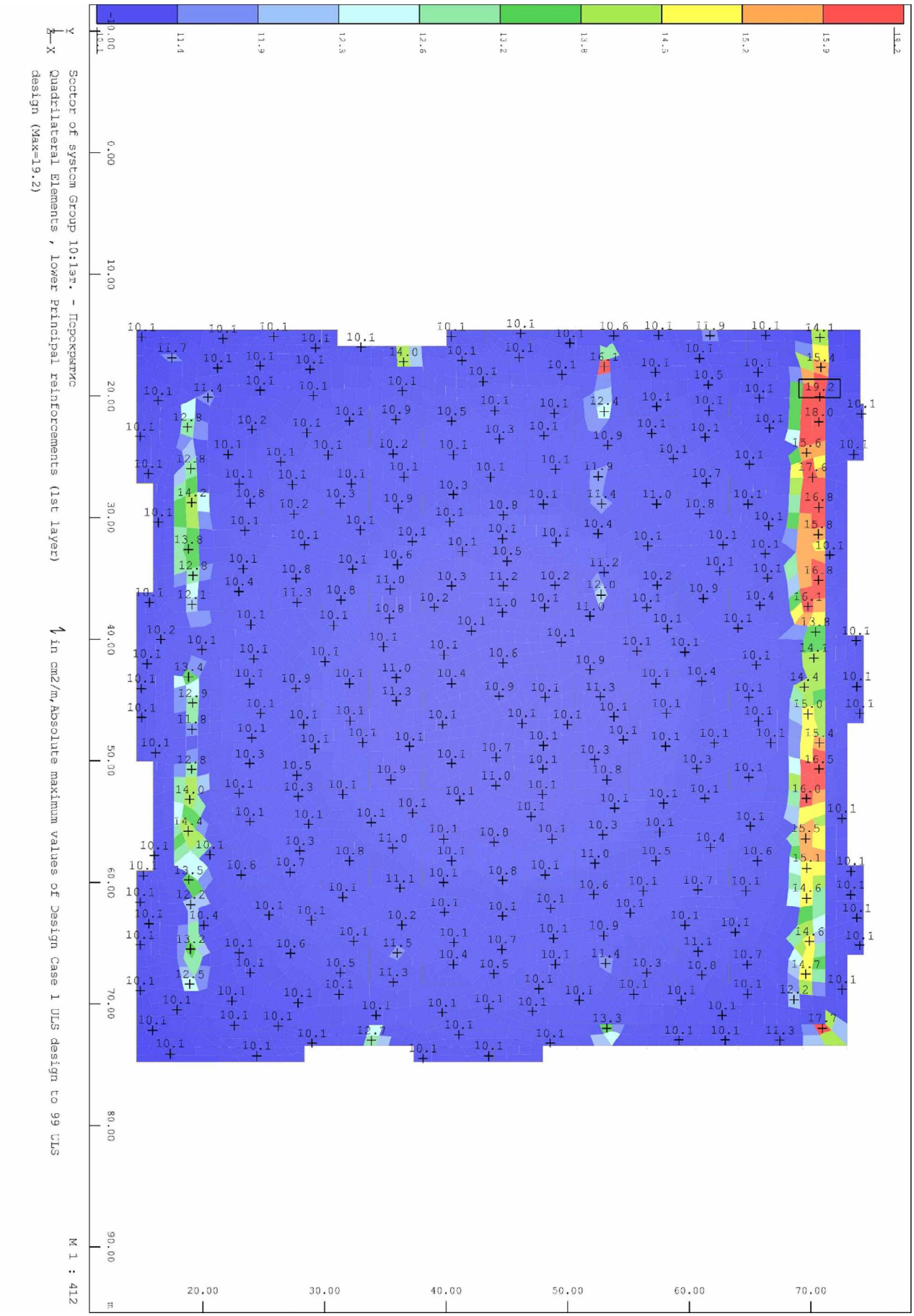
Верхнее армирование по оси X, см^2/м



Верхнее армирование по оси Y, см^2/м

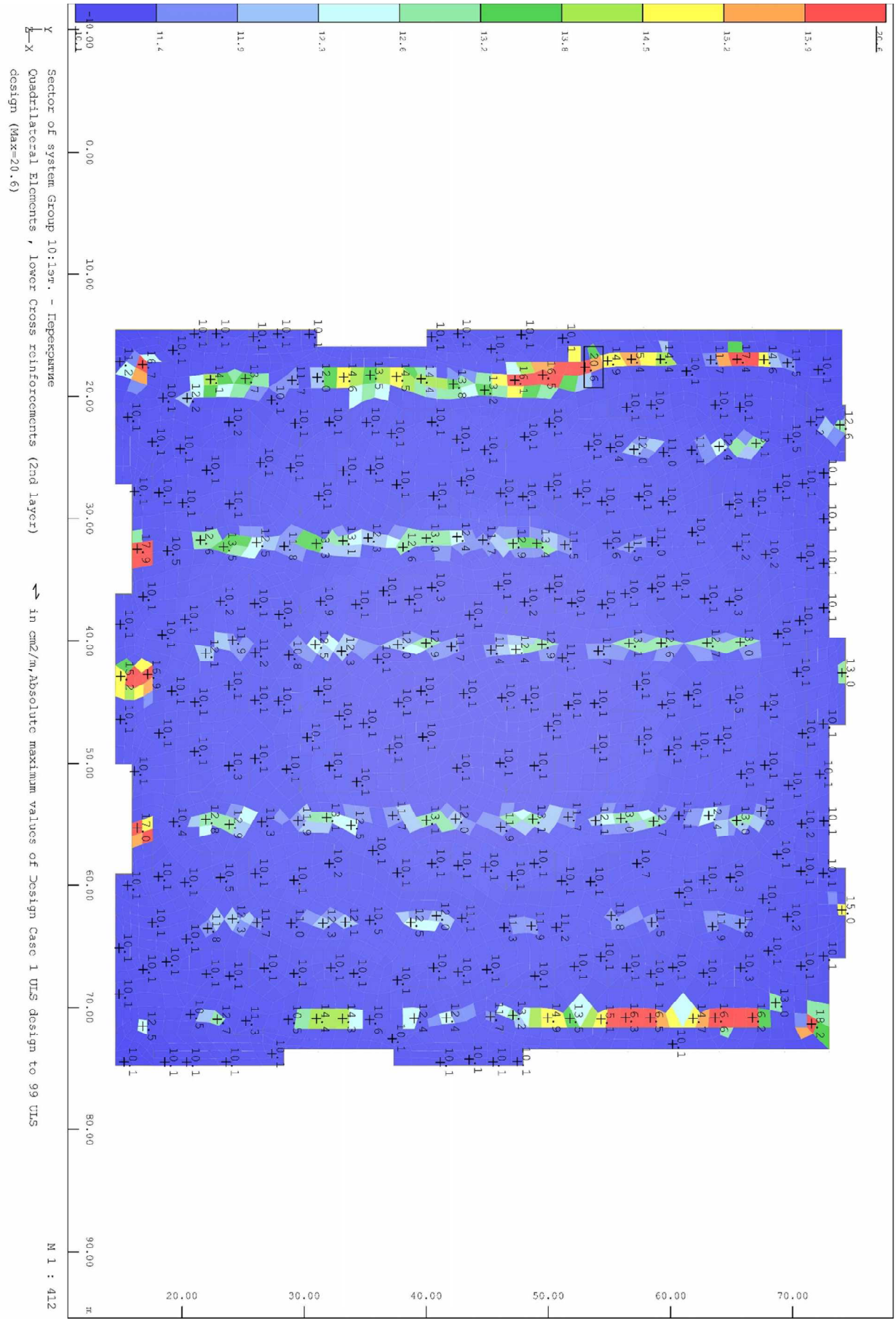


Нижнее армирование по оси X, см^2/м

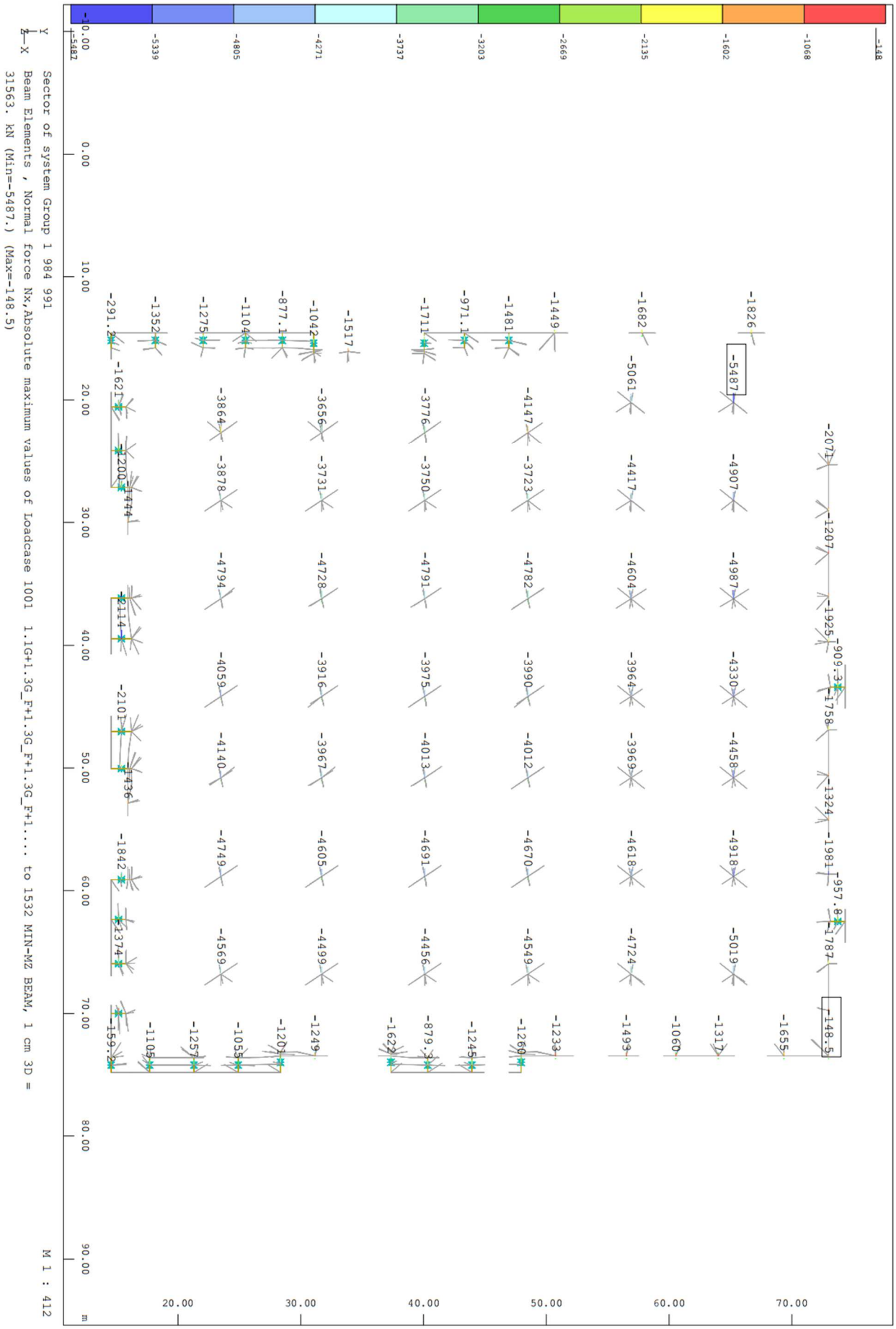


						1190-01-КР.Р2	Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№док.	Подп.	Дата		229

Нижнее армирование по оси Y, см^2/м



Усилие продавливания от расчетного основного и особого сочетания нагрузок, кН



Проверка плиты покрытия в пролёте

Проверка армирования фундаментной плиты в пролете

Класс бетона: B30 Класс арматуры: A500

R_{bn}, $R_{b.ser}$	224,3	кгс/см²	$R_{s.n}$, $R_{s.ser}$	5098,6	кгс/см²
R_{btn}, $R_{bt.ser}$	17,8	кгс/см²	$R_{sc.n}$, $R_{sc.ser}$	5098,6	кгс/см²
$R_b\gamma_{b2}$	156,0	кгс/см²	R_s	4435,8	кгс/см²
$R_{bt}\gamma_{b2}$	10,6	кгс/см²	R_{sc}	4078,9	кгс/см²
E_b	331408	кгс/см²	R_{sw}	3059,1	кгс/см²
γ_{b2}	0,9	кгс/см²	γ_s	1,0	кгс/см²
ξ_R	0,5		E_s	2039432	кгс/см²
			E_s/E_b	6,2	кгс/см²

Исходные данные:

h=	400	мм	-толщина плиты
a_x=	40	мм	-расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси X)
a'$_x$=	40	мм	-расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси X)
$h_{0,x}$=	360	мм	-рабочая высота сечения(по оси X)
a_y=	60	мм	-расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси Y)
a'$_y$=	60	мм	-расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси Y)
$h_{0,y}$=	340	мм	-рабочая высота сечения(по оси Y)

Армирование по X:

Растянутая арматура

$d_{s,\phi}$=	16	мм	-диаметр основной арматуры
s_ϕ=	200	мм	-шаг основной арматуры
$d_{s,д}$=	16	мм	-диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$=	200	мм	-шаг дополнительной арматуры
$A_{s,\phi}$=	10,1	см²	-площадь основной арматуры
$A_{s,д}$=	10,1	см²	-площадь дополнительной арматуры
A_s=	20,1	см²	-суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура

d'$_{s,\phi}$=	16	мм	-диаметр основной арматуры
s'$_\phi$=	200	мм	-шаг основной арматуры
d'$_{s,д}$=		мм	-диаметр дополнительной арматуры арматуры
s'$_д$=		мм	-шаг дополнительной арматуры
A'$_{s,\phi}$=	10,1	см²	-площадь основной арматуры
A'$_{s,д}$=	0	см²	-площадь дополнительной арматуры
A'$_s$=	10,1	см²	-суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 3,09 см -высота сжатой зоны бетона

ξ= 0,09 -относительная высота сжатой зоны бетона

M_{ult}= 29,7 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 14,2 тс· м

$M_{дл}$= 12,2 тс· м

M_{crc}= 6,33994 тс· м -момент образования трещин

φ_2= 0,5

φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0,19 мм -непродолжительное раскрытие трещин

$a_{длит}$= 0,17 мм -продолжительное раскрытие трещин

Армирование по Y:

Растянутая арматура

$d_{s,\phi}$=	16	мм	-диаметр основной арматуры
s_ϕ=	200	мм	-шаг основной арматуры
$d_{s,д}$=	16	мм	-диаметр дополнительной арматуры арматуры
	200	мм	-шаг дополнительной арматуры
$A_{s,\phi}$=	10,1	см²	-площадь основной арматуры
$A_{s,д}$=	10,1	см²	-площадь дополнительной арматуры
A_s=	20,1	см²	-суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура

d'$_{s,\phi}$=	16	мм	-диаметр основной арматуры
s'$_\phi$=	200	мм	-шаг основной арматуры
d'$_{s,д}$=		мм	-диаметр дополнительной арматуры арматуры
s'$_д$=		мм	-шаг дополнительной арматуры
A'$_{s,\phi}$=	10,1	см²	-площадь основной арматуры
A'$_{s,д}$=	0	см²	-площадь дополнительной арматуры
A'$_s$=	10,1	см²	-суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 3,09 см -высота сжатой зоны бетона

ξ= 0,09 -относительная высота сжатой зоны бетона

M_{ult}= 27,1 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 10,6 тс· м

$M_{дл}$= 9,2 тс· м

M_{crc}= 6,33994 тс· м -момент образования трещин

φ_2= 0,5

φ_3= 1

$a_{кратк}$= 0,12 мм -непродолжительное раскрытие трещин

$a_{длит}$= 0,11 мм -продолжительное раскрытие трещин

Проверка плиты покрытия на опоре

Проверка армирования фундаментной плиты в пролете

Класс бетона B30 Класс арматуры A500

R_{bn}, $R_{b.ser}$	224,3	кгс/см²	$R_{s.n}$, $R_{s.ser}$	5098,6	кгс/см²
R_{btn}, $R_{bt.ser}$	17,8	кгс/см²	$R_{sc.n}$, $R_{sc.ser}$	5098,6	кгс/см²
$R_b\gamma_{b2}$	156,0	кгс/см²	R_s	4435,8	кгс/см²
$R_{bt}\gamma_{b2}$	10,6	кгс/см²	R_{sc}	4078,9	кгс/см²
E_b	331408	кгс/см²	R_{sw}	3059,1	кгс/см²
γ_{b2}	0,9	кгс/см²	γ_s	1,0	кгс/см²
ξ_R	0,5		E_s	2039432	кгс/см²
			E_s/E_b	6,2	кгс/см²

Исходные данные:

h= 700 мм -толщина плиты
a_x= 40 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси X)
a'_x= 40 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси X)
$h_{0,x}$= 660 мм -рабочая высота сечения(по оси X)
a_y= 60 мм -расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани бетона(по оси Y)
a'_y= 60 мм -расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани бетона(по оси Y)
$h_{0,y}$= 640 мм -рабочая высота сечения(по оси Y)

Армирование по X:

Растянутая арматура
$d_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 25 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s_д$= 200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$= 15,7 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 24,5 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 40,3 см² -суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура
$d'_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s'_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$= 15,7 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 15,7 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 7,34 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0,11 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 111,1 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 67 тс· м
$M_{дл}$= 63,0 тс· м
M_{crc}= 19,5741 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0,5
φ_3= 1
$a_{кратк}$= 0,29 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0,28 мм -продолжительное раскрытие трещин

Армирование по Y:

Растянутая арматура
$d_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d_{s,д}$= 25 мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
200 мм -шаг дополнительной арматуры
$A_{s,ф}$= 15,7 см² -площадь основной арматуры
$A_{s,д}$= 24,5 см² -площадь дополнительной арматуры
A_s= 40,3 см² -суммарная площадь растянутой арматуры

Сжатая арматура
$d'_{s,ф}$= 20 мм -диаметр основной арматуры
$s'_ф$= 200 мм -шаг основной арматуры
$d'_{s,д}$= мм -диаметр дополнительной арматуры арматуры
$s'_д$= мм -шаг дополнительной арматуры
$A'_{s,ф}$= 15,7 см² -площадь основной арматуры
$A'_{s,д}$= 0 см² -площадь дополнительной арматуры
A'_s= 15,7 см² -суммарная площадь сжатой арматуры

Проверка прочности:

x= 7,34 см -высота сжатой зоны бетона
ξ= 0,11 -относительная высота сжатой зоны бетона
M_{ult}= 106,2 тс· м -предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Расчет раскрытия трещин:

$M_{кр}$= 64 тс· м
$M_{дл}$= 60,0 тс· м
M_{crc}= 19,5741 тс· м -момент образования трещин
φ_2= 0,5
φ_3= 1
$a_{кратк}$= 0,28 мм -непродолжительное раскрытие трещин
$a_{длит}$= 0,27 мм -продолжительное раскрытие трещин

Проверка на продавливание плиты покрытия

Выберите тип конструкции	Выберите тип плиты	Выберите расположение
Колонна	Плита покрытия	Рядовая (ЗК)

Сечение колонны

вдоль оси X, мм	400
вдоль оси Y, мм	1200

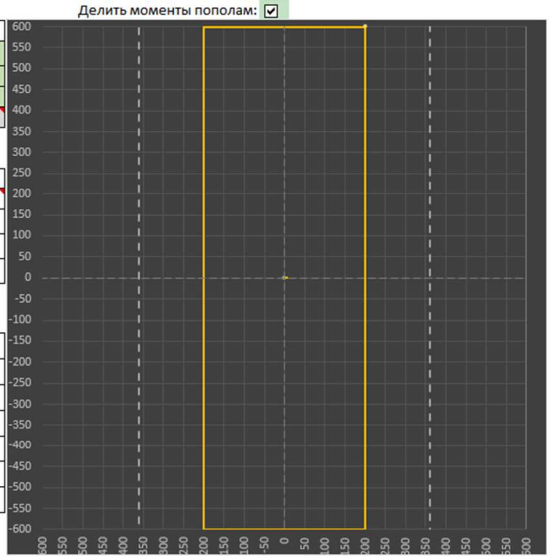
Сечение плиты

h, мм	400
a_x, мм	85
a_y, мм	75
h_o, мм	320

Нагрузки у граней плиты

	над плитой	под плитой
F, т		543
M_x, т		20
M_y, т		54
q, т		

Делить моменты пополам: ☑



Арматура

Класс	A500C
R_{sw}, т/м^2	30600
Ø , мм	10
n, шт	6
A_{sw}, см^2	4,71
s_w, мм	100
q_{sw}, т/м	144,20
0.25·R_{bt}·b	10,53

Нагрузки на расчётный контур

N_{sup}, т	0	$M_{x,sup+int}$, тм	20,00	$M_{y,sup+int}$, тм	54
N_{int}, т	543	$M_{x,q}$, тм	0,00	$M_{y,q}$, тм	0,00
F_{q1}, т	0,00	0.5·$M_{x,loc}$, тм	10,00	0.5·$M_{y,loc}$, тм	27
F_q, т	0,00	$M_{x,F}$, тм	0,00	$M_{y,F}$, тм	0,00
F, т	543,00	M_x, тм	10,00	M_y, тм	27,00

Расчетный контур

l_x, м	1,12
l_y, м	1,92
u, м	6,08
A_{q1}, м^2	0,000
A_q, м^2	4,858

Несущая способность бетонного сечения без поперечной арматуры

Бетон					
		I_{bx1}, м^3	0,2342	I_{by1}, м^3	1,1796
Класс	B30	I_{bx2}, м^3	1,2042	I_{by2}, м^3	2,0644
R_{bt}, т/м2	117	I_{bx}, м^3	1,4384	I_{by}, м^3	3,2440
γ_{b1}	0,9	W^-_{bx}, м^2	2,5685	W^-_{by}, м^2	3,3792
A_b, м^2	4,38	W^+_{bx}, м^2	2,5685	W^+_{by}, м^2	3,3792
$F_{b,ult}$, т	460,96	$M_{bx,ult}$, тм	194,736	$M_{by,ult}$, тм	256,197
$F/F_{b,ult}$	1,178	$M_x/M_{bx,ult}$	0,051	$M_y/M_{by,ult}$	0,105

1,335 > 1 Требуется установка поперечной арматуры.

Несущая способность бетонного сечения с поперечной арматуры

$F_{sw,ult}$, т	701,384	$M_{swx,ult}$, тм	296,304	$M_{swy,ult}$, тм	389,822
F_{ult}, т	921,923	$M_{x,ult}$, тм	389,472	$M_{y,ult}$, тм	512,395
F/F_{ult}	0,589	$M_x/M_{x,ult}$	0,026	$M_y/My_{,ult}$	0,053
0,667 < 1	Условие прочности выполнено. Прочность обеспечен				

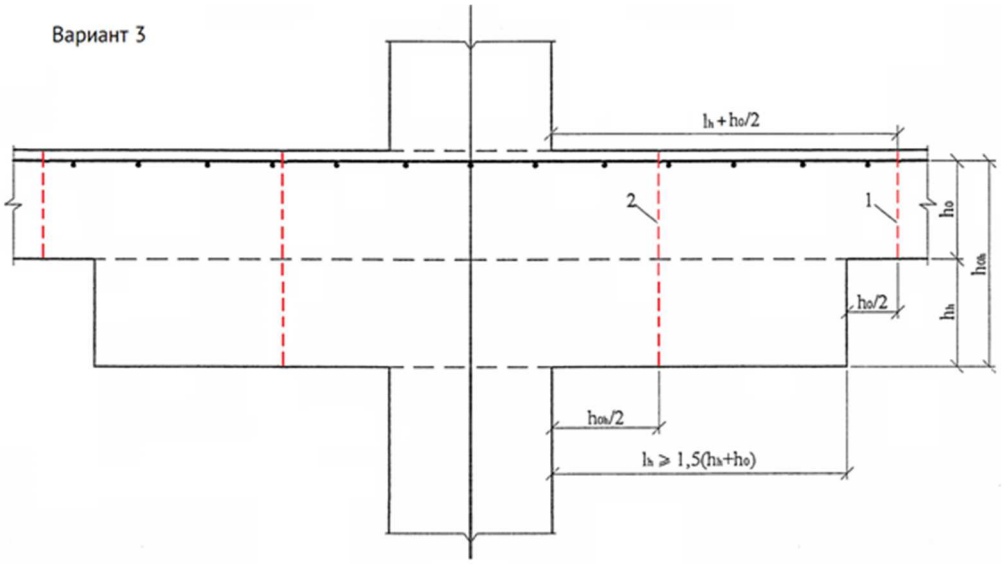
-ЗАПОЛНИТЬ

-УДАЛИТЬ

Проверить капитель ☑

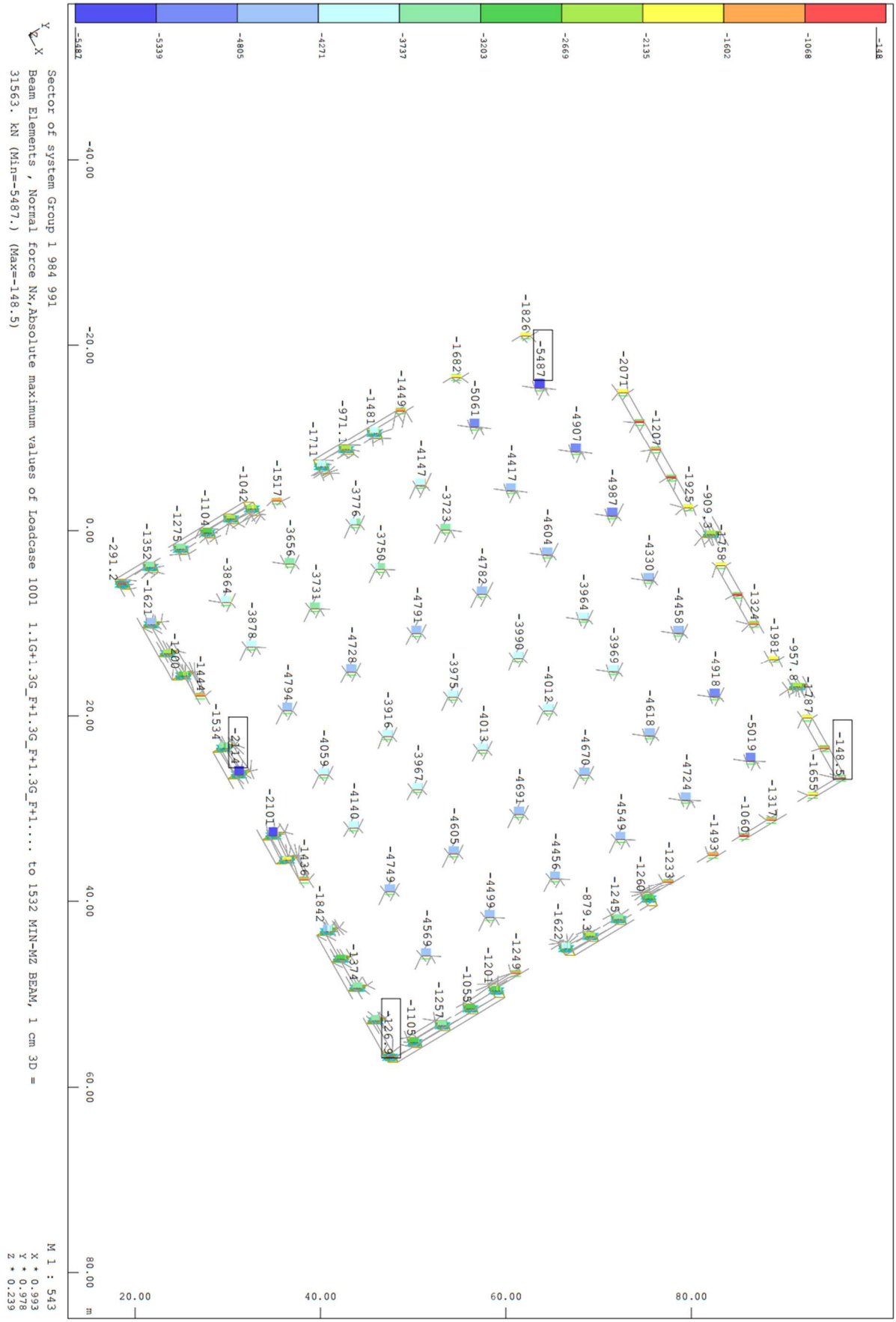
h_h, мм	l_h, мм		1.5·(hh+h0)	
400	1400	>	1080	Вариант 3

Несущая способность бетонного сечения без поперечной арматуры	
1-й контур	1,08
2-й контур	1,33
Итого:	1,33
Несущая способность бетонного сечения с поперечной арматуры	
1-й контур	0,54
2-й контур	0,67
Итого:	0,67

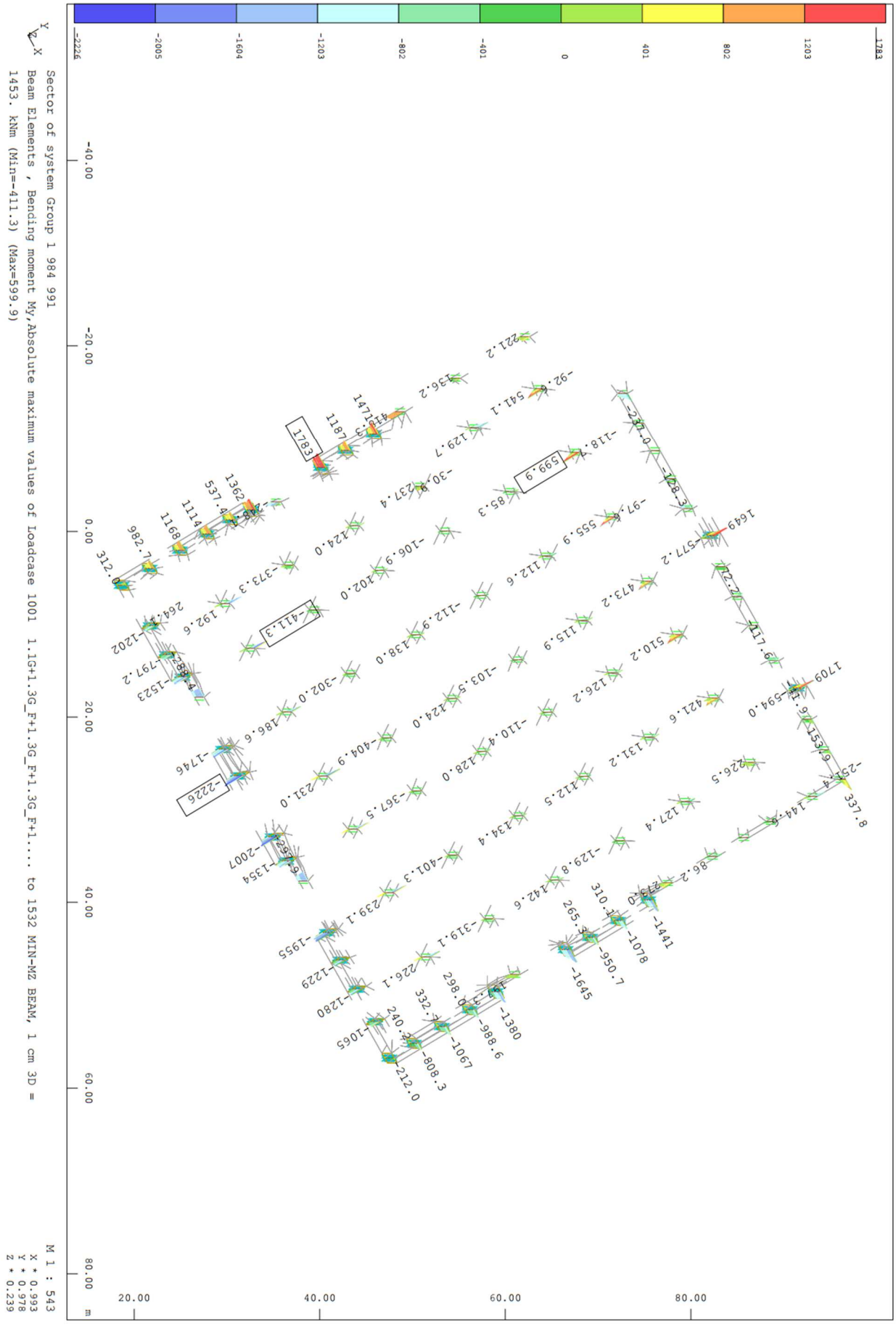


6.3. НЕСУЩИЕ ПИЛОНЫ

Продольная сила N в пилонах от основного и особого расчетного сочетания нагрузок, кН

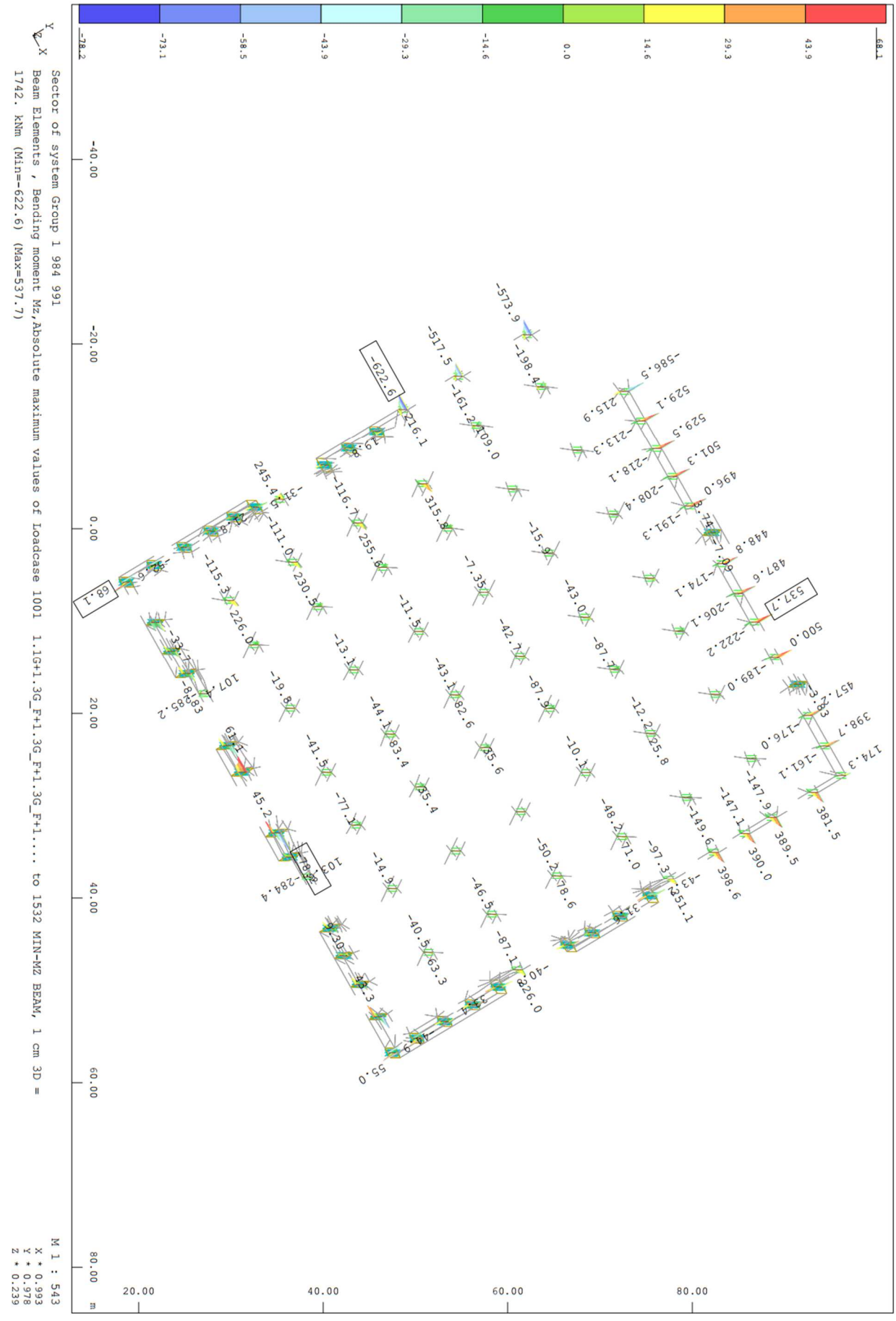


Изгибающие моменты M_y в пилонах от основного и особого расчетного сочетания нагрузок, кН*м



							Лист
						1190-01-КР.Р2	236
Изм.	Кол.уч	Лист	№док.	Подп.	Дата		

Изгибающие моменты M_z в пилонах от основного и особого расчетного сочетания нагрузок, кН*м



ПИЛОН 300Х1650 В ОСЯХ 2.19/2.Ж-2.И

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N = -2114{,}0$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 2226{,}0$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = 61{,}0$ кН · м
- Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0{,}9$
- Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = 21{,}0$ кН
- Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = -670{,}0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N_{kr} = -1761{,}7$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 1855{,}0$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = 50{,}8$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N_{dl} = -1585{,}5$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 1669{,}5$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = 45{,}7$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

- Бетон класса В30
- Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0{,}77$
- Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0{,}77 = 13{,}09$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1{,}15 \cdot 0{,}77 = 0{,}8855$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0{,}77 = 16{,}94$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1{,}75 \cdot 0{,}77 = 1{,}3475$ МПа
- Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
- Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
- Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0{,}002$, $\varepsilon_{b2} = -0{,}0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0{,}0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0{,}00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

- Арматура класса A500
- Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
- Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
- Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0{,}025$
- Арматура у верхней и нижней грани - 3xØ20, защитный слой 35 мм
- Арматура у боковой грани - 10xØ20, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

- Арматура класса A240
- Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
- Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ10, $A_{sw,x} = 1{,}57$ см^2
- Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 4xØ10, $A_{sw,y} = 3{,}14$ см^2
- Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,\text{в}} = 0{,}1$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{в}} = 6$
- Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,\text{ц}} = 0{,}2$ м
- Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,\text{н}} = 0{,}1$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{н}} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

- Высота колонны $L = 3{,}65$ м
- Ширина сечения $b = 0{,}3$ м
- Высота сечения $h = 1{,}65$ м
- Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0{,}8$, $\mu_y = 0{,}8$
- Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0{,}3$ мм
- Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0{,}4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0{,}8 \cdot 3{,}65 = 2{,}92 \text{ м}$$

$$l_{0,y} = \mu_y L = 0{,}8 \cdot 3{,}65 = 2{,}92 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0{,}112303}{0{,}3 \cdot 1{,}65}} = 0{,}476 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0{,}003712}{0{,}3 \cdot 1{,}65}} = 0{,}087 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2{,}92}{0{,}476} = 6{,}1 \leq 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2{,}92}{0{,}087} = 33{,}7 \leq 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \geq \frac{L}{600} = \frac{3{,}65}{600} = 0{,}006 \text{ м}$$

$$e_{a,x} \geq \frac{h}{30} = \frac{1{,}65}{30} = 0{,}055 \text{ м};\ e_{a,y} \geq \frac{b}{30} = \frac{0{,}3}{30} = 0{,}010 \text{ м}$$

$$e_{a(x,y)} \geq 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{2226{,}0}{-2114{,}0}\right| = 1{,}053 \text{ м}$$

$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{61{,}0}{-2114{,}0}\right| = 0{,}029 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 1{,}053 \text{ м};\ e_{0,y} = 0{,}029 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0{,}9 = 1{,}9$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \leq \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{1{,}053}{1{,}65} = 0{,}638 \leq 1{,}5$$

$$0{,}15 \leq \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0{,}029}{0{,}3} = 0{,}096 \leq 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0{,}638;\ \delta_{e,y} = 0{,}150$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1{,}9(0{,}3 + 0{,}638)} = 0{,}084$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1{,}9(0{,}3 + 0{,}150)} = 0{,}175$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0{,}084 \cdot 32500000 \cdot 0{,}112303 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0{,}002190 = 607686{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0{,}175 \cdot 32500000 \cdot 0{,}003712 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0{,}000083 = 32358{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 607686{,}9}{2{,}92^2} = 703418{,}7 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 32358{,}9}{2{,}92^2} = 37456{,}6 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{2114{,}0}{703418{,}7}} = 1{,}003$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{2114{,}0}{37456{,}6}} = 1{,}060$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1{,}003 \cdot 2226{,}0 = 2232{,}7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1{,}060 \cdot 61{,}0 = 64{,}6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 1066272{,}8\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 44416{,}9\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = -13749{,}5\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = -1319640{,}4\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

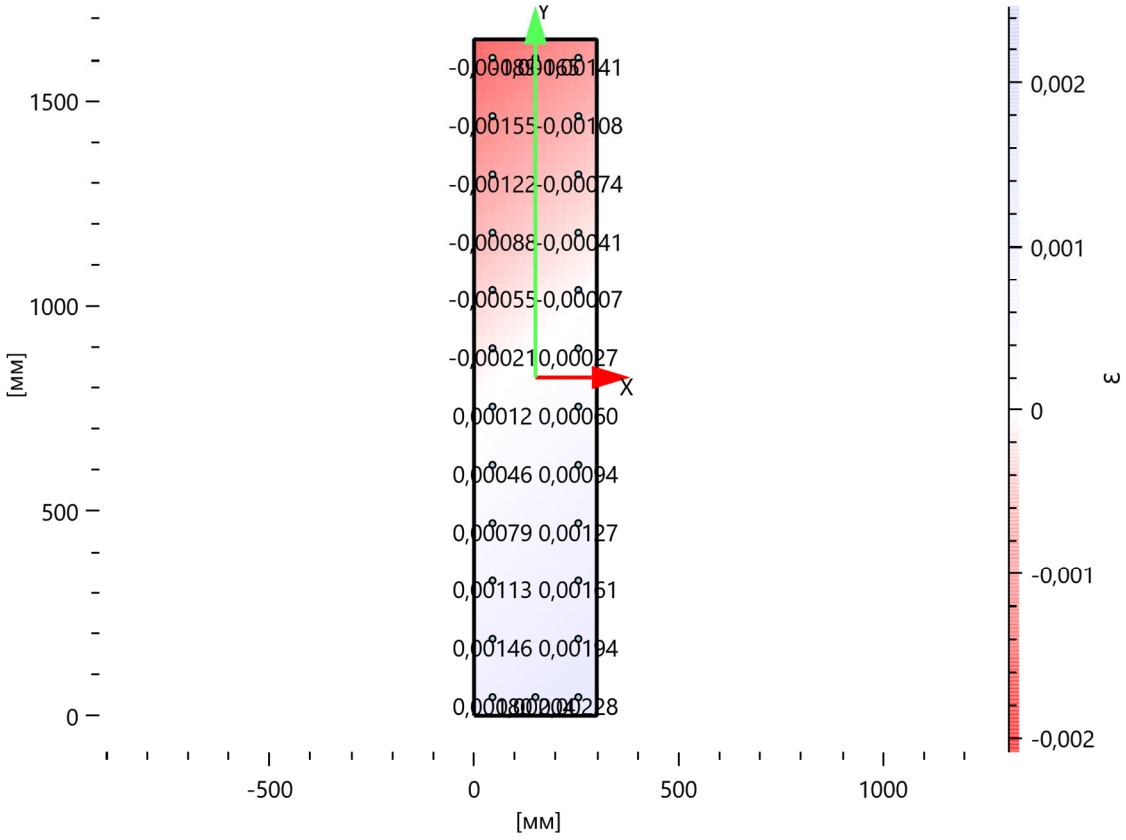
$$D_{23} = -19386{,}1\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 5400437{,}6\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0{,}00236370; \frac{1}{r_y} = 0{,}00227200;\ \varepsilon_0 = 0{,}00019430$$

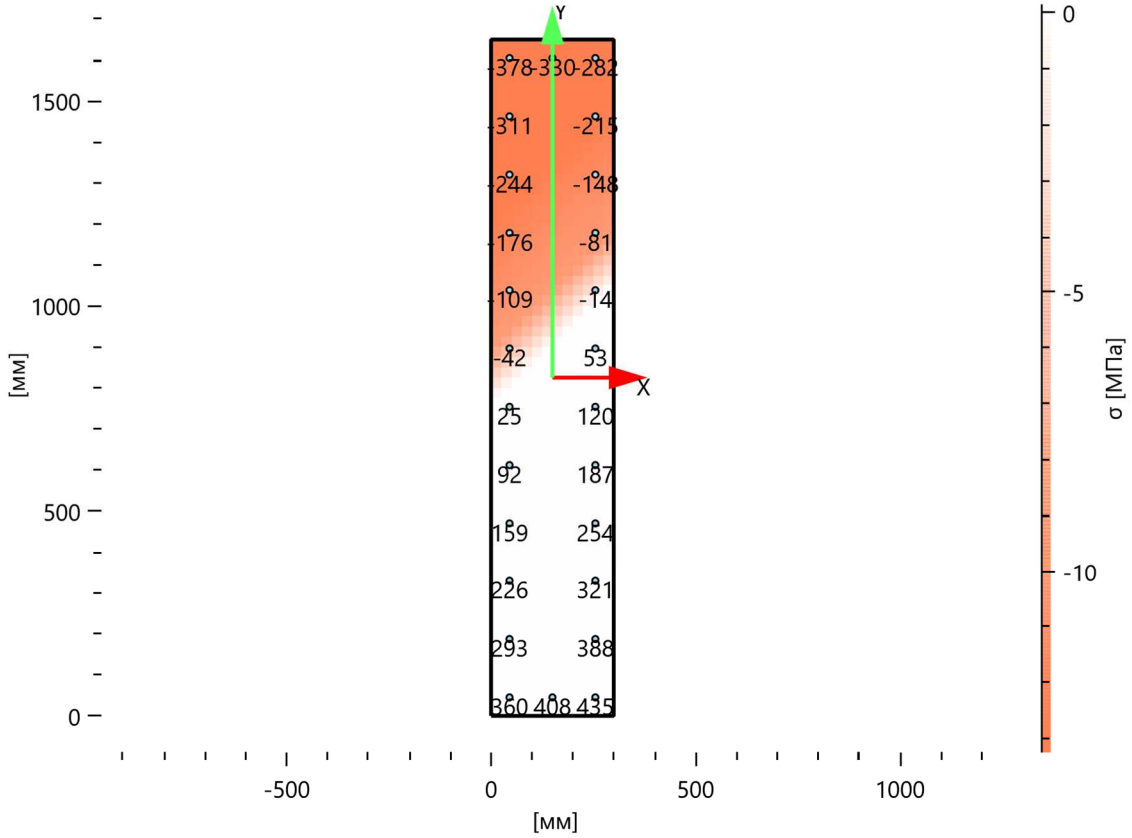
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0{,}002039$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0{,}002277$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0{,}0035$

Т.к. условия:

$$\left|\varepsilon_{b,max}\right| = |-0{,}002039| = 0{,}002039 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0{,}003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0{,}002277 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0{,}025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	1851723,7	62759,8	0	-2687413,5	0	7867891,2
Mx,kr	1714602,8	60452,6	0	-2477430,7	0	7555893,7
My,dl	4015731	133742,1	0	0	0	17455663,6
My,kr	4015731	133742,1	0	0	0	17455663,6

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	⊠$_0$
Mx,dl	0,00120792	0	0,00021107
Mx,kr	0,00141568	0	0,00023102
My,dl	0	0,0003417	-9,083E-05
My,kr	0	0,00037984	-0,00010092

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	⊠$_s$, МПа	⊠$_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	есть	0,3	0,004712	0,02	230,6	30,5	983,8
Mx,kr	есть	0,3	0,004712	0,02	267,1	30,5	1042,4
My,dl	нет	–	–	–	–	–	–
My,kr	нет	–	–	–	–	–	–

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Ширина раскрытия нормальных трещин $a_{crc,i}$ $(i = 1, 2, 3)$ определяется по формуле:

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

где φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1.0 - при непродолжительном действии нагрузки;

1.4 - при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0.5 - для арматуры периодического профиля и канатной;

0.8 - для гладкой арматуры;

φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным

1.0 - для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1.2 - для растянутых элементов;

ψ_s - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\psi_s = 1 - 0.8\,\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}$$

l_s - базовое расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$l_s = 0.5\,\frac{A_{bt}}{A_s}d_s$$

Результаты расчета сведены в таблицу.

Направление	a_{crc1}, мм	a_{crc2}, мм	a_{crc3}, мм
вдоль оси X	0,000	0,000	0,000
вдоль оси Y	0,289	0,243	0,206

$$a_{crc1,y} = 0{,}289 \leq\ a_{crc1,ult} = 0{,}300 \text{ мм}$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

$$a_{crc,y} = a_{crc1,y} + a_{crc2,y} - a_{crc3,y} = 0{,}289 + 0{,}243 - 0{,}206 = 0{,}325 \leq\ a_{crc,ult} = 0{,}400 \text{ мм}$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0{,}3 \cdot 1{,}65 - 0{,}008167 = 0{,}486833 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b}A_s} = \frac{|2114{,}0|}{0{,}486833 + \frac{400}{13{,}09}\,(0{,}008167)} = 2870{,}73 \text{ кПа}$$

Т.к. $0 < \sigma_{\text{ср}} \leq 0{,}25R_b$, то

$$\phi_n = 1 + \frac{\sigma_{\text{ср}}}{R_b} = 1 + \frac{2870{,}73}{13090} = 1{,}219$$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0{,}3 - 0{,}045 = 0{,}255 \text{ м}$$

$$Q_x = 21{,}0 \text{ кН} \leq \varphi_n\varphi_{b1}R_b bh_0 = 1{,}219 \cdot 0{,}3 \cdot 13090 \cdot 1{,}65 \cdot 0{,}255 = 2014{,}6 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 1{,}65 - 0{,}045 = 1{,}605 \text{ м}$$

$$Q_y = 670{,}0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1{,}219 \cdot 0{,}3 \cdot 13090 \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}605 = 2305{,}5 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25 R_{bt} b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4 \phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5 R_{bt} b h_0$ и не более $2{,}5 R_{bt} b h_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0 h_0$ и не более $2{,}0 h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным $0{,}75$.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, M	C_0, M	Q_B, KH	Q_{SW}, KH	Q_{ULT}, KH	Q, KH	КОЭФФ. ИСП.
0,255	0,255	497,9	51,0	549,0	21,0	0,038
0,306	0,306	414,9	61,3	476,2	21,0	0,044
0,357	0,357	355,6	71,5	427,1	21,0	0,049
0,408	0,408	311,2	81,7	392,9	21,0	0,053
0,459	0,459	276,6	91,9	368,5	21,0	0,057
0,510	0,510	249,0	102,1	351,0	21,0	0,060
0,550	0,510	230,8	102,1	332,9	21,0	0,063
0,561	0,510	226,3	51,0	277,4	21,0	0,076
0,612	0,510	207,5	51,0	258,5	21,0	0,081
0,663	0,510	191,5	51,0	242,5	21,0	0,087
0,714	0,510	186,3	51,0	237,3	21,0	0,088
0,765	0,510	186,3	51,0	237,3	21,0	0,088

Вдоль оси Y

C, M	C_0, M	Q_B, KH	Q_{SW}, KH	Q_{ULT}, KH	Q, KH	КОЭФФ. ИСП.
1,605	1,605	779,8	321,3	-1101,1	-670,0	0,608
1,926	1,926	649,8	385,5	-1035,4	-670,0	0,647
2,247	2,247	557,0	449,8	-1006,8	-670,0	0,665
2,568	2,568	487,4	514,0	-1001,4	-670,0	0,669
2,889	2,889	433,2	578,3	-1011,5	-670,0	0,662
3,210	3,210	389,9	642,6	-1032,5	-670,0	0,649
3,531	3,210	354,5	642,6	-997,0	-670,0	0,672
3,852	3,210	324,9	642,6	-967,5	-670,0	0,693
4,173	3,210	299,9	642,6	-942,5	-670,0	0,711
4,494	3,210	278,5	642,6	-921,1	-670,0	0,727
4,815	3,210	259,9	642,6	-902,5	-670,0	0,742

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

ПИЛОН 400Х1200 В ОСЯХ 2.10/2.КК-2.ИИ

ПРОВЕРКА АРМИРОВАНИЯ КОЛОННЫ

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N = -5430{,}0$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 541{,}0$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = -198{,}0$ кН · м
- Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0{,}9$
- Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = 73{,}0$ кН
- Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 130{,}0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N_{kr} = -4525{,}0$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 450{,}8$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = -165{,}0$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N_{dl} = -4072{,}5$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 405{,}7$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = -148{,}5$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

- Бетон класса В30
- Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0{,}77$
- Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0{,}77 = 13{,}09$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1{,}15 \cdot 0{,}77 = 0{,}8855$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0{,}77 = 16{,}94$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1{,}75 \cdot 0{,}77 = 1{,}3475$ МПа
- Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
- Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
- Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0{,}002$, $\varepsilon_{b2} = -0{,}0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0{,}0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0{,}00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

- Арматура класса A500
- Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
- Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
- Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0{,}025$
- Арматура у верхней и нижней грани - 3xØ25, защитный слой 40 мм
- Арматура у боковой грани - 4xØ25, защитный слой 40 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

- Арматура класса A240
- Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
- Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ10, $A_{sw,x} = 1{,}57$ см^2
- Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ10, $A_{sw,y} = 1{,}57$ см^2
- Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,\text{в}} = 0{,}1$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{в}} = 6$
- Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,\text{ц}} = 0{,}2$ м
- Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,\text{н}} = 0{,}15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{н}} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

- Высота колонны $L = 3{,}65$ м
- Ширина сечения $b = 0{,}4$ м
- Высота сечения $h = 1{,}2$ м
- Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0{,}8$, $\mu_y = 0{,}8$
- Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0{,}3$ мм
- Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0{,}4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0{,}8 \cdot 3{,}65 = 2{,}92 \text{ м}$$

$$l_{0,y} = \mu_y L = 0{,}8 \cdot 3{,}65 = 2{,}92 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0{,}057600}{0{,}4 \cdot 1{,}2}} = 0{,}346 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0{,}006400}{0{,}4 \cdot 1{,}2}} = 0{,}115 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2{,}92}{0{,}346} = 8{,}4 \leq 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2{,}92}{0{,}115} = 25{,}3 \leq 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \geq \frac{L}{600} = \frac{3{,}65}{600} = 0{,}006 \text{ м}$$

$$e_{a,x} \geq \frac{h}{30} = \frac{1{,}2}{30} = 0{,}040 \text{ м};\ e_{a,y} \geq \frac{b}{30} = \frac{0{,}4}{30} = 0{,}013 \text{ м}$$

$$e_{a(x,y)} \geq 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{541{,}0}{-5430{,}0}\right| = 0{,}100 \text{ м}$$

$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{-198{,}0}{-5430{,}0}\right| = 0{,}036 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0{,}100 \text{ м};\ e_{0,y} = 0{,}036 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0{,}9 = 1{,}9$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \leq \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0{,}100}{1{,}2} = 0{,}083 \leq 1{,}5$$

$$0{,}15 \leq \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0{,}036}{0{,}4} = 0{,}091 \leq 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0{,}150;\ \delta_{e,y} = 0{,}150$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1{,}9(0{,}3 + 0{,}150)} = 0{,}175$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1{,}9(0{,}3 + 0{,}150)} = 0{,}175$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0{,}175 \cdot 32500000 \cdot 0{,}057600 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0{,}001119 = 478640{,}6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0{,}175 \cdot 32500000 \cdot 0{,}006400 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0{,}000128 = 53738{,}3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 478640{,}6}{2{,}92^2} = 554043{,}1 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 53738{,}3}{2{,}92^2} = 62203{,}9 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{5430{,}0}{554043{,}1}} = 1{,}010$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{5430{,}0}{62203{,}9}} = 1{,}096$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1{,}010 \cdot 541{,}0 = 546{,}4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1{,}096 \cdot -198{,}0 = -216{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 1157272{,}0\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 127298{,}5\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = 72749{,}1\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = 224801{,}4\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

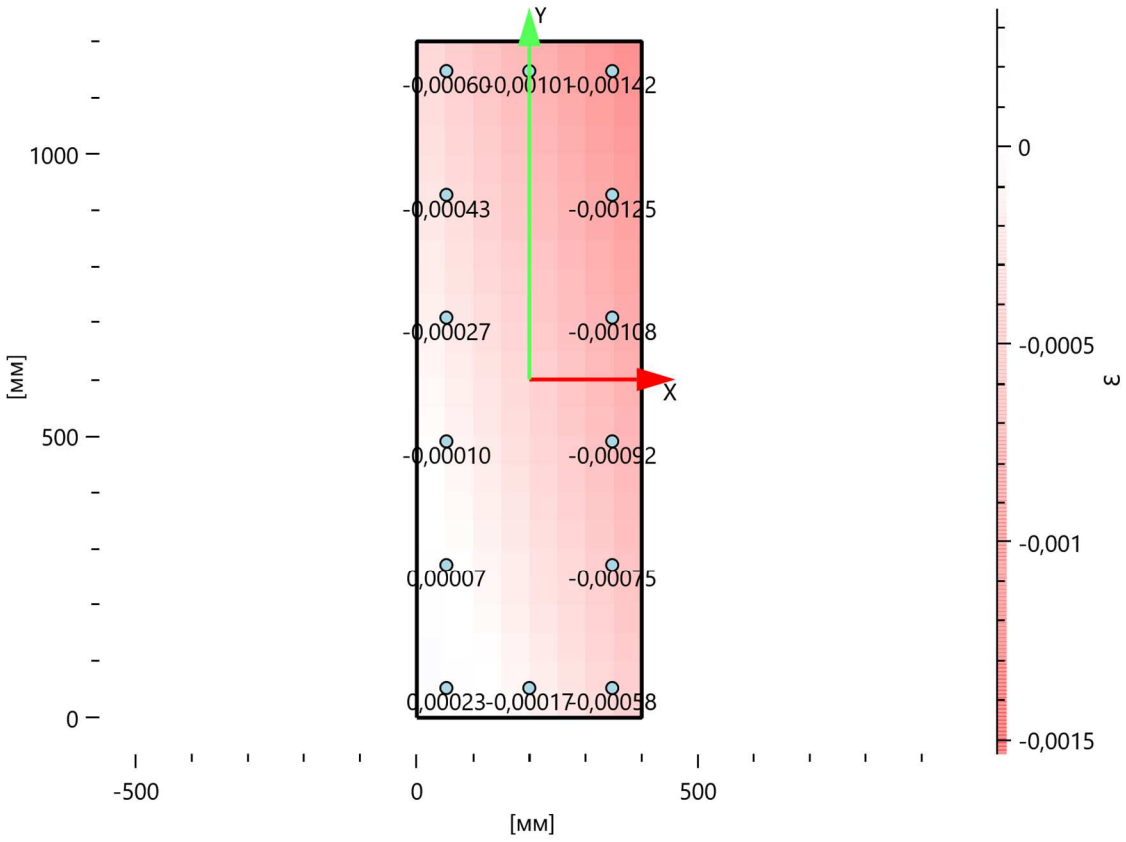
$$D_{23} = -137041{,}2\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 10109608{,}2\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0{,}00076157; \frac{1}{r_y} = -0{,}00277634;\ \varepsilon_0 = -0{,}00059168$$

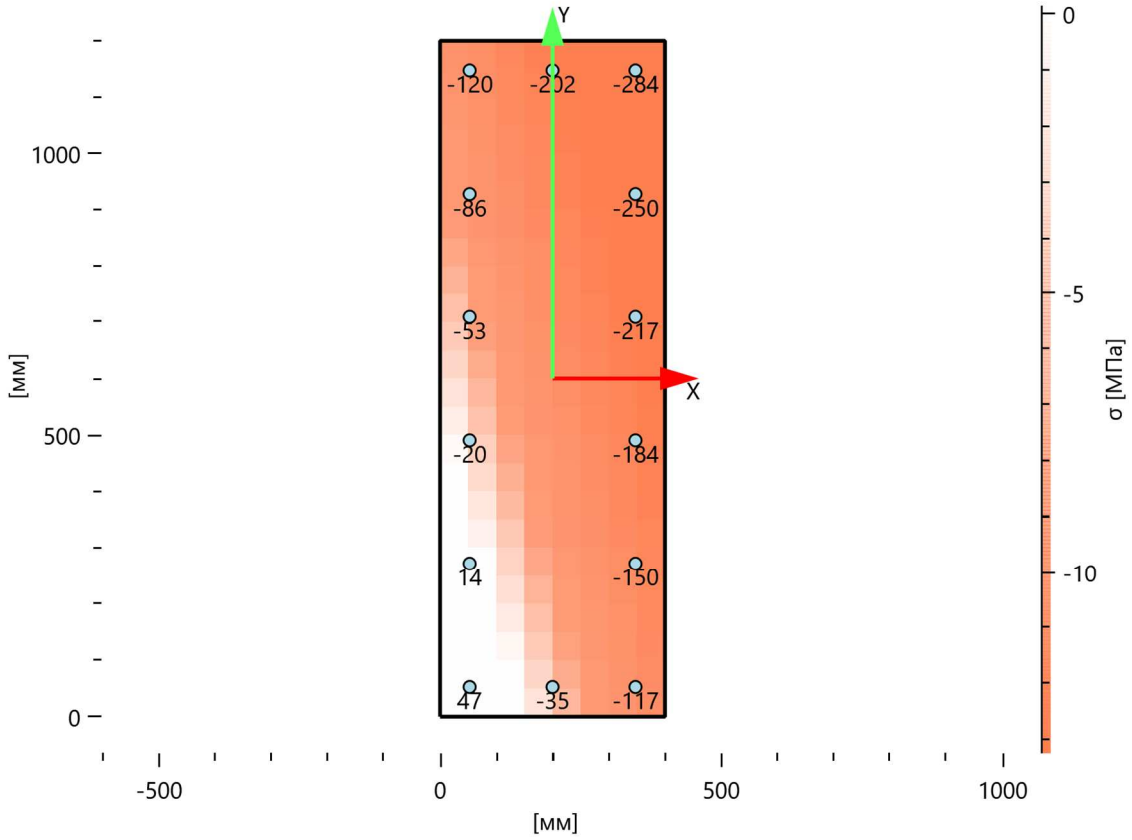
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0{,}001515$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0{,}000235$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0{,}0035$

Т.к. условия:

$$\left|\varepsilon_{b,max}\right| = |-0{,}001515| = 0{,}001515 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0{,}003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0{,}000235 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0{,}025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	2056062,4	226215,9	0	0	0	16751099,2
Mx,kr	2056062,4	226215,9	0	0	0	16751099,2
My,dl	2056062,4	226215,9	0	0	0	16751099,2
My,kr	2056062,4	226215,9	0	0	0	16751099,2

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	⊠$_0$
Mx,dl	0,00019732	0	-0,00024312
Mx,kr	0,00021925	0	-0,00027013
My,dl	0	-0,00065645	-0,00024312
My,kr	0	-0,00072939	-0,00027013

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	⊠$_s$, МПа	⊠$_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	нет	–	–	–	–	–	–
Mx,kr	нет	–	–	–	–	–	–
My,dl	нет	–	–	–	–	–	–
My,kr	нет	–	–	–	–	–	–

Трещины, нормальные к продольной оси элемента, не образуются.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0{,}4 \cdot 1{,}2 - 0{,}006873 = 0{,}473127 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b} A_s} = \frac{|5430{,}0|}{0{,}473127 + \frac{400}{13{,}09}\ (0{,}006873)} = 7948{,}47 \text{ кПа}$$

Т.к. $0{,}25R_b < \sigma_{\text{ср}} \leq 0{,}75R_b$, то $\phi_n = 1{,}25$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0{,}4 - 0{,}0525 = 0{,}3475 \text{ м}$$

$$Q_x = 73{,}0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1{,}250 \cdot 0{,}3 \cdot 13090 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}3475 = 2046{,}9 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 1{,}2 - 0{,}0525 = 1{,}1475 \text{ м}$$

$$Q_y = 130{,}0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1{,}250 \cdot 0{,}3 \cdot 13090 \cdot 0{,}4 \cdot 1{,}1475 = 2253{,}1 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25 R_{bt} b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4 \phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5 R_{bt} b h_0$ и не более $2{,}5 R_{bt} b h_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0 h_0$ и не более $2{,}0 h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным 0,75.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0,348	0,348	463,1	46,4	509,5	73,0	0,143
0,418	0,418	385,5	55,8	441,3	73,0	0,165
0,487	0,487	330,9	65,0	395,9	73,0	0,184
0,557	0,557	289,3	74,3	363,6	73,0	0,201
0,626	0,626	257,4	83,5	341,0	73,0	0,214
0,696	0,695	231,5	92,7	324,3	73,0	0,225
0,766	0,695	210,4	92,7	303,1	73,0	0,241
0,835	0,695	193,0	92,7	285,7	73,0	0,255
0,905	0,695	184,6	92,7	277,4	73,0	0,263
0,974	0,695	184,6	92,7	277,4	73,0	0,263
1,044	0,695	184,6	92,7	277,4	73,0	0,263
1,100	0,695	184,6	92,7	277,4	73,0	0,263

Вдоль оси Y

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
1,148	1,148	761,8	114,9	876,7	130,0	0,148
1,378	1,378	634,6	137,9	772,5	130,0	0,168
1,607	1,607	544,2	160,8	705,0	130,0	0,184
1,837	1,837	476,0	183,9	659,9	130,0	0,197
2,066	2,066	423,3	206,8	630,1	130,0	0,206
2,296	2,295	380,9	229,7	610,6	130,0	0,213
2,526	2,295	346,2	229,7	575,9	130,0	0,226
2,755	2,295	317,4	229,7	547,1	130,0	0,238
2,985	2,295	293,0	229,7	522,7	130,0	0,249
3,214	2,295	272,1	229,7	501,8	130,0	0,259
3,444	2,295	253,9	229,7	483,6	130,0	0,269

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

ПИЛОН 400Х1200 В ОСЯХ 2.6/2.ГГ

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N = -1450{,}0$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 418{,}0$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = -622{,}0$ кН · м
- Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0{,}9$
- Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = 26{,}0$ кН
- Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 160{,}0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N_{kr} = -1208{,}3$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 348{,}3$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = -518{,}3$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N_{dl} = -1087{,}5$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 313{,}5$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = -466{,}5$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

- Бетон класса В30
- Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0{,}77$
- Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0{,}77 = 13{,}09$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1{,}15 \cdot 0{,}77 = 0{,}8855$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0{,}77 = 16{,}94$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1{,}75 \cdot 0{,}77 = 1{,}3475$ МПа
- Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
- Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
- Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0{,}002$, $\varepsilon_{b2} = -0{,}0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0{,}0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0{,}00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

- Арматура класса A500
- Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
- Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
- Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0{,}025$
- Арматура у верхней и нижней грани - 3xØ25, защитный слой 40 мм
- Арматура у боковой грани - 7xØ25, защитный слой 40 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

- Арматура класса A240
- Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
- Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ10, $A_{sw,x} = 1{,}57$ см^2
- Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ10, $A_{sw,y} = 1{,}57$ см^2
- Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,\text{в}} = 0{,}1$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{в}} = 6$
- Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,\text{ц}} = 0{,}2$ м
- Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,\text{н}} = 0{,}1$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{н}} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

- Высота колонны $L = 3{,}65$ м
- Ширина сечения $b = 0{,}4$ м
- Высота сечения $h = 1{,}2$ м
- Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0{,}8$, $\mu_y = 0{,}8$
- Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0{,}3$ мм
- Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0{,}4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0{,}8 \cdot 3{,}65 = 2{,}92 \text{ м}$$

$$l_{0,y} = \mu_y L = 0{,}8 \cdot 3{,}65 = 2{,}92 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0{,}057600}{0{,}4 \cdot 1{,}2}} = 0{,}346 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0{,}006400}{0{,}4 \cdot 1{,}2}} = 0{,}115 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2{,}92}{0{,}346} = 8{,}4 \leq 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2{,}92}{0{,}115} = 25{,}3 \leq 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \geq \frac{L}{600} = \frac{3{,}65}{600} = 0{,}006 \text{ м}$$

$$e_{a,x} \geq \frac{h}{30} = \frac{1{,}2}{30} = 0{,}040 \text{ м};\ e_{a,y} \geq \frac{b}{30} = \frac{0{,}4}{30} = 0{,}013 \text{ м}$$

$$e_{a(x,y)} \geq 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{418{,}0}{-1450{,}0}\right| = 0{,}288 \text{ м}$$

$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{-622{,}0}{-1450{,}0}\right| = 0{,}429 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0{,}288 \text{ м};\ e_{0,y} = 0{,}429 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0{,}9 = 1{,}9$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \leq \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0{,}288}{1{,}2} = 0{,}240 \leq 1{,}5$$

$$0{,}15 \leq \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0{,}429}{0{,}4} = 1{,}072 \leq 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0{,}240;\ \delta_{e,y} = 1{,}072$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1{,}9(0{,}3 + 0{,}240)} = 0{,}146$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1{,}9(0{,}3 + 1{,}072)} = 0{,}058$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0{,}146 \cdot 32500000 \cdot 0{,}057600 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0{,}001398 = 462679{,}4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0{,}058 \cdot 32500000 \cdot 0{,}006400 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0{,}000193 = 38571{,}2 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 462679{,}4}{2{,}92^2} = 535567{,}5 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 38571{,}2}{2{,}92^2} = 44647{,}5 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{1450{,}0}{535567{,}5}} = 1{,}003$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{1450{,}0}{44647{,}5}} = 1{,}034$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1{,}003 \cdot 418{,}0 = 419{,}1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1{,}034 \cdot -622{,}0 = -642{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 666813{,}8\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 76965{,}9\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = 14927{,}7\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = -101518{,}4\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

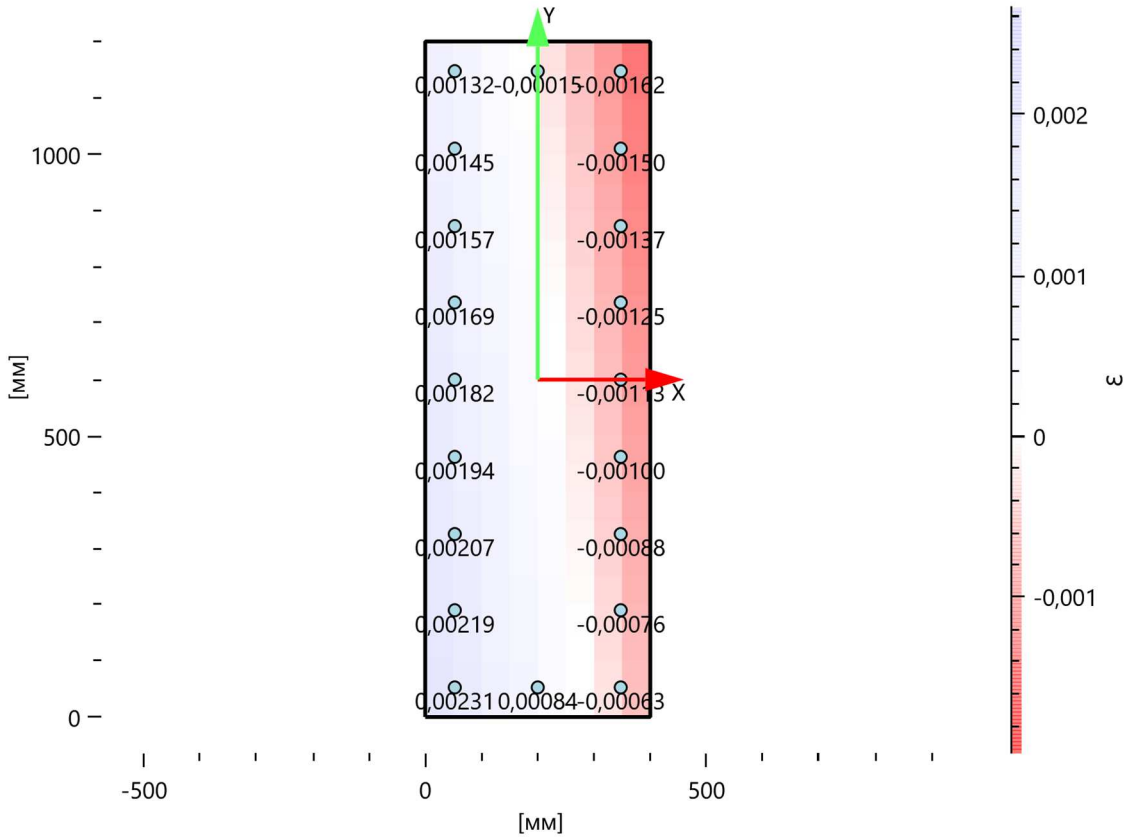
$$D_{23} = 323772{,}4\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 5422640{,}1\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0{,}00090465; \frac{1}{r_y} = -0{,}00998175;\ \varepsilon_0 = 0{,}00034552$$

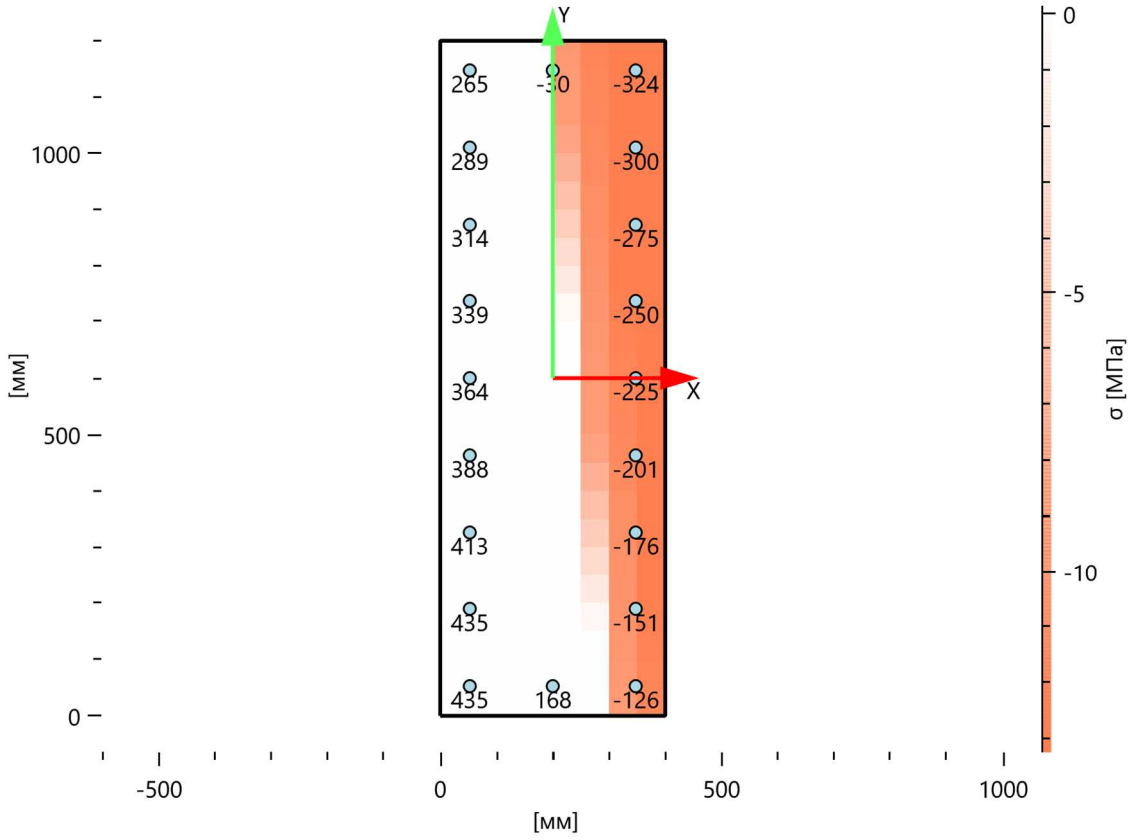
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0{,}001921$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0{,}002313$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0{,}0035$

Т.к. условия:

$$\left|\varepsilon_{b,max}\right| = |-0{,}001921| = 0{,}001921 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0{,}003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0{,}002313 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0{,}025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	2102889,6	236948,9	0	0	0	17244427,4
Mx,kr	2102889,6	236948,9	0	0	0	17244427,4
My,dl	891050,5	118000,1	0	0	605010,5	7073172,1
My,kr	855897	111262,3	0	0	561137,9	6779077,9

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	ε_0
Mx,dl	0,00014908	0	-6,306E-05
Mx,kr	0,00016563	0	-7,007E-05
My,dl	0	-0,00563742	0,00032845
My,kr	0	-0,00645357	0,00035595

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	σ_s, МПа	$\sigma_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	нет	–	–	–	–	–	–
Mx,kr	нет	–	–	–	–	–	–
My,dl	есть	0,3	0,0054	0,025	232	31,9	-215,1
My,kr	есть	0,3	0,0054	0,025	261,6	31,5	-226,3

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Ширина раскрытия нормальных трещин $a_{crc,i}$ $(i = 1, 2, 3)$ определяется по формуле:

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

где φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1.0 - при непродолжительном действии нагрузки;

1.4 - при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0.5 - для арматуры периодического профиля и канатной;

0.8 - для гладкой арматуры;

φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным

1.0 - для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1.2 - для растянутых элементов;

ψ_s - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\psi_s = 1 - 0.8\,\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}$$

l_s - базовое расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$l_s = 0.5\,\frac{A_{bt}}{A_s}d_s$$

Результаты расчета сведены в таблицу.

Направление	a_{crc1}, мм	a_{crc2}, мм	a_{crc3}, мм
вдоль оси X	0,289	0,236	0,206
вдоль оси Y	0,000	0,000	0,000

$$a_{crc1,x} = 0{,}289 \leq\ a_{crc1,ult} = 0{,}300 \text{ мм}$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

$$a_{crc,x} = a_{crc1,x} + a_{crc2,x} - a_{crc3,x} = 0{,}289 + 0{,}236 - 0{,}206 = 0{,}319 \leq\ a_{crc,ult} = 0{,}400 \text{ мм}$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0{,}4 \cdot 1{,}2 - 0{,}009818 = 0{,}470182 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b}A_s} = \frac{|1450{,}0|}{0{,}470182 + \frac{400}{13{,}09}\,(0{,}009818)} = 1882{,}63 \text{ кПа}$$

Т.к. $0 < \sigma_{\text{ср}} \leq 0{,}25R_b$, то

$$\phi_n = 1 + \frac{\sigma_{\text{ср}}}{R_b} = 1 + \frac{1882{,}63}{13090} = 1{,}144$$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0{,}4 - 0{,}0525 = 0{,}3475 \text{ м}$$

$$Q_x = 26{,}0 \text{ кН} \leq \varphi_n\varphi_{b1}R_b b h_0 = 1{,}144 \cdot 0{,}3 \cdot 13090 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}3475 = 1873{,}1 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 1{,}2 - 0{,}0525 = 1{,}1475 \text{ м}$$

$$Q_y = 160{,}0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 1{,}144 \cdot 0{,}3 \cdot 13090 \cdot 0{,}4 \cdot 1{,}1475 = 2061{,}7 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25 R_{bt} b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4 \phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5 R_{bt} b h_0$ и не более $2{,}5 R_{bt} b h_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0 h_0$ и не более $2{,}0 h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным 0,75.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0,348	0,348	632,6	69,7	702,3	26,0	0,037
0,418	0,418	526,7	83,7	610,4	26,0	0,043
0,487	0,487	452,1	97,5	549,5	26,0	0,047
0,550	0,550	400,3	110,1	510,4	26,0	0,051
0,557	0,557	395,3	55,7	451,0	26,0	0,058
0,626	0,626	351,7	62,7	414,3	26,0	0,063
0,696	0,695	316,3	69,6	385,9	26,0	0,067
0,766	0,695	287,4	69,6	357,0	26,0	0,073
0,835	0,695	263,7	69,6	333,2	26,0	0,078
0,905	0,695	243,3	69,6	312,8	26,0	0,083
0,974	0,695	226,0	69,6	295,6	26,0	0,088
1,044	0,695	210,9	69,6	280,4	26,0	0,093

Вдоль оси Y

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
1,148	1,148	697,0	114,9	811,9	160,0	0,197
1,378	1,378	580,7	137,9	718,6	160,0	0,223
1,607	1,607	498,0	160,8	658,8	160,0	0,243
1,837	1,837	435,6	183,9	619,5	160,0	0,258
2,066	2,066	387,3	206,8	594,1	160,0	0,269
2,296	2,295	348,5	229,7	578,2	160,0	0,277
2,526	2,295	316,8	229,7	546,5	160,0	0,293
2,755	2,295	290,5	229,7	520,2	160,0	0,308
2,985	2,295	268,1	229,7	497,8	160,0	0,321
3,214	2,295	249,0	229,7	478,7	160,0	0,334
3,444	2,295	232,3	229,7	462,0	160,0	0,346

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

ПИЛОН 400Х800 В ОСЯХ 2.12/2.ЛЛ

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N = -2070{,}0$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = -210{,}0$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = -497{,}0$ кН · м
- Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0{,}9$
- Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = 74{,}0$ кН
- Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = 170{,}0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N_{kr} = -1725{,}0$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = -175{,}0$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = -414{,}2$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N_{dl} = -1552{,}5$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = -157{,}5$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = -372{,}8$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

- Бетон класса В30
- Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0{,}77$
- Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0{,}77 = 13{,}09$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1{,}15 \cdot 0{,}77 = 0{,}8855$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0{,}77 = 16{,}94$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1{,}75 \cdot 0{,}77 = 1{,}3475$ МПа
- Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
- Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
- Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0{,}002$, $\varepsilon_{b2} = -0{,}0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0{,}0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0{,}00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

- Арматура класса A500
- Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
- Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
- Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0{,}025$
- Арматура у верхней и нижней грани - 3xØ25, защитный слой 40 мм
- Арматура у боковой грани - 5xØ25, защитный слой 40 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

- Арматура класса A240
- Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
- Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ10, $A_{sw,x} = 1{,}57$ см^2
- Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ10, $A_{sw,y} = 1{,}57$ см^2
- Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,\text{в}} = 0{,}1$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{в}} = 6$
- Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,\text{ц}} = 0{,}2$ м
- Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,\text{н}} = 0{,}1$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{н}} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

- Высота колонны $L = 3{,}65$ м
- Ширина сечения $b = 0{,}4$ м
- Высота сечения $h = 0{,}8$ м
- Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0{,}8$, $\mu_y = 0{,}8$
- Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0{,}3$ мм
- Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0{,}4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0{,}8 \cdot 3{,}65 = 2{,}92 \text{ м}$$

$$l_{0,y} = \mu_y L = 0{,}8 \cdot 3{,}65 = 2{,}92 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0{,}017067}{0{,}4 \cdot 0{,}8}} = 0{,}231 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0{,}004267}{0{,}4 \cdot 0{,}8}} = 0{,}115 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2{,}92}{0{,}231} = 12{,}6 \leq 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2{,}92}{0{,}115} = 25{,}3 \leq 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \geq \frac{L}{600} = \frac{3{,}65}{600} = 0{,}006 \text{ м}$$

$$e_{a,x} \geq \frac{h}{30} = \frac{0{,}8}{30} = 0{,}027 \text{ м};\ e_{a,y} \geq \frac{b}{30} = \frac{0{,}4}{30} = 0{,}013 \text{ м}$$

$$e_{a(x,y)} \geq 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{-210{,}0}{-2070{,}0}\right| = 0{,}101 \text{ м}$$

$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{-497{,}0}{-2070{,}0}\right| = 0{,}240 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0{,}101 \text{ м};\ e_{0,y} = 0{,}240 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0{,}9 = 1{,}9$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \leq \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0{,}101}{0{,}8} = 0{,}127 \leq 1{,}5$$

$$0{,}15 \leq \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0{,}240}{0{,}4} = 0{,}600 \leq 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0{,}150;\ \delta_{e,y} = 0{,}600$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1{,}9(0{,}3 + 0{,}150)} = 0{,}175$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1{,}9(0{,}3 + 0{,}600)} = 0{,}088$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0{,}175 \cdot 32500000 \cdot 0{,}017067 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0{,}000488 = 162805{,}8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0{,}088 \cdot 32500000 \cdot 0{,}004267 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0{,}000150 = 32708{,}4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 162805{,}8}{2{,}92^2} = 188453{,}4 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 32708{,}4}{2{,}92^2} = 37861{,}1 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{2070{,}0}{188453{,}4}} = 1{,}011$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{2070{,}0}{37861{,}1}} = 1{,}058$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1{,}011 \cdot -210{,}0 = -212{,}3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1{,}058 \cdot -497{,}0 = -525{,}7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 213805{,}2\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 46187{,}4\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = -10932{,}4\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = 40105{,}8\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

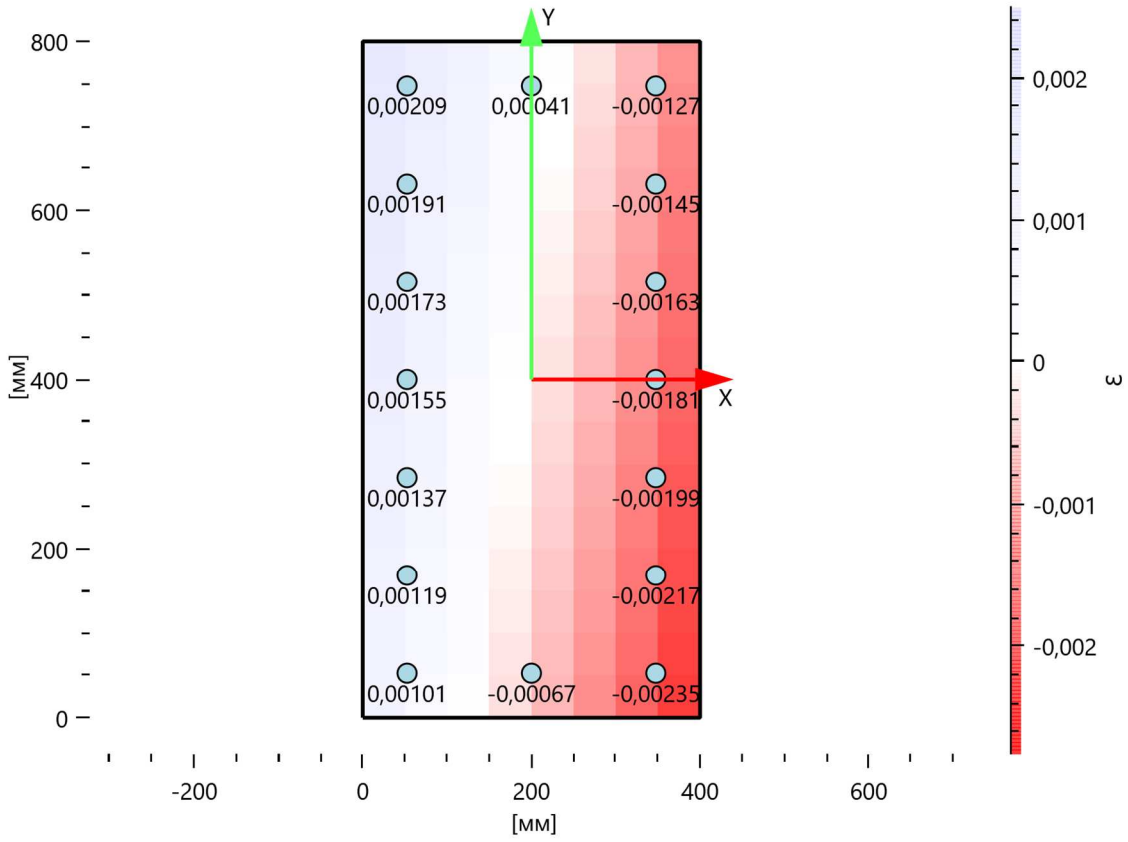
$$D_{23} = 131885{,}3\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 3897962{,}5\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = -0{,}00155051; \frac{1}{r_y} = -0{,}01137831;\ \varepsilon_0 = -0{,}00013012$$

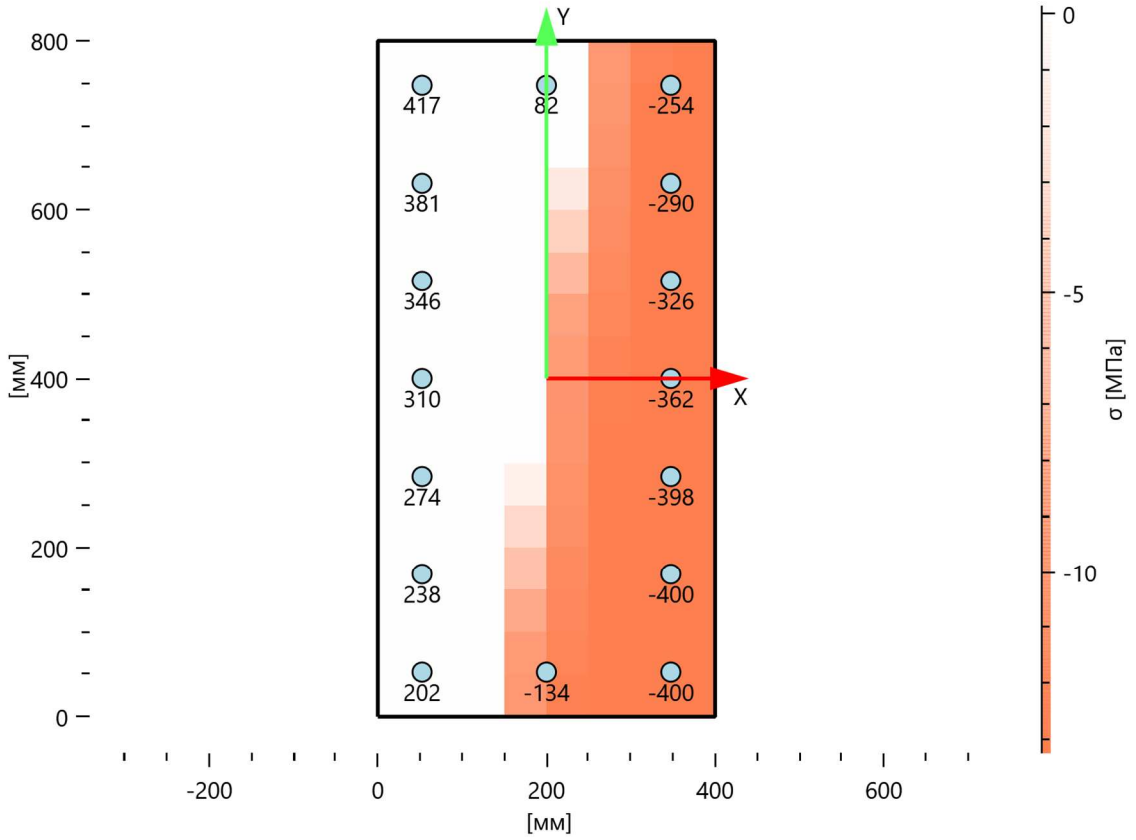
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0{,}002703$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0{,}002087$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0{,}0035$

Т.к. условия:

$$\left|\varepsilon_{b,max}\right| = |-0{,}002703| = 0{,}002703 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0{,}003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0{,}002087 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0{,}025$$

выполняются, то прочность сечения колонны обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	634136,6	161543,6	0	0	0	11715541,9
Mx,kr	634136,6	161543,6	0	0	0	11715541,9
My,dl	317873,7	73203	0	0	362999,7	5742592,7
My,kr	308550,2	69421,4	0	0	337659,7	5567414

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	ε_0
Mx,dl	-0,00024837	0	-0,00013252
Mx,kr	-0,00027597	0	-0,00014724
My,dl	0	-0,00546518	7,511E-05
My,kr	0	-0,00632537	7,379E-05

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	σ_s, МПа	$\sigma_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	нет	–	–	–	–	–	–
Mx,kr	нет	–	–	–	–	–	–
My,dl	есть	0,16	0,004418	0,025	176,2	30	-223,6
My,kr	есть	0,16	0,004418	0,025	201,4	30	-235,9

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Ширина раскрытия нормальных трещин $a_{crc,i}$ $(i = 1, 2, 3)$ определяется по формуле:

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

где φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1.0 - при непродолжительном действии нагрузки;

1.4 - при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0.5 - для арматуры периодического профиля и канатной;

0.8 - для гладкой арматуры;

φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным

1.0 - для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1.2 - для растянутых элементов;

ψ_s - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\psi_s = 1 - 0.8\,\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}$$

l_s - базовое расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$l_s = 0.5\,\frac{A_{bt}}{A_s}d_s$$

Результаты расчета сведены в таблицу.

Направление	a_{crc1}, мм	a_{crc2}, мм	a_{crc3}, мм
вдоль оси X	0,213	0,177	0,152
вдоль оси Y	0,000	0,000	0,000

$$a_{crc1,x} = 0{,}213 \leq\ a_{crc1,ult} = 0{,}300 \text{ мм}$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

$$a_{crc,x} = a_{crc1,x} + a_{crc2,x} - a_{crc3,x} = 0{,}213 + 0{,}177 - 0{,}152 = 0{,}238 \leq\ a_{crc,ult} = 0{,}400 \text{ мм}$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин не превышает предельной.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0{,}4 \cdot 0{,}8 - 0{,}007855 = 0{,}312145 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b}A_s} = \frac{|2070{,}0|}{0{,}312145 + \frac{400}{13{,}09}\,(0{,}007855)} = 3748{,}81 \text{ кПа}$$

Т.к. $0{,}25R_b < \sigma_{\text{ср}} \leq 0{,}75R_b$, то $\phi_n = 1{,}25$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0{,}4 - 0{,}0525 = 0{,}3475 \text{ м}$$

$$Q_x = 74{,}0 \text{ кН} \leq \varphi_n\varphi_{b1}R_b b h_0 = 1{,}250 \cdot 0{,}3 \cdot 13090 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}3475 = 1364{,}6 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 0{,}8 - 0{,}0525 = 0{,}7475 \text{ м}$$

$$Q_y = 170{,}0 \text{ кН} \leq \varphi_n\varphi_{b1}R_b b h_0 = 1{,}250 \cdot 0{,}3 \cdot 13090 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}7475 = 1467{,}7 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25R_{bt}b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4\phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5R_{bt}bh_0$ и не более $2{,}5R_{bt}bh_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным $1{,}5$.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0h_0$ и не более $2{,}0h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным $0{,}75$.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0,348	0,348	460,9	69,7	530,6	74,0	0,139
0,418	0,418	383,7	83,7	467,4	74,0	0,158
0,487	0,487	329,4	97,5	426,8	74,0	0,173
0,550	0,550	291,6	110,1	401,7	74,0	0,184
0,557	0,557	288,0	55,7	343,7	74,0	0,215
0,626	0,626	256,2	62,7	318,9	74,0	0,232
0,696	0,695	230,5	69,6	300,0	74,0	0,247
0,766	0,695	209,4	69,6	279,0	74,0	0,265
0,835	0,695	192,1	69,6	261,7	74,0	0,283
0,905	0,695	177,2	69,6	246,8	74,0	0,300
0,974	0,695	164,7	69,6	234,2	74,0	0,316
1,044	0,695	153,6	69,6	223,2	74,0	0,332

Вдоль оси Y

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0,748	0,748	496,1	74,9	571,0	170,0	0,298
0,898	0,898	413,2	89,9	503,1	170,0	0,338
1,047	1,047	354,4	104,8	459,2	170,0	0,370
1,197	1,197	310,0	119,8	429,8	170,0	0,396
1,346	1,346	275,7	134,7	410,4	170,0	0,414
1,496	1,495	248,1	149,6	397,7	170,0	0,427
1,646	1,495	225,4	149,6	375,1	170,0	0,453
1,795	1,495	206,7	149,6	356,4	170,0	0,477
1,945	1,495	190,8	149,6	340,4	170,0	0,499
2,094	1,495	177,2	149,6	326,8	170,0	0,520
2,244	1,495	165,4	149,6	315,0	170,0	0,540

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

ПИЛОН 300Х1200 В ОСЯХ П.23/П.2.Ж

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018. Учет влияния прогиба производится согласно п. 8.1.14 - 8.1.15. Расчет сечения на основе нелинейной деформационной модели производится согласно п. 8.1.20 - 8.1.30. Расчет на образование и раскрытие трещин производится согласно п. 6.1.24, 8.1.20 - 8.1.30, 8.2.4 - 8.2.8, 8.2.15, 8.2.17. Расчет по наклонным сечениям производится согласно п. 8.1.31 - 8.1.34.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N = -5019{,}0$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 226{,}0$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = -33{,}4$ кН · м
- Доля длительности нагрузки $\frac{M_l}{M} = 0{,}9$
- Поперечная сила вдоль оси X - $Q_x = -17{,}5$ кН
- Поперечная сила вдоль оси Y - $Q_y = -64{,}0$ кН

НОРМАТИВНЫЕ КРАТКОВРЕМЕННЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N_{kr} = -4182{,}5$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,kr} = 188{,}3$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,kr} = -27{,}8$ кН · м

НОРМАТИВНЫЕ ДЛИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ

- Продольная сила $N_{dl} = -3764{,}2$ кН
- Изгибающий момент относительно оси X - $M_{x,dl} = 169{,}5$ кН · м
- Изгибающий момент относительно оси Y - $M_{y,dl} = -25{,}0$ кН · м

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

- Бетон класса В30
- Суммарный коэффициент работы $\gamma_b = 0{,}77$
- Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_b = 17 \cdot 0{,}77 = 13{,}09$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_{bt} = 1{,}15 \cdot 0{,}77 = 0{,}8855$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{b,ser} = 22 \cdot 0{,}77 = 16{,}94$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{bt,ser} = 1{,}75 \cdot 0{,}77 = 1{,}3475$ МПа
- Начальный модуль упругости $E_b = 32500$ МПа
- Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
- Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0{,}002$, $\varepsilon_{b2} = -0{,}0035$, $\varepsilon_{bt0} = 0{,}0001$, $\varepsilon_{bt2} = 0{,}00015$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

- Арматура класса A500
- Расчетное сопротивление растяжению для I гр. п.с. $R_s = 435$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для I гр. п.с. $R_{sc} = 400$ МПа
- Расчетное сопротивление растяжению для II гр. п.с. $R_{s,ser} = 500$ МПа
- Расчетное сопротивление сжатию для II гр. п.с. $R_{sc,ser} = 400$ МПа
- Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
- Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0{,}025$
- Арматура у верхней и нижней грани - 3xØ16, защитный слой 35 мм
- Арматура у боковой грани - 7xØ16, защитный слой 35 мм

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

- Арматура класса A240
- Расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 170$ МПа
- Поперек оси X в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,x} = 1{,}01$ см^2
- Поперек оси Y в поперечном сечении стержни 2xØ8, $A_{sw,y} = 1{,}01$ см^2
- Шаг поперечной арматуры у верха колонны $s_{w,\text{в}} = 0{,}15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{в}} = 6$
- Шаг поперечной арматуры в центре колонны $s_{w,\text{ц}} = 0{,}3$ м
- Шаг поперечной арматуры у низа колонны $s_{w,\text{н}} = 0{,}15$ м, количество хомутов по высоте $n_{sw,\text{н}} = 8$

ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛОННЫ

- Высота колонны $L = 3{,}65$ м
- Ширина сечения $b = 0{,}3$ м
- Высота сечения $h = 1{,}2$ м
- Коэффициенты расчетной длины $\mu_x = 0{,}8$, $\mu_y = 0{,}8$
- Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1,ult} = 0{,}3$ мм
- Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0{,}4$ мм

РАСЧЕТ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчетные длины колонны:

$$l_{0,x} = \mu_x L = 0{,}8 \cdot 3{,}65 = 2{,}92 \text{ м}$$

$$l_{0,y} = \mu_y L = 0{,}8 \cdot 3{,}65 = 2{,}92 \text{ м}$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{bh}} = \sqrt{\frac{0{,}043200}{0{,}3 \cdot 1{,}2}} = 0{,}346 \text{ м};\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = \sqrt{\frac{0{,}002700}{0{,}3 \cdot 1{,}2}} = 0{,}087 \text{ м}$$

Гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_x} = \frac{2{,}92}{0{,}346} = 8{,}4 \leq 120;\ \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{2{,}92}{0{,}087} = 33{,}7 \leq 120$$

Случайный эксцентриситет принимается не менее:

$$e_{a(x,y)} \geq \frac{L}{600} = \frac{3{,}65}{600} = 0{,}006 \text{ м}$$

$$e_{a,x} \geq \frac{h}{30} = \frac{1{,}2}{30} = 0{,}040 \text{ м};\ e_{a,y} \geq \frac{b}{30} = \frac{0{,}3}{30} = 0{,}010 \text{ м}$$

$$e_{a(x,y)} \geq 0{,}01 \text{ м}$$

Значения эксцентриситетов, полученные из статического расчета:

$$e_x = \left|\frac{M_x}{N}\right| = \left|\frac{226{,}0}{-5019{,}0}\right| = 0{,}045 \text{ м}$$

$$e_y = \left|\frac{M_y}{N}\right| = \left|\frac{-33{,}4}{-5019{,}0}\right| = 0{,}007 \text{ м}$$

Т.к. конструкция является статически неопределимой, то значение эксцентриситета продольной силы принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее случайного. Окончательно принимается:

$$e_{0,x} = 0{,}045 \text{ м};\ e_{0,y} = 0{,}010 \text{ м}$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0{,}9 = 1{,}9$$

Относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$0{,}15 \leq \delta_{e,x} = \frac{e_{0,x}}{h} = \frac{0{,}045}{1{,}2} = 0{,}038 \leq 1{,}5$$

$$0{,}15 \leq \delta_{e,y} = \frac{e_{0,y}}{b} = \frac{0{,}010}{0{,}3} = 0{,}033 \leq 1{,}5$$

Окончательно принимается:

$$\delta_{e,x} = 0{,}150;\ \delta_{e,y} = 0{,}150$$

Коэффициенты k_b:

$$k_{b,x} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,x})} = \frac{0{,}15}{1{,}9(0{,}3 + 0{,}150)} = 0{,}175$$

$$k_{b,y} = \frac{0{,}15}{\varphi_l(0{,}3 + \delta_{e,y})} = \frac{0{,}15}{1{,}9(0{,}3 + 0{,}150)} = 0{,}175$$

Жесткость элемента в предельной по прочности стадии:

$$D_x = k_{b,x}E_bI_x + k_{s,x}E_sI_{s,x} = 0{,}175 \cdot 32500000 \cdot 0{,}043200 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0{,}000593 = 325910{,}0 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_y = k_{b,y}E_bI_y + k_{s,y}E_sI_{s,y} = 0{,}175 \cdot 32500000 \cdot 0{,}002700 + 0{,}7 \cdot 200000000 \cdot 0{,}000041 = 20968{,}1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 325910{,}0}{2{,}92^2} = 377252{,}1 \text{ кН}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 D_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20968{,}1}{2{,}92^2} = 24271{,}3 \text{ кН}$$

Значения коэффициентов η принимаются равными:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{5019{,}0}{377252{,}1}} = 1{,}013$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{5019{,}0}{24271{,}3}} = 1{,}261$$

Моменты с учетом прогибов принимаются равными:

$$M_x^{\text{расч.}} = \eta_x M_x = 1{,}013 \cdot 226{,}0 = 229{,}0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y^{\text{расч.}} = \eta_y M_y = 1{,}261 \cdot -33{,}4 = -42{,}1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученные значения $M_x^{\text{расч.}}$ и $M_y^{\text{расч.}}$ используются при расчете сечения колонны на основе нелинейной деформационной модели.

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 828821{,}6\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{22} = 50795{,}2\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

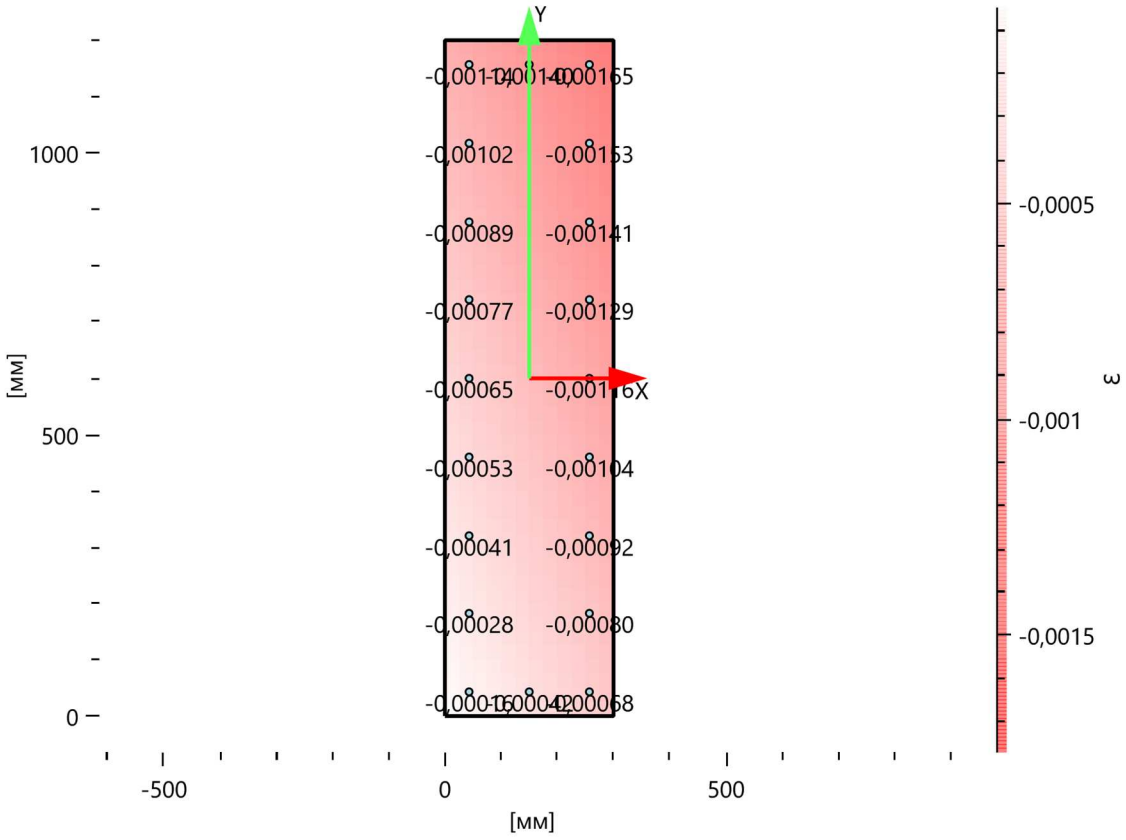
$$D_{12} = -18399{,}7\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{13} = 596343{,}6\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{23} = -105634{,}6\ \text{кН} \cdot \text{м}^2;\ D_{33} = 6385840{,}3\ \text{кН} \cdot \text{м}^2$$

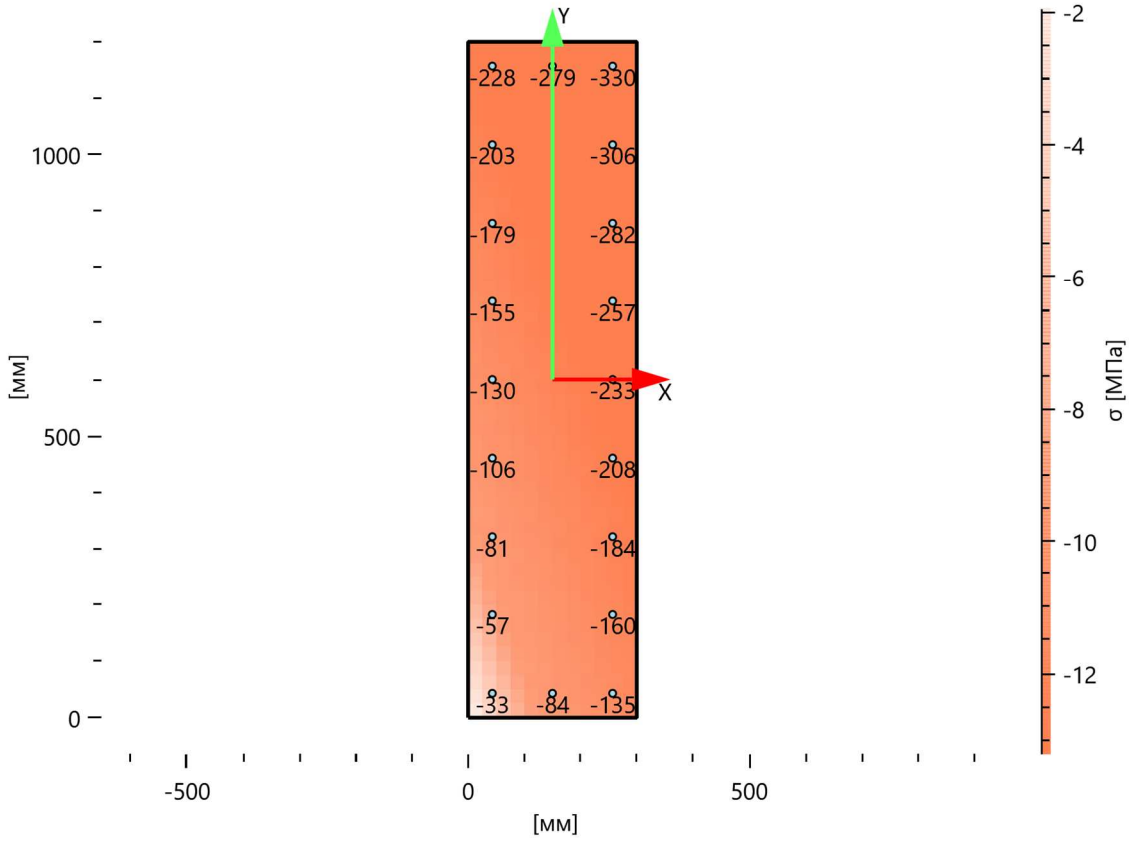
$$\frac{1}{r_x} = 0{,}00087601; \frac{1}{r_y} = -0{,}00239878;\ \varepsilon_0 = -0{,}00090744$$

Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0{,}001752$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации одного знака, то предельное значение относительной деформаций бетона определяется по формуле:

$$\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} - (\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b0})\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} = -0{,}0035 - (-0{,}0035 - -0{,}002)\frac{-0{,}000063}{-0{,}001752} = 0{,}003446$$

где ε_1 и ε_2 - минимальная и максимальная по модулю деформации в сечении.

Т.к. условие:

$$\left|\varepsilon_{b,max}\right| = |-0{,}001752| = 0{,}001752 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0{,}003446$$

выполняется, то прочность сечения обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется путем решения системы уравнений, представленной в п. 8.1.25.

Полученные в результате решения жесткостные характеристики D_{ij}, кривизны $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн.деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения приведены в табличной форме.

Момент	D_{11}, кН·м²	D_{22}, кН·м²	D_{12}, кН·м²	D_{13}, кН·м²	D_{23}, кН·м²	D_{33}, кН·м²
Mx,dl	1502651,6	94081	0	0	0	12373557,5
Mx,kr	1501206,2	94049	0	2491,8	0	12369259,9
My,dl	1502651,6	94081	0	0	0	12373557,5
My,kr	1502651,6	94081	0	0	0	12373557,5

Момент	$1/r_x$	$1/r_y$	χ_0
Mx,dl	0,0001128	0	-0,00030421
Mx,kr	0,00012599	0	-0,00033816
My,dl	0	-0,00026573	-0,00030421
My,kr	0	-0,00029549	-0,00033802

Также получены исходные данные для расчета по образованию и раскрытию трещин.

Момент	Трещины	A_{bt}, м²	A_s, м²	d_s, м	σ_s, МПа	$\sigma_{s,crc}$, МПа	M_{crc}, кН·м
Mx,dl	нет	–	–	–	–	–	–
Mx,kr	нет	–	–	–	–	–	–
My,dl	нет	–	–	–	–	–	–
My,kr	нет	–	–	–	–	–	–

Трещины, нормальные к продольной оси элемента, не образуются.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Определение коэффициента ϕ_n.

$$A_b = bh - A_s = 0{,}3 \cdot 1{,}2 - 0{,}004021 = 0{,}355979 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{|N|}{A_b + \frac{R_{sc}}{R_b} A_s} = \frac{|5019{,}0|}{0{,}355979 + \frac{400}{13{,}09}\ (0{,}004021)} = 10481{,}33 \text{ кПа}$$

Т.к. $0{,}75R_b < \sigma_{\text{ср}} \leq R_b$, то

$$\phi_n = 5\left(1 - \frac{\sigma_{\text{ср}}}{R_b}\right) = 5\left(1 - \frac{10481{,}33}{13090}\right) = 0{,}996$$

РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Расчет по полосе между наклонными сечениями.

В направлении оси X:

$$h_0 = h - a_s = 0{,}3 - 0{,}043 = 0{,}257 \text{ м}$$

$$Q_x = 17{,}5 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 0{,}997 \cdot 0{,}3 \cdot 13090 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}257 = 1207{,}1 \text{ кН}$$

В направлении оси Y:

$$h_0 = h - a_s = 1{,}2 - 0{,}043 = 1{,}157 \text{ м}$$

$$Q_y = 64{,}0 \text{ кН} \leq \varphi_n \varphi_{b1} R_b b h_0 = 0{,}996 \cdot 0{,}3 \cdot 13090 \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}157 = 1358{,}2 \text{ кН}$$

Прочность по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw,x}}{s_w}$$

При выполнении условия

$$q_{sw} \geq 0{,}25 R_{bt} b$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\phi_n \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

При невыполнении условия - по формуле:

$$Q_b = \frac{4 \phi_n \phi_{b2} h_0^2 q_{sw}}{C}$$

но не менее $0{,}5 R_{bt} b h_0$ и не более $2{,}5 R_{bt} b h_0$.

ϕ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

При выполнении условия

$$s_w \leq s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}}$$

поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \phi_{sw} q_{sw} C$$

где C принимается не менее $1{,}0 h_0$ и не более $2{,}0 h_0$.

ϕ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным $0{,}75$.

При невыполнении условия поперечная сила Q_{sw}, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, принимается равной нулю.

Прочность считается обеспеченной, если для всех длин проекций наклонного сечения C на продольную ось элемента выполняется условие:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw}$$

Расчет наклонных сечений элемента на действие поперечных сил ведется в табличной форме.

Вдоль оси X

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
0,257	0,257	175,9	22,1	-198,0	-17,5	0,088
0,308	0,308	146,8	26,4	-173,2	-17,5	0,101
0,360	0,360	136,5	30,9	-167,5	-17,5	0,105
0,411	0,411	136,5	35,3	-171,8	-17,5	0,102
0,463	0,463	136,5	39,7	-176,3	-17,5	0,099
0,565	0,514	136,5	44,1	-180,7	-17,5	0,097
0,617	0,514	136,5	44,1	-180,7	-17,5	0,097
0,720	0,514	136,5	44,1	-180,7	-17,5	0,097
0,771	0,514	136,5	44,1	-180,7	-17,5	0,097
0,800	0,514	136,5	44,1	-180,7	-17,5	0,097

Вдоль оси Y

C, м	C_0, м	Q_b, кН	Q_{sw}, кН	Q_{ult}, кН	Q, кН	коэфф. исп.
1,157	1,157	459,4	49,7	-509,1	-64,0	0,126
1,388	1,388	382,9	59,6	-442,5	-64,0	0,145
1,620	1,620	328,1	69,5	-397,6	-64,0	0,161
1,851	1,851	287,2	79,5	-366,6	-64,0	0,175
2,083	2,083	255,2	89,4	-344,6	-64,0	0,186
2,545	2,314	208,8	99,3	-308,2	-64,0	0,208
2,777	2,314	191,4	99,3	-290,7	-64,0	0,220
3,008	2,314	176,7	99,3	-276,0	-64,0	0,232
3,240	2,314	164,0	99,3	-263,4	-64,0	0,243
3,471	2,314	153,7	99,3	-253,0	-64,0	0,253

Прочность наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечена.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Прочность нормального сечения колонны обеспечена.

6.4. РАСЧЕТ НА ВСПЛЫТИЕ

Площадь паркинга, A =	3469	м²
Объема бетона в фундаментной плите и плите покрытия, Vпл =	3583.4	м³
Объема бетона пилонов, Vпил =	145.7	м³
Удельный вес бетона, γ_b =	2.4	т/м³

Сбор нагрузок на покрытие стилобата

Наименование	*Удельный вес, кг/м³*	*Толщина, мм*	*Нормативная нагрузка, кгс/м²*
Плита мощения	*1800*	*80*	*144*
Сухая цем-песч. смесь	*1800*	*40*	*72*
Жесткий бетон В7.5	*2400*	*120*	*288*
Песок мелкий	*1650*	*300*	*495*
Отсыпка песком	*1650*	*760*	*1254*
Утеплитель ПП Carbon	*36*	*150*	*5*
Гидроизоляция Техноэласт ЭПП (2 слоя)			*8*
Ц.п. стяжка	*1800*	*50*	*90*
Керамзитобетон D800	*800*	*150*	*120*
		Итого	***2476***

Вес покрытия стилобата, $m_{покр}$ =	2.48	т/м³
Вес пригруза от постоянных нагрузок, $m_{пр} = \gamma_b(V_{пил} + V_{пл}) + m_{покр}A =$	17 553.0	т
УГВ с учетом прогнозирования 150.75 + 1.0 =	151.75	
Отм. подошвы фундаментной плиты	148.15	
Превышение УГВ над фундаментной плитой, Нв =	3.6	м
Удельный вес воды, $\gamma_в$ =	1	т/м³
Давление грунтовых вод на подошву фундамента, $P_в$ = A*Нв*$\gamma_в$ =	12488.4	т
Коэффициент использования по всплытию $k_{исп} = \frac{P_в}{0.9\, m_{пр}} =$	0.79	< 1

Устойчивость к всплытию обеспечена.

7. РАСЧЕТ ШУМОЗАЩИТНЫХ ЭКРАНОВ

7.1. ОПИСАНИЕ КОНСТРУКЦИИ

Конструктивно шумозащитный экран представляет собой модульное ограждение, состоящее из трёх основных частей:

- акустический экран;
- металлическая стойка;
- фундамент основания.

Данный расчёт приведен для подтверждения принятых решений фундаментов и металических стоек. В проекте принято 2 типа стоек по высоте:

- 2,6 м, 3 м.
- 4,4 м;
- 8,5 м.

В проекте рассматривается 2 типа фундаментов ветрозащитных экранов:

- плитный фундамент, работающий на опрокидывание;
- свайно-ростверковый фундамент.

Плитный фундамент представляет собой ленту по всей протяжённости экрана шириной 1.3м и толщиной 0,2м. В местах расположения металлических стоек экрана предусматриваются локальные утолщения размером в плане 0,5х0,5м и возвышением над фундаментом в 0,65м.

Свайно-ростверковый фундамент представляет собой протяжённый ростверк переменной высоты размером 0,75х0,75м. Шаг свай принят регулярным и соответствует шагу металлических стоек экрана. В месте пересечения с инженерными коммуникациями шаг свай был скорректирован.

Стойки шумозащитных экранов приняты сечением:

- 30Ш1 по СТО АСЧМ 20-93 – для ограждения высотой 8,5м;
- 18Б1 по СТО АСЧМ 20-93 – для ограждения 2,6…4м.

7.2. ОПИСАНИЕ РАСЧЁТА

Расчёт производится с предпосылкой того, что металлическая стойка ограждения закреплена жестко и работает по консольной схеме.

Фундамент шумозащитных экранов высотой от 2,6…3м принят плитным, работающий на опрокидывание. Расчёт на опрокидывания производится для экрана высотой 3м.

Фундамент шумозащитных экранов высотой от 4…8,5м принят свайно-ростверковым. Расчёт фундамента производится для высоты экрана 8,5м. Шаг стоек переменный, расчёт производится для наибольшего шага – 2,8м.

7.3. МАТЕРИАЛЫ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Фундаменты под шумозащитные экраны приняты из бетона марки В20 W10 F_2. Стойки шумозащитных экранов приняты из стали С245.

7.4. ПИКОВОЕ ВЕТРОВОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ ДЛЯ ЭКРАНА ВЫСОТОЙ ДО 3М

Элементы шумозащитного ограждения и его крепления рассчитываются на пиковые воздействия ветровой нагрузки, нормативное значение которой определяется по формуле:

$$w=w_0 \cdot k(z_e) \cdot [1 + \zeta(z_e)] \cdot c_p \cdot v, \text{ где:}$$

- w_0=0.23кПа – как для первого ветрового района;
- $k(z_e)$=0,4 - как для типа местности С при высоте z_e меньше 5 метров;
- $\zeta(z_e)$=1,78 – как для типа местности С при высоте z_e меньше 5 метров;
- c_p=2,1;
- v= 0.8.

$$w=0.23\text{кПа} \cdot 0,4 \cdot [1+1.78] \cdot 2.1 \cdot 0.8=0,43\text{кПа}.$$

Коэффициент надёжности по нагрузке для пиковой ветровой нагрузки принят γ_f=1,4. Итого расчётное пиковое значение ветровой нагрузки равняется:

$$W=w \cdot \gamma_f=0.43\text{кПа} \cdot 1,4=0,6\text{кПа}.$$

7.5. РАССЧЕТ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА НА УСТОЙЧИВОСТЬ

Грузовая площадь, с которой будет собираться пиковая ветровая нагрузка и передаваться на стойку ограждения равной наибольшему шагу стоек – 2,8м. Погонная нагрузка, действующая на стойку:

q=0.6кПа·2,8м=1.68кН/м.

Поскольку стойка ограждения закреплена с фундаментом жестко, то момент опрокидывания от ветрового воздействия рассчитывается как для консольно-закрепленного стержня.

$M_{опр}$=(q·h) ·h/2=(1,68кН/м·3м) ·3м/2=7,56кН·м.

Собственный вес фундамента, удерживающий от опрокидывания конструкцию шумозащитного экрана принимается с коэффициентом надёжности по нагрузке γ_f=0,9. Фундамент представляет собой прямоугольное сечение в разрезе, шириной 1,3м и толщиной 0,3м по всей длине экрана.

$F_{фунд}$=0,9·(1,3м*0,2м*2,8м) ·25кН/$м^3$=16,38кН.

Поскольку фундамент в сечении имеет прямоугольную форму, то его масса равномерно-распределена по всему сечению и удерживающий момент будет равен:

$M_{уд.}$=$F_{фунд}$·b/2=(16.38кН·1,3м)/2=10,65кН·м.

$M_{уд}$> $M_{опр}$

10,65 кН·м. > 7,56кН·м

Исходя из данного расчёта можно сделать вывод что устойчивость плитного фундамента на опрокидывание обеспечена.

7.6. ПИКОВОЕ ВЕТРОВОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ ДЛЯ ЭКРАНА ВЫСОТОЙ ДО 8,5М

Элементы шумозащитного ограждения и его крепления рассчитываются на пиковые воздействия ветровой нагрузки, нормативное значение которой определяется по формуле:

$$w=w_0\cdot k(z_e)\cdot[1+\zeta(z_e)]\cdot c_p\cdot v, \text{ где:}$$

- w_0=0.23кПа – как для первого ветрового района;
- $k(z_e)$=0,4 - как для типа местности С при высоте z_e меньше 5 метров;
- $\zeta(z_e)$=1,78 – как для типа местности С при высоте z_e меньше 5 метров;
- c_p=2,1;
- v= 0.75.

$w_{0\text{-}5}$=0.23кПа·0,4·[1+1.78] ·2.1·0.75=0,40кПа.

При значении ze = 8,5 пиковое ветровое воздействие:

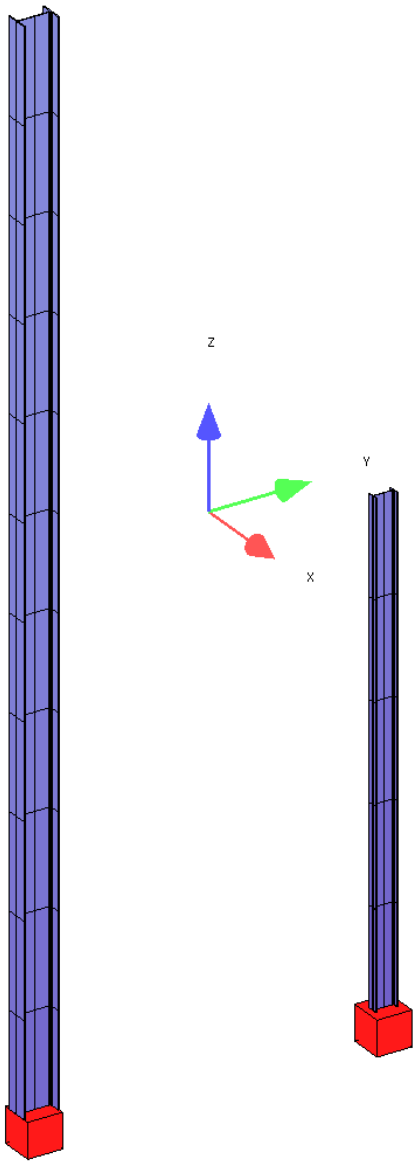
- $k(z_e)$=0,605 - как для типа местности В при высоте z_e 8.5 метров;
- $\zeta(z_e)$=1,08 – как для типа местности С при высоте z_e 5 метров;
- $w_{8.5}$=0.23кПа·0,605·[1+1.08] ·2.1·0.75=0,46кПа.

Коэффициент надёжности по нагрузке для пиковой ветровой нагрузки принят γ_f=1,4. Шаг стоек 2,8 метра. Итого нормативное значение пиковой ветровой нагрузки на стойку:

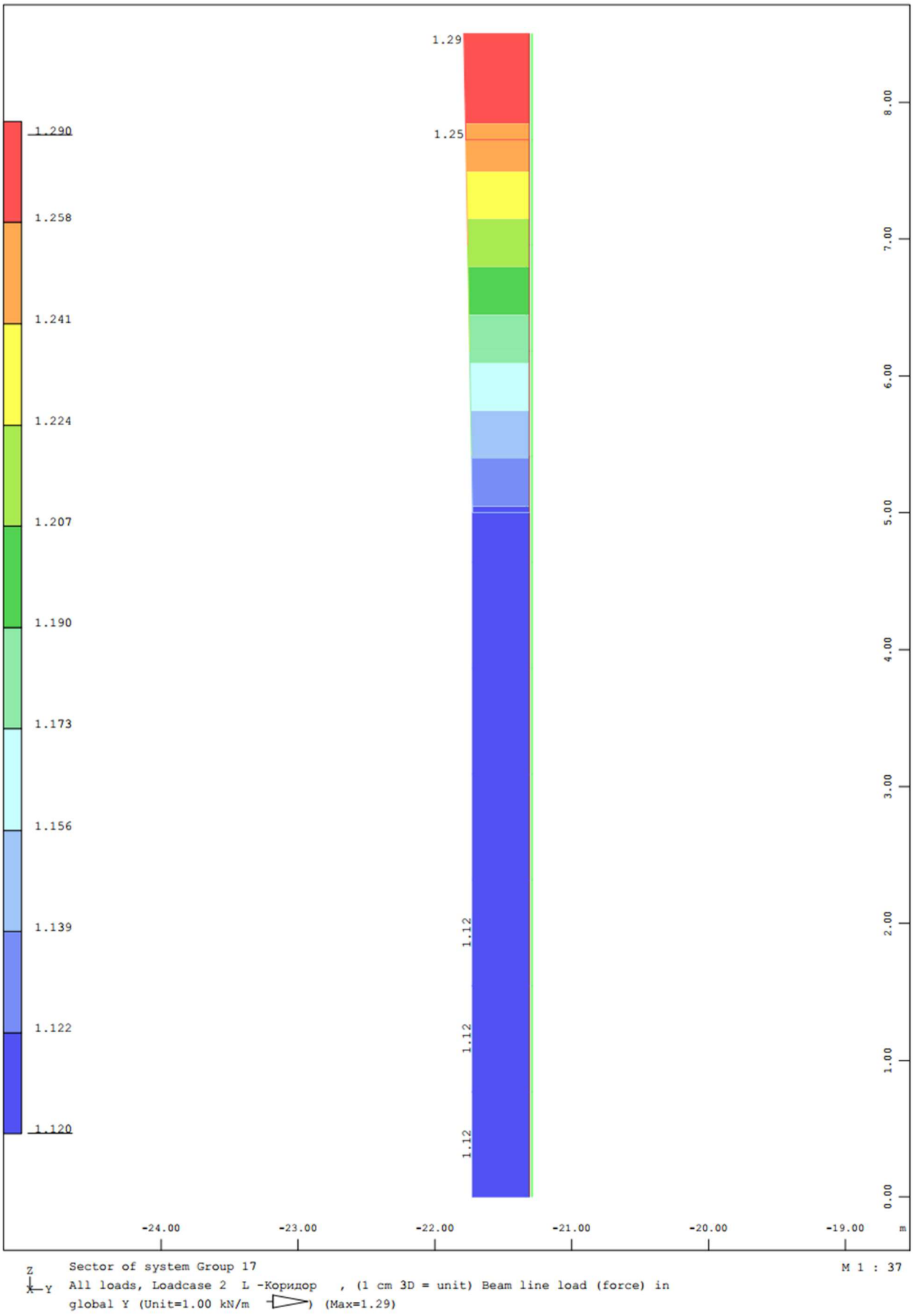
$$W^{ст.}_{0-5} = w_{0-5} \cdot 2,8 = 1,12 кН/м$$

$$W^{ст.}_{8,5} = w_{8,5} \cdot 2,8 = 1,29 кН/м$$

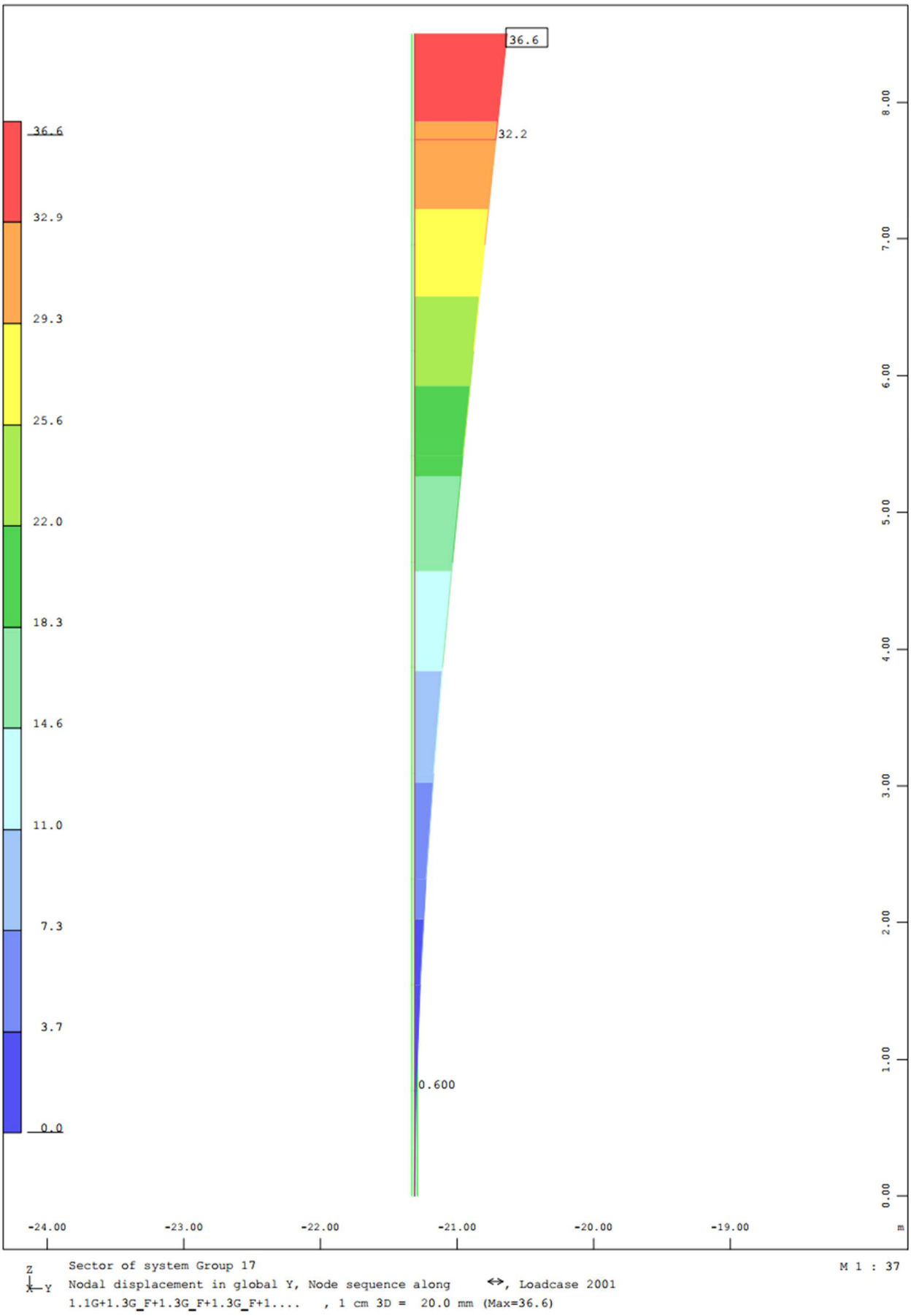
7.7. РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТОЕК ВЫСОТОЙ 8,5 И 4М



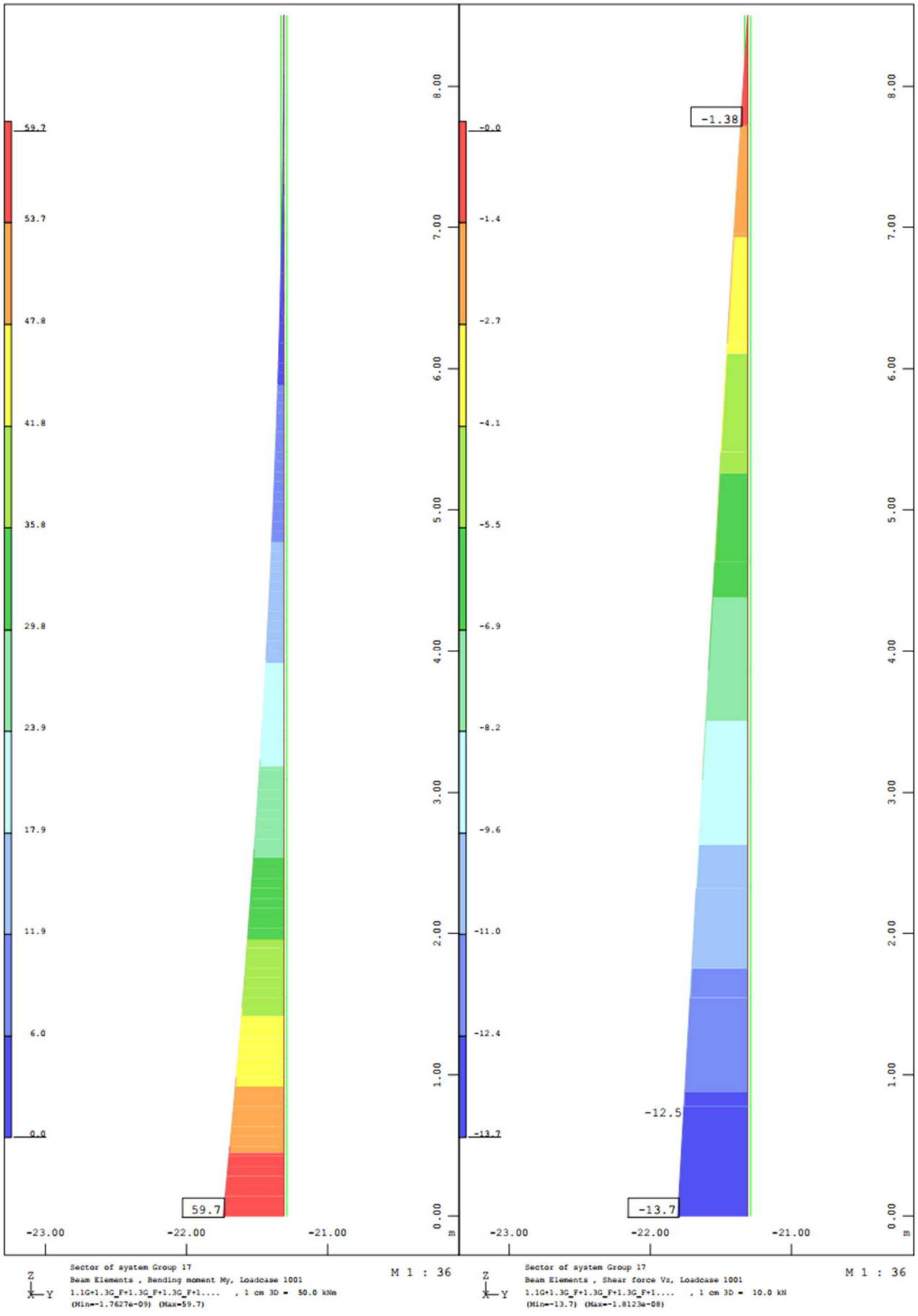
Общий вид расчётной схемы.



Нагрузки, приложенные на стойку 8,5м высотой, кН/м

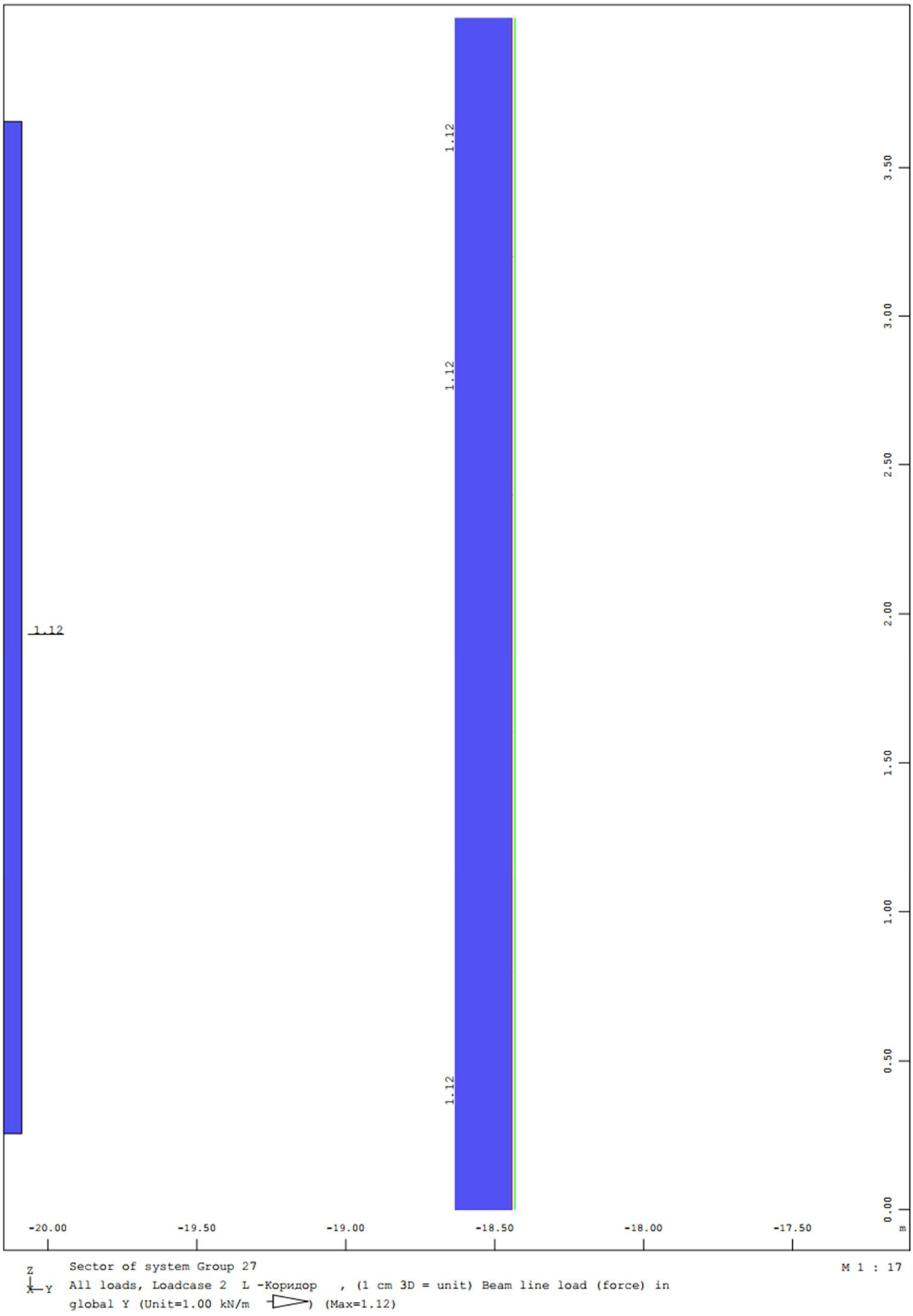


Перемещения стойки высотой 8,5м от пиковой ветровой нагрузки, мм

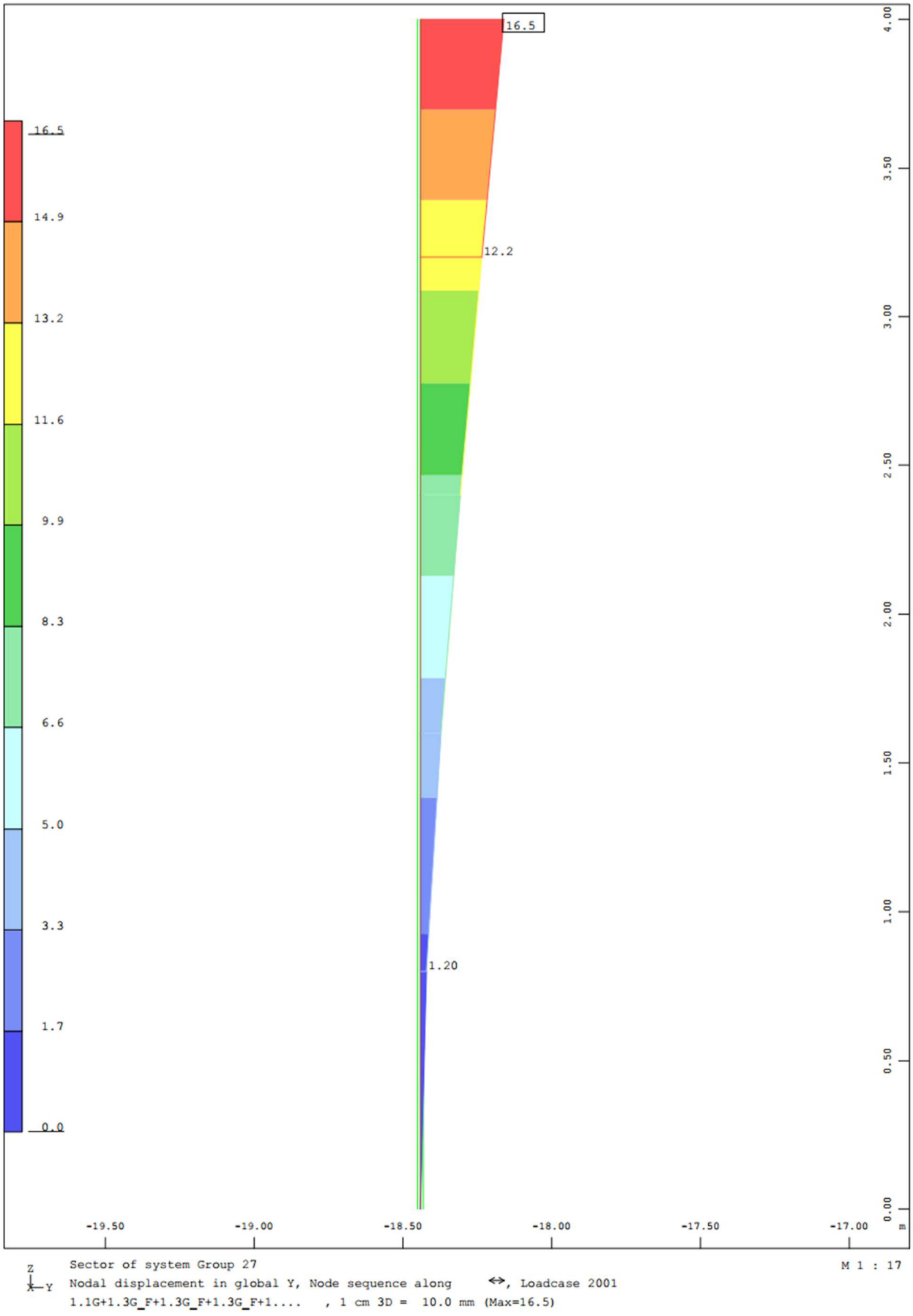


Изгибающий момент в стойке 8,5м высотой, M_y, кН·м

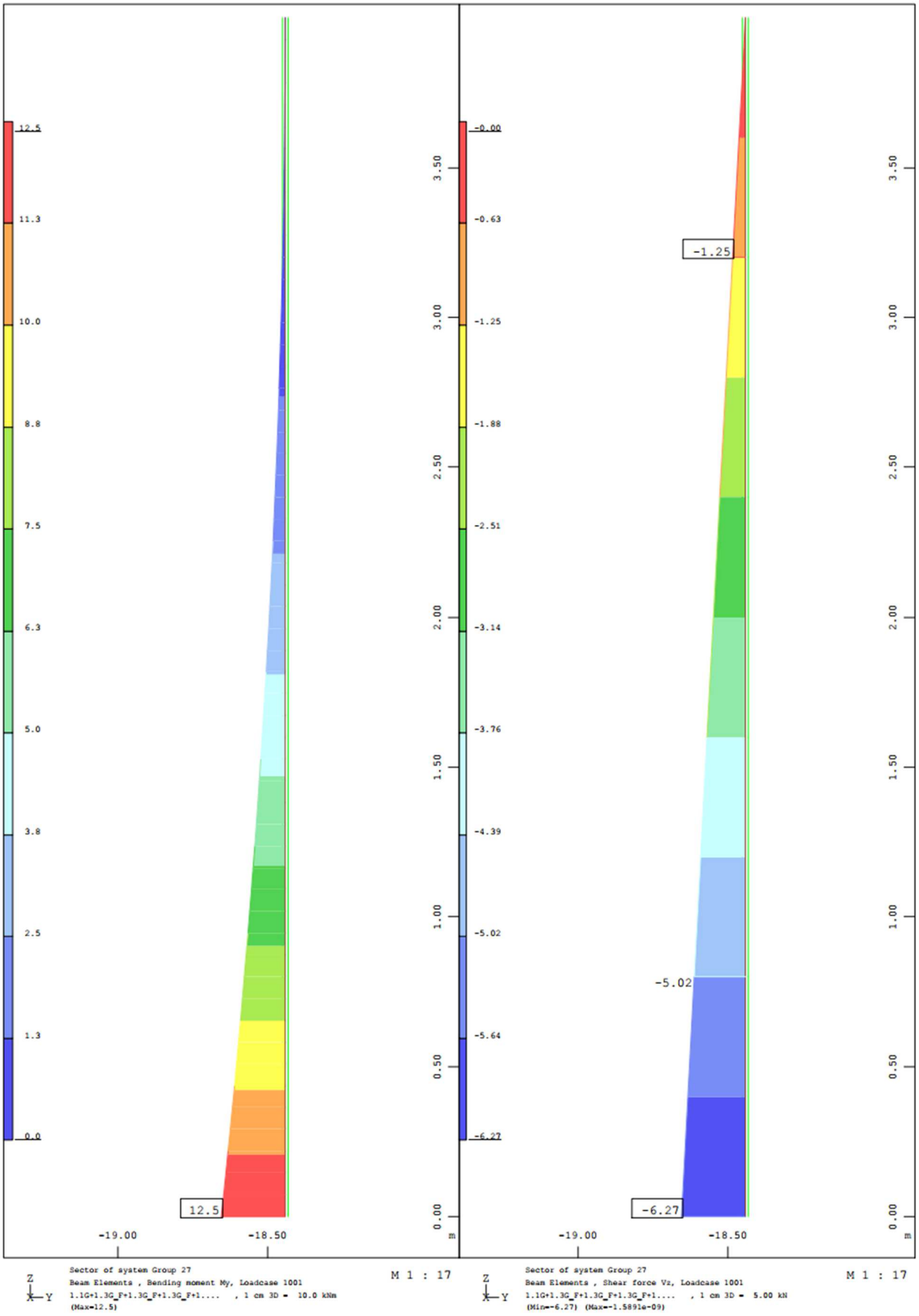
Поперечная сила в стойке 8,5м высотой, Q, кН



Нагрузки, приложенные на стойку 4,4м высотой, кН/м



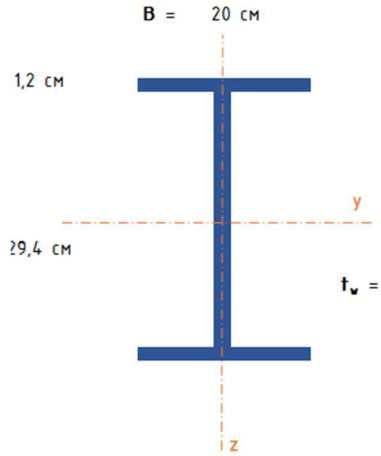
Перемещения стойки высотой 4,4м от пиковой ветровой нагрузки, мм



Изгибающий момент в стойке 4,4м высотой, M_y, кН·м

Поперечная сила в стойке 4,4м высотой, Q, кН

Проверка стойки 8,5м высотой по прочности:

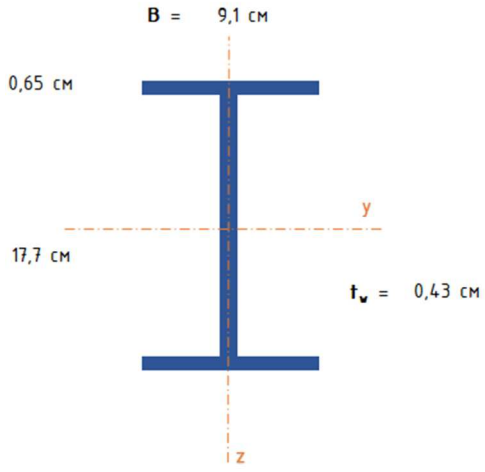


Двутавр широкополочный
I.30Ш1

N =	0 т		
M_y =	5,97 т*м	M_z =	0 т*м
Q_z =	1,37 т		
Сталь	С255		
R_y =	2 400 кг/см²		
R_z =	1 392 кг/см²		
I_y =	11 339 см⁴	I_z =	1 603 см⁴
W_y =	771 см³	W_z =	160 см³
S_y =	429,5 см³		
A =	72,4 см²		
i_y =	12,52 см	i_z =	4,71 см
m =	56,8 кг/м		

$\frac{N}{A}$ =	0,00	= 0 кг/см²	$\tau = \frac{Q_z S_y}{I_y t_w}$ =	0,05	= 65 кг/см²
$\frac{M_y}{W_y}$ =	0,32	= 774 кг/см²			
$\frac{M_z}{W_z}$ =	0,00	= 0 кг/см²			
σ =	0,32	= 774 кг/см²	$\sigma_{пр}$ =	0,28	= 782 кг/см²

Проверка стойки 4,4м высотой по прочности:



Двутавр балочный
I.18Б1

N =	0 т		
M_y =	1,25 т*м	M_z =	0 т*м
Q_z =	0,63 т		
Сталь	С255		
R_y =	2 400 кг/см²		
R_z =	1 392 кг/см²		
I_y =	1 063 см⁴	I_z =	82 см⁴
W_y =	120 см³	W_z =	18 см³
S_y =	67,7 см³		
A =	19,6 см²		
i_y =	7,37 см	i_z =	2,05 см
m =	15,4 кг/м		

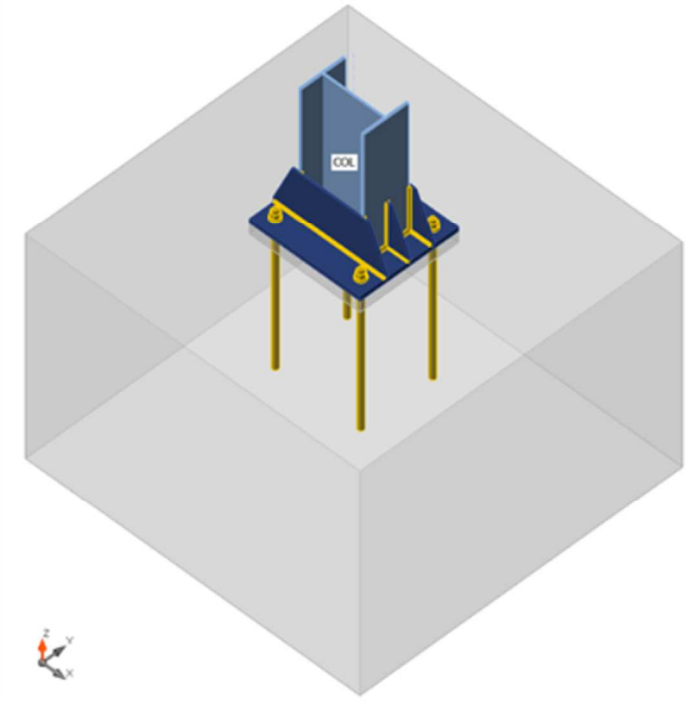
$\frac{N}{A}$ =	0,00	= 0 кг/см²	$\tau = \frac{Q_z S_y}{I_y t_w}$ =	0,07	= 93 кг/см²
$\frac{M_y}{W_y}$ =	0,43	= 1 041 кг/см²			
$\frac{M_z}{W_z}$ =	0,00	= 0 кг/см²			
σ =	0,43	= 1 041 кг/см²	$\sigma_{пр}$ =	0,38	= 1 053 кг/см²

7.8. ПРОВЕРКА БАЗЫ СТОЙКИ 30Ш1

Имя	База Экрана
Описание	
Расчёт	Напряжения, деформации/ упрощённое задание нагрузок

Балки и колонны

Имя	Сечение	β - Направление [°]	γ - Наклон [°]	α - Вращение [°]	ex - Смещение [mm]	ey - Смещение [mm]	ez - Смещение [mm]	Приложение сил
COL	1 - CON1(30Ш1)	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Узел



Сечения

Имя	Материал
1 - CON1(30Ш1)	C245

Анкеры

Имя	Болтовое соединение	Диаметр [mm]	fu [MPa]	Площадь брутто [mm^2]
M24 09Г2С >20…30 B	M24 09Г2С >20…30 B	24	430,0	452

Загружения (равновесие не требуется)

Имя	Элемент	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-12,0	0,0	0,0	0,0	60,0	0,0

Бетонный блок

Элемент	Значение	Ед. изм.
БетБлок 1		
Размеры	1440 x 1494	mm
Высота	1000	mm
Анкер	M24 09Г2С >20…30 B	
Длина анкеровки	600	mm
Восприятие сдвига	Трение	
Бетонная подливка	50	mm

Проверка

Краткий отчёт

Имя	Значение	Статус проверки
Расчёт	100,0%	OK
Пластины	0,0 < 2,7%	OK
Анкеры	82,3 < 100%	OK
Сварные швы	97,2 < 100%	OK
Бетонный блок	28,7 < 100%	OK
Сдвиг	0,2 < 100%	OK
Устойчивость	Не вычислено	

Пластины

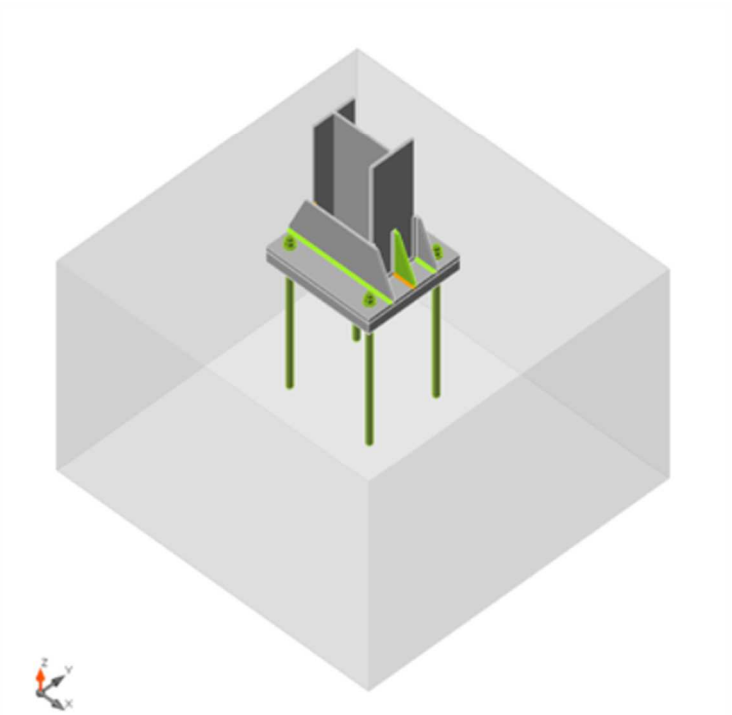
Имя	R_y [MPa]	Толщина [mm]	Нагрузки	σ [MPa]	ε_{Pl} [%]	σc_{Ed} [MPa]	Статус проверки
COL-bfl 1	239,0	12,0	LE1	106,2	0,0	0,0	OK
COL-tfl 1	239,0	12,0	LE1	116,8	0,0	0,0	OK
COL-w 1	239,0	8,0	LE1	68,8	0,0	0,0	OK
BP1	239,0	20,0	LE1	204,9	0,0	0,0	OK
WID1a	239,0	8,0	LE1	42,8	0,0	0,0	OK
WID1b	239,0	8,0	LE1	171,0	0,0	0,0	OK
SP1	239,0	8,0	LE1	197,6	0,0	0,0	OK
SP2	239,0	8,0	LE1	197,5	0,0	0,0	OK

Расчётные данные

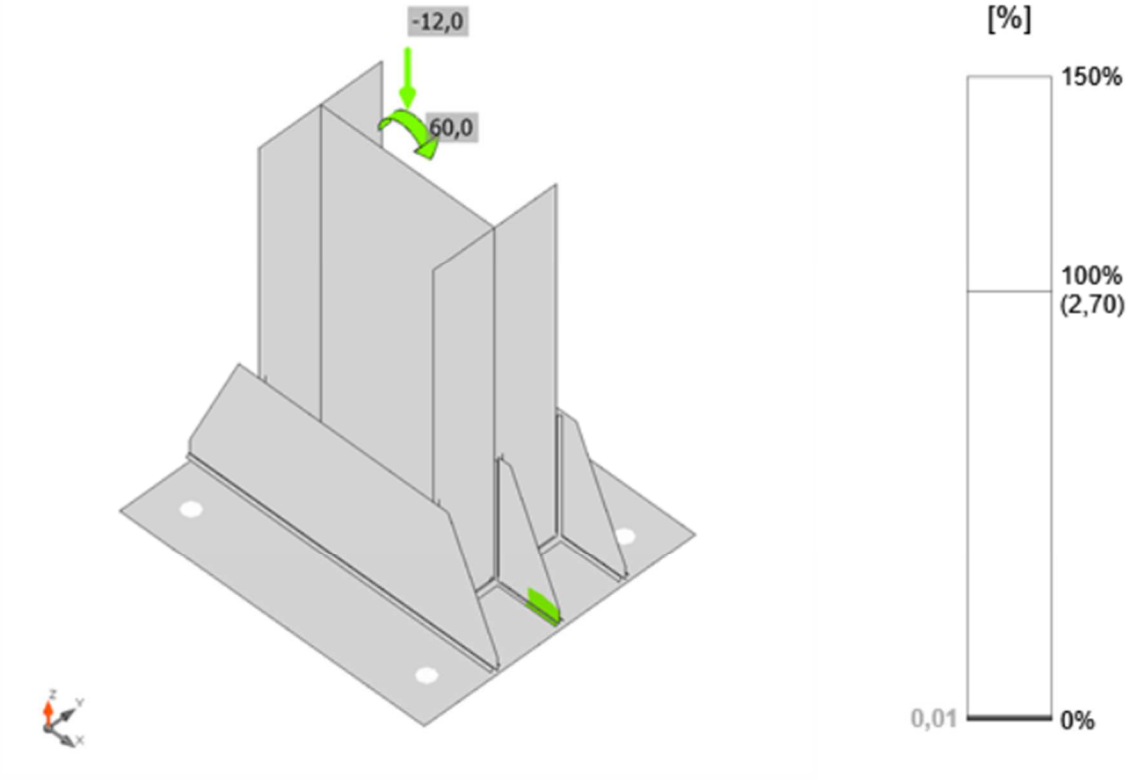
Материал	Ry [MPa]	ε_{lim} [%]
C245	239,0	5,0

Пояснения к символам

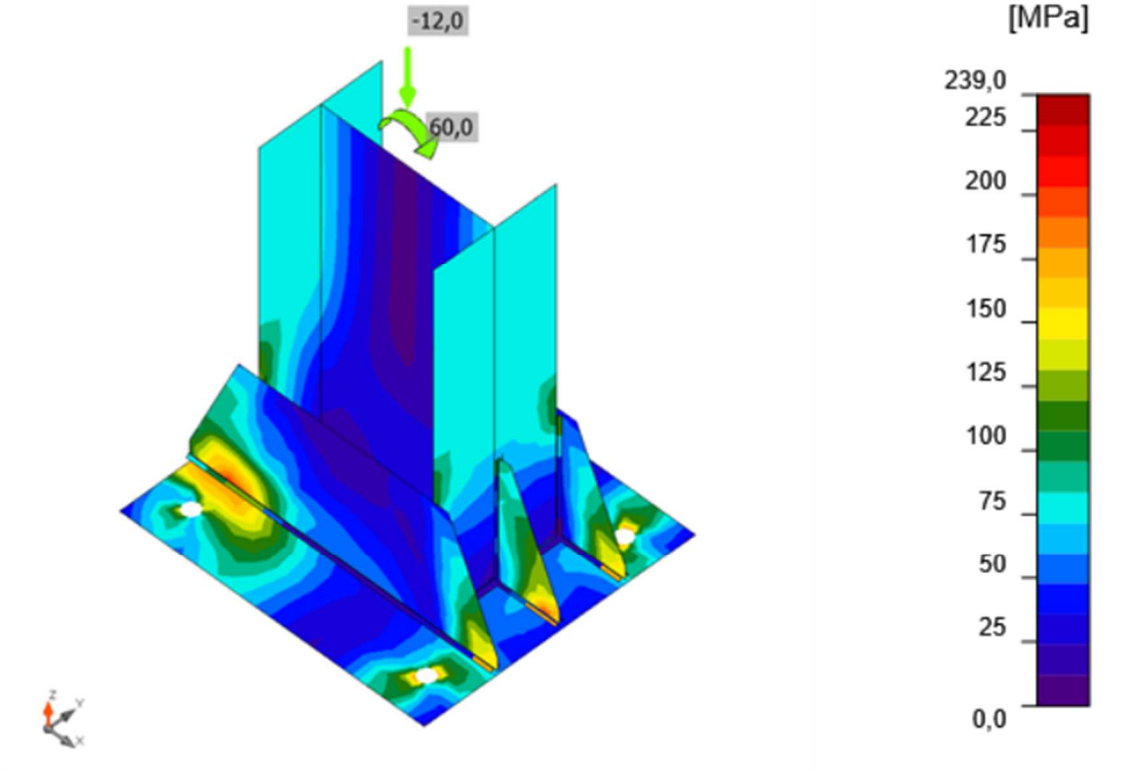
ε_{Pl}	Относительная деформация
σ	Среднее напряжение в бетоне
R_y	Предел текучести
ε_{lim}	Предельная пластическая деформация



Общая проверка, LE1

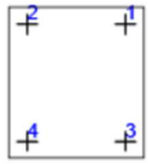


Проверка по деформациям, LE1



Эквивалентные напряжения, LE1

Анкеры

Форма	Элемент	Нагрузки	N_{an} [kN]	V_{an} [kN]	$N_{ult,c}$ [kN]	$V_{ult,cp}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Конструирование	Статус
	A1	LE1	63,8	0,0	249,4	648,5	82,3	-	74,6	OK	OK
	A2	LE1	63,8	0,0	249,4	648,5	82,3	-	74,6	OK	OK
	A3	LE1	38,8	0,0	249,4	648,5	82,3	-	74,6	OK	OK
	A4	LE1	38,8	0,0	249,4	648,5	82,3	-	74,6	OK	OK

Расчётные данные

Класс	$N_{ult,s}$ [kN]
M24 09Г2С >20…30 B - 1	81,8

Пояснения к символам

N_{an}	Растягивающее усилие
V_{an}	Результирующая поперечных сил Vy, Vz в болте
$N_{ult,c}$	Расчётная прочность при разрушении по бетонному конусу - STO - Cl. 6.1.3
$V_{ult,cp}$	Расчётная прочность при выкалывании при сдвиге - STO - Cl. 6.2.2
Ut_t	Кисп при растяжении
Ut_s	Кисп при сдвиге
Ut_{ts}	Коэффициент использования по растяжению и сдвигу
$N_{ult,s}$	Расчётная прочность крепёжного изделия на РАСТЯЖЕНИЕ при разрушении по стали - SP 43 - Annex G

Сварные швы

Элемент	Край	Электрод	k_f [mm]	l [mm]	l_{we} [mm]	Нагрузки	N [kN]	U_{twm} [%]	U_{tbm} [%]	Конструирование	Статус
BP1	COL-bfl 1	Э46	◢11,0◣	200	32	LE1	2,9	6,0	5,0	OK	OK
		Э46	◢11,0◣	200	32	LE1	3,5	7,3	6,0	OK	OK
BP1	COL-tfl 1	Э46	◢11,0◣	200	32	LE1	10,2	21,1	17,5	OK	OK
		Э46	◢11,0◣	199	32	LE1	7,0	14,6	12,1	OK	OK
BP1	COL-w 1	Э46	◢8,0◣	282	30	LE1	3,5	10,4	8,7	OK	OK
		Э46	◢8,0◣	282	30	LE1	3,5	10,5	8,7	OK	OK
BP1	WID1a	Э46	◢5,7◣	100	22	LE1	4,8	27,3	22,7	OK	OK
		Э46	◢5,7◣	100	22	LE1	4,8	27,3	22,7	OK	OK
COL-tfl 1	WID1a	Э46	◢5,7◣	200	24	LE1	2,9	15,9	13,2	OK	OK
		Э46	◢5,7◣	200	24	LE1	2,9	15,9	13,2	OK	OK
BP1	WID1b	Э46	◢5,7◣	100	22	LE1	17,1	97,2	80,9	OK	OK
		Э46	◢5,7◣	100	22	LE1	17,1	97,2	80,9	OK	OK
COL-bfl 1	WID1b	Э46	◢5,7◣	200	24	LE1	9,7	52,1	43,3	OK	OK
		Э46	◢5,7◣	200	24	LE1	9,7	52,1	43,3	OK	OK
SP1	COL-bfl 1	Э46	◢8,0	200	32	LE1	20,5	58,4	48,6	OK	OK
SP1	COL-tfl 1	Э46	◢8,0	200	32	LE1	34,0	97,1	80,8	OK	OK
BP1	SP1	Э46	◢8,0◣	493	30	LE1	29,9	89,4	74,4	OK	OK
		Э46	◢8,0◣	493	30	LE1	31,3	93,4	77,8	OK	OK
SP2	COL-bfl 1	Э46	◢8,0	200	32	LE1	20,5	58,4	48,6	OK	OK
SP2	COL-tfl 1	Э46	◢8,0	200	32	LE1	34,0	97,1	80,8	OK	OK
BP1	SP2	Э46	◢8,0◣	493	30	LE1	31,2	93,3	77,6	OK	OK
		Э46	◢8,0◣	493	30	LE1	29,9	89,3	74,3	OK	OK

Пояснения к символам

k_f	Катет сварного шва
l	Фактическая длина сварного шва
l_{we}	Расчётная длина элемента сварки
N	Усилие сдвига в элементе сварки
U_{twm}	Кисп по металлу шва
U_{tbm}	Кисп по металлу границы сплавления

Бетонный блок

Элемент	Нагрузки	N [kN]	$R_{b,loc}$ [MPa]	$A_{b,loc}$ [mm2]	Ut [%]	Статус
БетБлок 1	LE1	234,0	42,3	25684	28,7	OK

Пояснения к символам

N	Местное сжатие от внешних нагрузок
$R_{b,loc}$	Расчётное сопротивление бетона сжатию при местном действии сжимающей силы
$A_{b,loc}$	Площадь приложения сжимающей нагрузки (площадь смятия) определяется на основе численного расчёта как площадь контакта между опорной плитой и бетонным блоком
Ut	Процент использования

Сдвиг в плоскости контакта

Элемент	Нагрузки	V [kN]	f [-]	N_c [kN]	V_f [kN]	Ut [%]	Статус
BP1	LE1	0,1	0,25	234,0	58,5	0,2	OK

Пояснения к символам

V	Поперечная сила в опорной плите
f	Коэф-т трения
N_c	Расчётная продольная сжимающая сила в колонне
V_f	Прочность опорной плиты при срезе
Ut	Процент использования

Устойчивость

Расчёт устойчивости не выполнялся.

Настройки норм проектирования

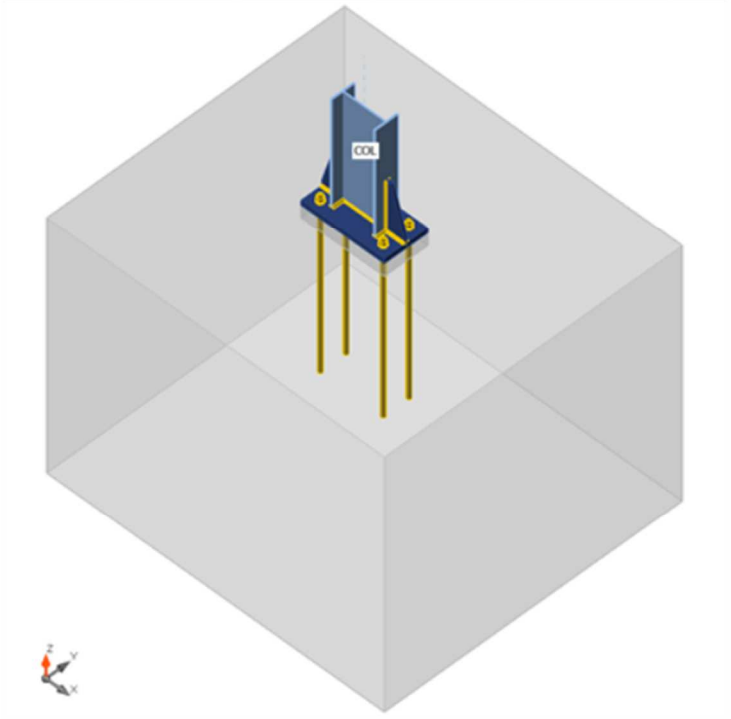
Элемент	Значение	Ед. изм.	Ссылка
Останавливать на предельной деформации	Нет		
Конструирование	Да		SP16 - Cl.14.1.7, Table 38, 40
Преднапряжённые болты - коэф-т трения μ	0,35	-	SP16 - Table 42
Тип контроля натяжения болтов	Static		SP16 - Table 42
Тип сварки			SP16 - Table 39
Длина анкеровки для вычисления жёсткости [d]	8	-	EN 1993-1-8 - Table 6.11
Коэф-т условий работы, γc	1,00	-	SP16 - Table 1
Предельная деформация пластин	0,03	-	EN 1993-1-5 - Cl.C.8
Проверка локальных пластич. деф-ий	Нет		
Предел локальной пластич. деф-ии	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Геометрическая нелинейность (ГН)	Да		Учёт больших перемещений в трубах
Связевая система	Нет		

7.9. ПРОВЕРКА БАЗЫ СТОЙКИ 30Ш1

Имя	База Экрана 18Б1
Описание	
Расчёт	Напряжения, деформации/ упрощённое задание нагрузок

Балки и колонны

Имя	Сечение	β - Направление [°]	γ - Наклон [°]	α - Вращение [°]	ex - Смещение [mm]	ey - Смещение [mm]	ez - Смещение [mm]	Приложение сил
COL	1 - CON1(18Б1)	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Узел



Сечения

Имя	Материал
1 - CON1(18Б1)	C245

Анкеры

Имя	Болтовое соединение	Диаметр [mm]	fu [MPa]	Площадь брутто [mm^2]
M16 09Г2С 10…20 B	M16 09Г2С 10…20 B	16	450,0	201

Загружения (равновесие не требуется)

Имя	Элемент	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-0,7	0,0	-6,3	0,0	12,5	0,0

Бетонный блок

Элемент	Значение	Ед. изм.
БетБлок 1		
Размеры	1171 x 1327	mm
Высота	1000	mm
Анкер	M16 09Г2С 10…20 B	
Длина анкеровки	600	mm
Восприятие сдвига	Трение	
Бетонная подливка	50	mm

Проверка

Краткий отчёт

Имя	Значение	Статус проверки
Расчёт	100,0%	OK
Пластины	0,0 < 2,7%	OK
Анкеры	61,0 < 100%	OK
Сварные швы	65,1 < 100%	OK
Бетонный блок	11,7 < 100%	OK
Сдвиг	50,8 < 100%	OK
Устойчивость	Не вычислено	

Пластины

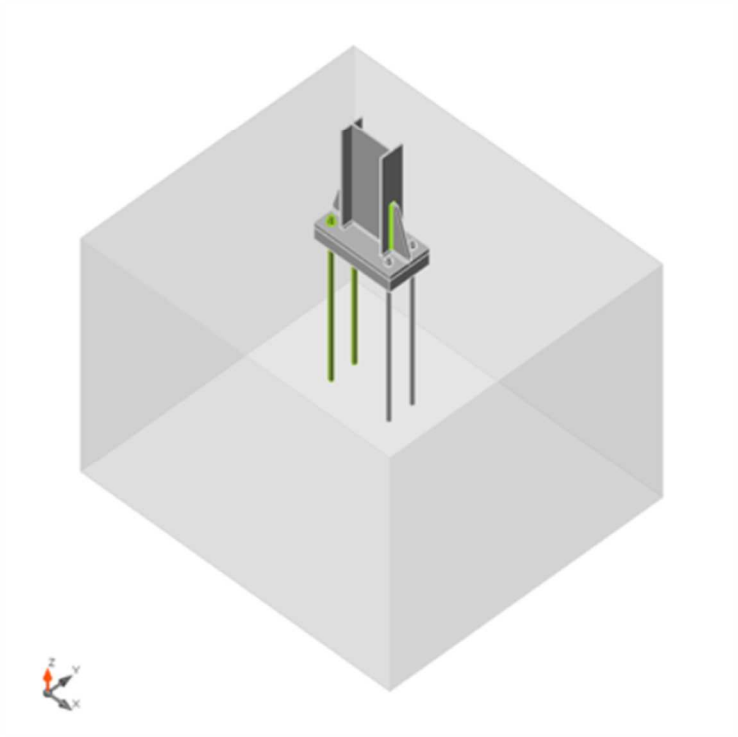
Имя	R_y [MPa]	Толщина [mm]	Нагрузки	σ [MPa]	ε_{Pl} [%]	σc_{Ed} [MPa]	Статус проверки
COL-bfl 1	239,0	6,5	LE1	115,1	0,0	0,0	OK
COL-tfl 1	239,0	6,5	LE1	113,5	0,0	0,0	OK
COL-w 1	239,0	4,3	LE1	85,9	0,0	0,0	OK
BP1	239,0	20,0	LE1	94,4	0,0	0,0	OK
WID1a	239,0	10,0	LE1	60,7	0,0	0,0	OK
WID1b	239,0	10,0	LE1	81,3	0,0	0,0	OK

Расчётные данные

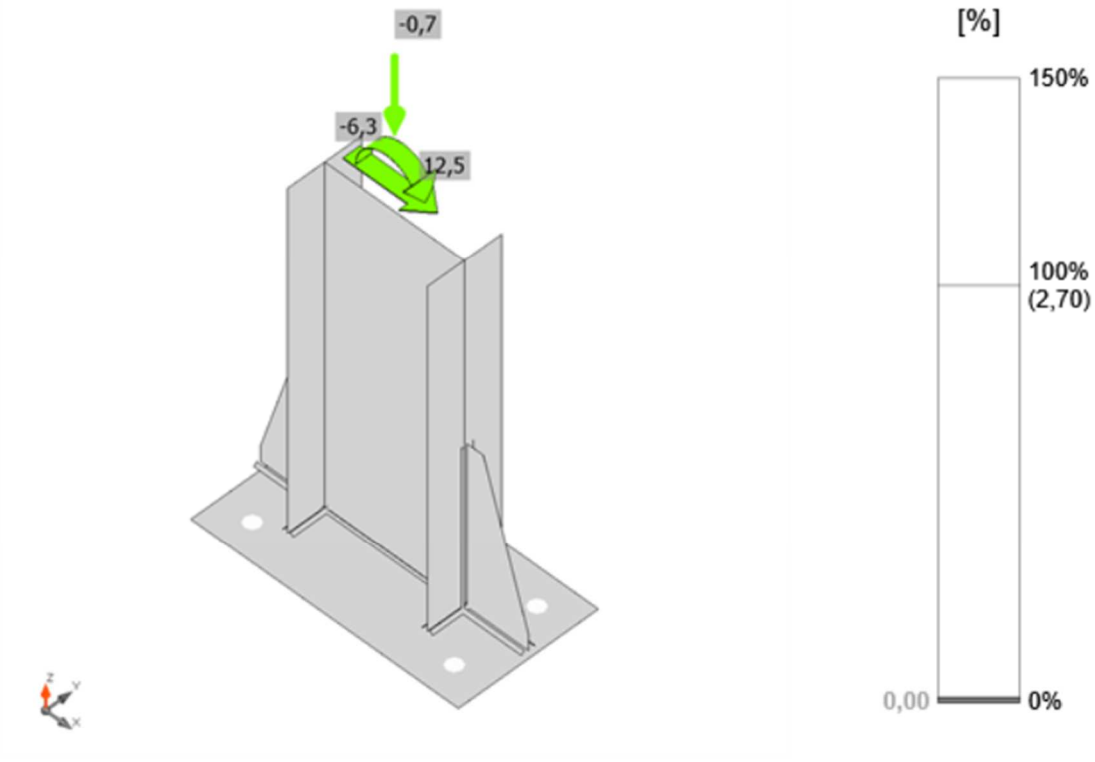
Материал	Ry [MPa]	ε_{lim} [%]
C245	239,0	5,0

Пояснения к символам

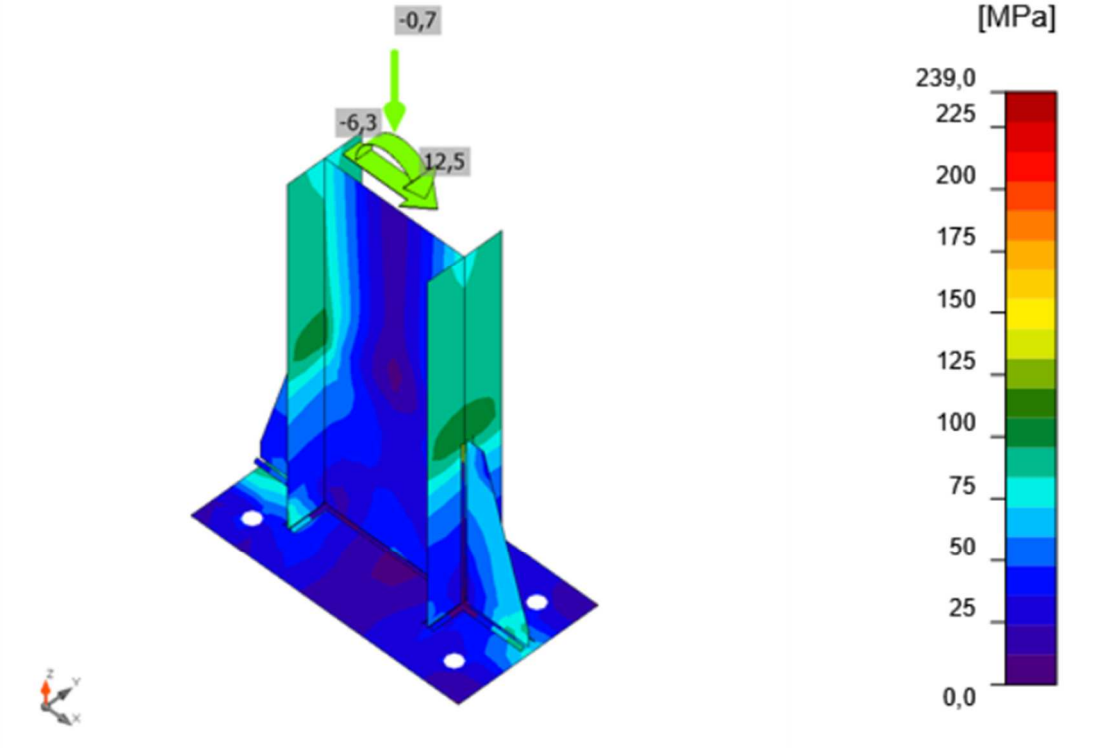
ε_{Pl}	Относительная деформация
σ	Среднее напряжение в бетоне
R_y	Предел текучести
ε_{lim}	Предельная пластическая деформация



Общая проверка, LE1

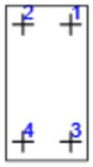


Проверка по деформациям, LE1



Эквивалентные напряжения, LE1

Анкеры

Форма	Элемент	Нагрузки	N_{an} [kN]	V_{an} [kN]	$N_{ult,c}$ [kN]	$V_{ult,cp}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Конструирование	Статус
	A1	LE1	23,7	0,0	161,4	476,3	61,0	-	47,6	OK	OK
	A2	LE1	23,7	0,0	161,4	476,3	61,0	-	47,6	OK	OK
	A3	LE1	0,0	0,0	-	476,3	0,0	-	-	OK	OK
	A4	LE1	0,0	0,0	-	476,3	0,0	-	-	OK	OK

Расчётные данные

Класс	$N_{ult,s}$ [kN]
M16 09Г2С 10…20 B - 1	38,9

Пояснения к символам

N_{an} Растягивающее усилие

V_{an} Результирующая поперечных сил Vy, Vz в болте

$N_{ult,c}$ Расчётная прочность при разрушении по бетонному конусу - STO - Cl. 6.1.3

$V_{ult,cp}$ Расчётная прочность при выкалывании при сдвиге - STO - Cl. 6.2.2

Ut_t Кисп при растяжении

Ut_s Кисп при сдвиге

Ut_{ts} Коэффициент использования по растяжению и сдвигу

$N_{ult,s}$ Расчётная прочность крепёжного изделия на РАСТЯЖЕНИЕ при разрушении по стали - SP 43 - Annex G

Сварные швы

Элемент	Край	Электрод	k_f [mm]	l [mm]	l_{we} [mm]	Нагрузки	N [kN]	U_{twm} [%]	U_{tbm} [%]	Конструирование	Статус
BP1	COL-bfl 1	Э46	◢7,0◣	91	20	LE1	4,1	21,1	17,6	OK	OK
		Э46	◢7,0◣	91	20	LE1	4,5	22,7	18,9	OK	OK
BP1	COL-tfl 1	Э46	◢7,0◣	91	20	LE1	7,8	39,8	33,2	OK	OK
		Э46	◢7,0◣	91	20	LE1	6,9	35,1	29,2	OK	OK
BP1	COL-w 1	Э46	◢5,0◣	170	20	LE1	1,3	9,4	7,9	OK	OK
		Э46	◢5,0◣	170	20	LE1	1,3	9,4	7,9	OK	OK
BP1	WID1a	Э46	◢7,1◣	75	16	LE1	5,1	32,4	27,0	OK	OK
		Э46	◢7,1◣	75	16	LE1	5,1	32,4	27,0	OK	OK
COL-tfl 1	WID1a	Э46	◢4,6◣	200	21	LE1	8,3	62,1	51,7	OK	OK
		Э46	◢4,6◣	200	21	LE1	8,3	62,1	51,7	OK	OK
BP1	WID1b	Э46	◢7,1◣	75	16	LE1	8,8	55,1	45,9	OK	OK
		Э46	◢7,1◣	75	16	LE1	8,8	55,1	45,9	OK	OK
COL-bfl 1	WID1b	Э46	◢4,6◣	200	21	LE1	8,7	65,1	54,2	OK	OK
		Э46	◢4,6◣	200	21	LE1	8,7	65,1	54,2	OK	OK

Пояснения к символам

k_f	Катет сварного шва
l	Фактическая длина сварного шва
l_{we}	Расчётная длина элемента сварки
N	Усилие сдвига в элементе сварки
U_{twm}	Кисп по металлу шва
U_{tbm}	Кисп по металлу границы сплавления

Бетонный блок

Элемент	Нагрузки	N [kN]	$R_{b,loc}$ [MPa]	$A_{b,loc}$ [mm2]	Ut [%]	Статус
БетБлок 1	LE1	49,3	42,3	13312	11,7	OK

Пояснения к символам

N	Местное сжатие от внешних нагрузок
$R_{b,loc}$	Расчётное сопротивление бетона сжатию при местном действии сжимающей силы
$A_{b,loc}$	Площадь приложения сжимающей нагрузки (площадь смятия) определяется на основе численного расчёта как площадь контакта между опорной плитой и бетонным блоком
Ut	Процент использования

Сдвиг в плоскости контакта

Элемент	Нагрузки	V [kN]	f [-]	N_c [kN]	V_f [kN]	Ut [%]	Статус
BP1	LE1	6,3	0,25	49,3	12,3	50,8	OK

Пояснения к символам

V	Поперечная сила в опорной плите
f	Коэф-т трения
N_c	Расчётная продольная сжимающая сила в колонне
V_f	Прочность опорной плиты при срезе
Ut	Процент использования

Устойчивость

Расчёт устойчивости не выполнялся.

Настройки норм проектирования

Элемент	Значение	Ед. изм.	Ссылка
Останавливать на предельной деформации	Нет		
Конструирование	Да		SP16 - Cl.14.1.7, Table 38, 40
Преднапряжённые болты - коэф-т трения μ	0,35	-	SP16 - Table 42
Тип контроля натяжения болтов	Static		SP16 - Table 42
Тип сварки			SP16 - Table 39
Длина анкеровки для вычисления жёсткости [d]	8	-	EN 1993-1-8 - Table 6.11
Коэф-т условий работы, γc	1,00	-	SP16 - Table 1
Предельная деформация пластин	0,03	-	EN 1993-1-5 - Cl.C.8
Проверка локальных пластич. деф-ий	Нет		

Элемент	Значение	Ед. изм.	Ссылка
Предел локальной пластич. деф-ии	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Геометрическая нелинейность (ГН)	Да		Учёт больших перемещений в трубах
Связевая система	Нет		

7.10. РАСЧЕТ СВАИ РОСТВЕРКА ПОД ШУМОЗАЩИТНОЕ ОГРАЖДЕНИЕ

РАСЧЕТ ПО ГРУНТУ ВОКРУГ СВАИ НА ДЕЙСТВИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК И МОМЕНТА.

Исходные данные. $M^{\text{н}} = 7.920 \cdot 10^5$ кг · см; $\varphi_{LM} = 0.10$; $H^{\text{н}} = 1.800 \cdot 10^3$ кг; $\varphi_{LH} = 0.10$; $\gamma_f = 1.20$; $\gamma_c = 1.00$; ростверк высокий; $l = 370$ см; $l_0 = 0$ см; $d = 42.6$ см; сечение круглое; свая набивная; бетон класса В20; $E = 2.80 \cdot 10^5$ кг/см^2; $U_u = 1.50$ см; $\psi_u = 1.00 \cdot 10^{-2}$ рад; заделка сваи в ростверк нежесткая; нижний конец сваи опирается на дисперсный грунт.

ИГЭ	Тип грунта	h, м	I_L	e	φ_{I}, град.	γ_{I}, т/м^3	c_{I}, т/м^2
1	Суглинок	2.00	0.17	–	12.0	1.95	2.800
2	Песок мелкий	1.00	–	0.67	31.0	1.86	0.100
3	Песок средний	5.00	–	0.60	31.0	1.96	0.100

Расчет. Определение перемещений сваи в уровне оголовка.

$$l_K = 3.5d + \delta = 3.5 \cdot 42.6 + 150 = 299 \text{ см}$$

В пределах глубины l_K имеется более одного типа грунта, поэтому значение величины K определяется осреднением значений полученный по табл. Д.1 для соответствующих грунтов:

$$K = \big(5320.0 \cdot 2.00\,(1.000 + 0.331) + 5066.7 \cdot 0.99\,(0.331 + 0)\big)/2.99 = 5292.2 \text{ кН/м}^4$$

$$K = 5292.2 \text{ кН/м}^4 = 5.29 \cdot 10^{-3} \text{ кг/см}^4$$

$$I = \pi d^4/64 = 3.14 \cdot 42.6^4/64 = 161662 \text{ см}^4$$

$$b_p = 1.5d + 50 = 1.5 \cdot 42.6 + 50 = 113.9 \text{ см}$$

$$\alpha_\varepsilon = \left(\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}\right)^{1/5} = \left(\frac{5.29 \cdot 10^{-3} \cdot 113.9}{1.00 \cdot 2.80 \cdot 10^5 \cdot 161662}\right)^{1/5} = 0.0067 \text{ см}^{-1}$$

Для величины $\bar{l} = \alpha_\varepsilon l = 0.0067 \cdot 370 = 2.47$ с учетом того, что нижний конец сваи опирается на дисперсный грунт, по табл. Д.2 получены значения коэффициентов: $A_0 = 3.396$, $B_0 = 2.227$, $C_0 = 2.150$.

Определение перемещений от единичных усилий:

$$\varepsilon_{HH} = \frac{A_0}{\alpha_\varepsilon^3 EI} = \frac{3.396}{0.0067^3 \cdot 2.80 \cdot 10^5 \cdot 161662} = 2.51 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{MH} = \frac{B_0}{\alpha_\varepsilon^2 EI} = \frac{2.227}{0.0067^2 \cdot 2.80 \cdot 10^5 \cdot 161662} = 1.10 \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{HM} = \varepsilon_{MH} = 1.10 \cdot 10^{-6} = 1.10 \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{MM} = \frac{C_0}{\alpha_\varepsilon EI} = \frac{2.150}{0.0067 \cdot 2.80 \cdot 10^5 \cdot 161662} = 7.10 \cdot 10^{-9}$$

Определение перемещений от расчетных усилий на уровне головы сваи:

$$H^{\text{р}} = H^{\text{н}}\gamma_f = 2.160 \cdot 10^3 \text{ кг}, \quad M^{\text{р}} = M^{\text{н}}\gamma_f = 9.504 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$H_0 = H^{\text{н}} = 1.800 \cdot 10^3 \text{ кг}$$

$$M_0 = M^{\text{н}} + H^{\text{н}} l_0 = 7.920 \cdot 10^5 + 1.800 \cdot 10^3 \cdot 0 = 7.920 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$H_0^{\text{р}} = \gamma_f H_0 = 1.20 \cdot 1.800 \cdot 10^3 = 2.160 \cdot 10^3 \text{ кг}, \quad M_0^{\text{р}} = \gamma_f M_0 = 1.20 \cdot 7.920 \cdot 10^5 = 9.504 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$U_0 = H_0\varepsilon_{HH} + M_0\varepsilon_{HM} = 1.800 \cdot 10^3 \cdot 2.51 \cdot 10^{-4} + 7.920 \cdot 10^5 \cdot 1.10 \cdot 10^{-6} = 1.32 \cdot 10^0 \text{ см}$$

$$\psi_0 = H_0\varepsilon_{MH} + M_0\varepsilon_{MM} = 1.800 \cdot 10^3 \cdot 1.10 \cdot 10^{-6} + 7.920 \cdot 10^5 \cdot 7.10 \cdot 10^{-9} = 7.61 \cdot 10^{-3} \text{ рад}$$

$$U_0^p = U_0\gamma_f = 1.59\cdot 10^0 \text{ см}, \quad \psi_0^p = \psi_0\gamma_f = 9.13\cdot 10^{-3} \text{ рад}$$

$$U_p = U_0 + \psi_0 l_0 + \frac{H^n l_0^3}{3EI} + \frac{M^n l_0^2}{2EI} =$$

$$= 1.32\cdot 10^0 + 7.61\cdot 10^{-3}\cdot 0 + \frac{1.800\cdot 10^3\cdot 0^3}{3\cdot 2.80\cdot 10^5\cdot 161662} + \frac{7.920\cdot 10^5\cdot 0^2}{2\cdot 2.80\cdot 10^5\cdot 161662} = 1.32 \text{ см}$$

$$\psi_p = \psi_0 + \frac{H^n l_0^2}{2EI} + \frac{M^n l_0}{EI} = 7.61\cdot 10^{-3} + \frac{1.800\cdot 10^3\cdot 0^2}{2\cdot 2.80\cdot 10^5\cdot 161662} + \frac{7.920\cdot 10^5\cdot 0}{2.80\cdot 10^5\cdot 161662} = 7.61\cdot 10^{-3} \text{ рад}$$

Проверка расчетных условий на ограничение перемещений:

$$U_p = 1.32 \text{ см} \leqslant U_u = 1.50 \text{ см}$$

$$\psi_p = 7.61\cdot 10^{-3} \text{ рад} \leqslant \psi_u = 1.00\cdot 10^{-2} \text{ рад}$$

Частный вывод. Требование по ограничению горизонтального перемещения выполняется. Требование по ограничению угла поворота выполняется.

Проверка устойчивости основания окружающего сваю.

Коэффициент $\eta_1 = 1.0$ — так как фундамент не является фундаментом распорного сооружения.

Для текущих расчетных условий и величины $\bar{l} = 2.47$ принято значение $\bar{n} = 2.50$.

Определение коэффициента η_2 с учетом доли постоянной нагрузки φ_{LM} и φ_{LH}:

$$M_c = \varphi_{LM}M^p + \varphi_{LH}H^p l = 0.10\cdot 9.504\cdot 10^5 + 0.10\cdot 2.160\cdot 10^3\cdot 370 = 1.75\cdot 10^5 \text{ кг}\cdot\text{см}$$

$$M_t = M^p(1-\varphi_{LM}) + H^p l(1-\varphi_{LH}) = 9.504\cdot 10^5\cdot(1-0.10) + 2.160\cdot 10^3\cdot 370\cdot(1-0.10) = 15.75\cdot 10^5 \text{ кг}\cdot\text{см}$$

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{\bar{n}M_c + M_t} = \frac{1.75\cdot 10^5 + 15.75\cdot 10^5}{2.50\cdot 1.75\cdot 10^5 + 15.75\cdot 10^5} = 0.870$$

Так как свая не является забивной или сваей-оболочкой принимается $\xi = 0.3$.

Поскольку $\bar{l} = 2.47 \leqslant 2.5$ требуется проверка устойчивости основания окружающего сваю на двух глубинах $z_1 = l/3$ и $z_2 = l$.

$$z_1 = l/3 = 370/3 = 123.3 \text{ см}$$

$$\bar{z} = \alpha_\varepsilon z_1 = 0.0067\cdot 123.3 = 0.82$$

Определение коэффициентов по таблице Д.3:

$$A_1 = 0.997, \quad A_3 = -0.094, \quad A_4 = -0.340$$

$$B_1 = 0.823, \quad B_3 = -0.039, \quad B_4 = -0.188$$

$$C_1 = 0.340, \quad C_3 = 0.990, \quad C_4 = -0.058$$

$$D_1 = 0.094, \quad D_3 = 0.822, \quad D_4 = 0.987$$

Определение расчетного и предельного давлений:

$$\sigma_{z1} = \frac{K}{\alpha_\varepsilon}\bar{z}\left(U_0^p A_1 - \frac{\psi_0^p B_1}{\alpha_\varepsilon} + \frac{M_0^p C_1}{\alpha_\varepsilon^2 EI} + \frac{H_0^p D_1}{\alpha_\varepsilon^3 EI}\right) = \frac{5.29\cdot 10^{-3}}{0.0067}0.82\Big(1.59\cdot 10^0\cdot 0.997 -$$

$$-\frac{9.13\cdot 10^{-3}\cdot 0.823}{0.0067} + \frac{9.504\cdot 10^5\cdot 0.340}{0.0067^2\cdot 2.80\cdot 10^5\cdot 161662} + \frac{2.160\cdot 10^3\cdot 0.094}{0.0067^3\cdot 2.80\cdot 10^5\cdot 161662}\Big) = 0.414 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_{z,ult1} = \eta_1\eta_2\frac{4}{\cos\varphi_1}(\gamma_1 z_1 \operatorname{tg}\varphi_1 + \xi c_1) = 1.0\cdot 0.870\frac{4}{0.978}(0.0019\cdot 123.3\cdot 0.213 + 0.3\cdot 0.28) = 0.480 \text{ кг/см}^2$$

Проверка расчетного условия по ограничению давления на глубине z_1:

$$|\sigma_{z1}| = |0.414| = 0.414 \text{ кг/см}^2 \leqslant \sigma_{z,ult1} = 0.480 \text{ кг/см}^2$$

Определение коэффициентов по таблице Д.3:

$$z_2 = l = 370.0 \text{ см}$$

$$\bar{z} = \alpha_\varepsilon z_2 = 0.0067 \cdot 370.0 = 2.47$$

$$A_1 = 0.235, \quad A_3 = -2.313, \quad A_4 = -2.374$$

$$B_1 = 1.831, \quad B_3 = -2.998, \quad B_4 = -4.555$$

$$C_1 = 2.716, \quad C_3 = -1.281, \quad C_4 = -4.468$$

$$D_1 = 2.384, \quad D_3 = 1.196, \quad D_4 = -2.032$$

Определение расчетного и предельного давлений:

$$\sigma_{z2} = \frac{K}{\alpha_\varepsilon}\bar{z}\Big(U_0^p A_1 - \frac{\psi_0^p B_1}{\alpha_\varepsilon} + \frac{M_0^p C_1}{\alpha_\varepsilon^2 EI} + \frac{H_0^p D_1}{\alpha_\varepsilon^3 EI}\Big) = \frac{5.29 \cdot 10^{-3}}{0.0067} 2.47\Big(1.59 \cdot 10^0 \cdot 0.235 -$$

$$- \frac{9.13 \cdot 10^{-3} \cdot 1.831}{0.0067} + \frac{9.504 \cdot 10^5 \cdot 2.716}{0.0067^2 \cdot 2.80 \cdot 10^5 \cdot 161662} + \frac{2.160 \cdot 10^3 \cdot 2.384}{0.0067^3 \cdot 2.80 \cdot 10^5 \cdot 161662}\Big) = -0.925 \text{ кг/см}^2$$

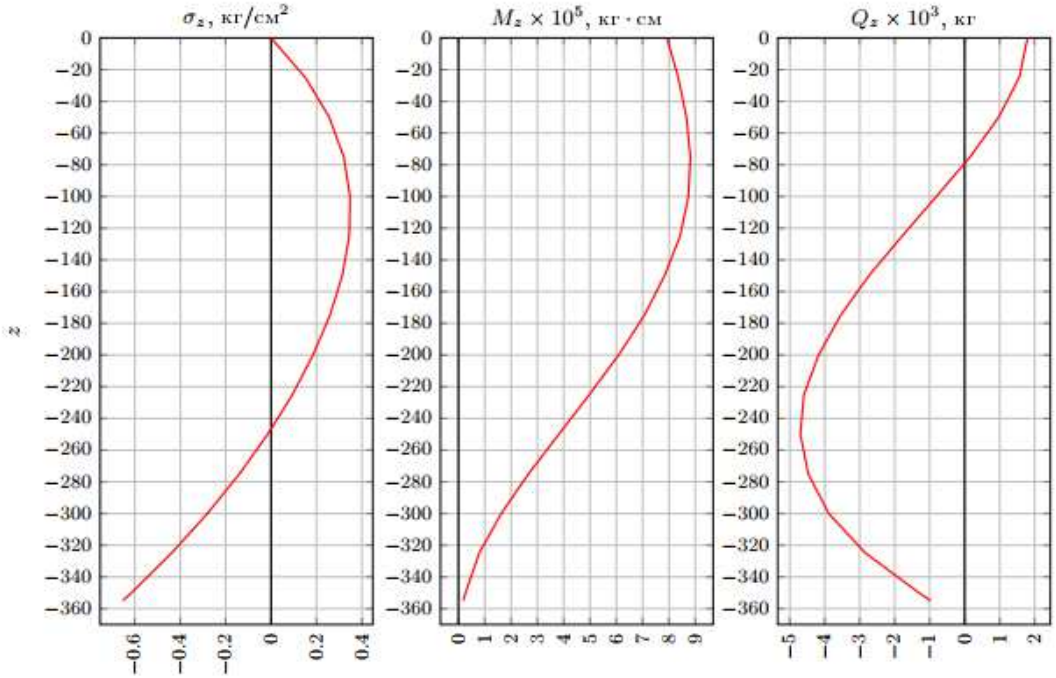
$$\sigma_{z,ult2} = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos\varphi_1}(\gamma_1 z_2 \operatorname{tg}\varphi_1 + \xi c_1) = 1.0 \cdot 0.870 \frac{4}{0.857}(0.0020 \cdot 370.0 \cdot 0.601 + 0.3 \cdot 0.01) = 1.780 \text{ кг/см}^2$$

Проверка расчетного условия по ограничению давления на глубине z_2:

$$|\sigma_{z2}| = |-0.925| = 0.925 \text{ кг/см}^2 \leqslant \sigma_{z,ult2} = 1.780 \text{ кг/см}^2$$

Общий вывод. ВСЕ требования выполняются. (+) Требование по ограничению горизонтального перемещения выполняется. (+) Требование по ограничению угла поворота выполняется. (+) Устойчивость грунта окружающего сваю обеспечена.

Наибольшие абсолютные значения усилий и напряжений от **нормативных** нагрузок по длине сваи: $\sigma_{max} = 0.652$ кг/см^2, $M_{max} = 8.812 \cdot 10^5$ кг · см, $Q_{max} = 4.696 \cdot 10^3$ кг.



ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СВАИ НА ОСНОВЕ НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

Методика расчета принята согласно СП 63.13330.2018, п. 8.1.20 - 8.1.30.

Исходные данные

Усилия

Продольная сила $N = -18$ кН
Изгибающий момент относительно оси X - $M_x = 79.2$ кН $\cdot$ м
Изгибающий момент относительно оси Y - $M_y = 0$ кН $\cdot$ м

Характеристики бетона

Бетон класса B20
Суммарный коэффициент условий работы $\gamma_b = 0.85$
Расчетное сопротивление сжатию $R_b = 11.5 \cdot 0.85 = 9.775$ МПа
Начальный модуль упругости $E_b = 27500$ МПа
Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ трехлинейная
Деформационные характеристики бетона $\varepsilon_{b0} = -0.002$, $\varepsilon_{b2} = -0.0035$

Характеристики арматуры

Арматура класса A500
Коэффициент условий работы $\gamma_s = 1$
Расчетное сопротивление растяжению $R_s = 435$ МПа
Расчетное сопротивление сжатию $R_{sc} = 400$ МПа
Модуль упругости $E_s = 200000$ МПа
Предельное значение отн. деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 0.025$
Армарматура 6xØ16, защитный слой 50 мм

Характеристики сечения

Диаметр $D = 0.426$ м

Расчет

Деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении определяется из решения системы уравнений (8.39)-(8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30).

Расчет ведется итерационным методом. В первом приближении принимается упругая работа материалов. Распределение отн. деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимается по линейному закону. Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение разделено на малые участки, напряжения в пределах этих участков приняты равномерно распределенными.

Результатом решения системы уравнений является нахождение жесткостных характеристик D_{ij}, кривизны элемента $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ и отн. деформации ε_0 в точке центра тяжести сечения:

$$D_{11} = 9525.9 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{22} = 7171.7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{12} = 47.6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{13} = -56987.8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$D_{23} = -308.1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

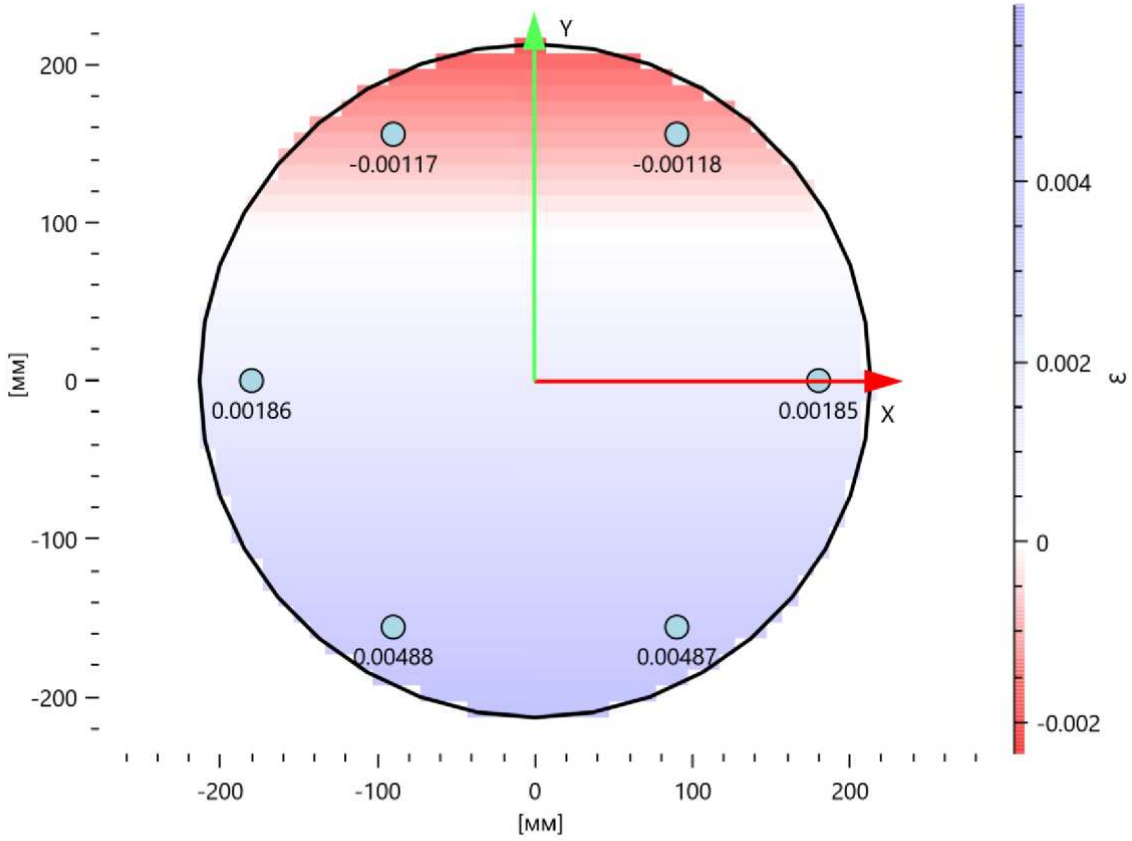
$$D_{33} = 586731.6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$\frac{1}{r_x} = 0.01940583; \frac{1}{r_y} = -0.00004917;\ \varepsilon_0 = 0.00185392$$

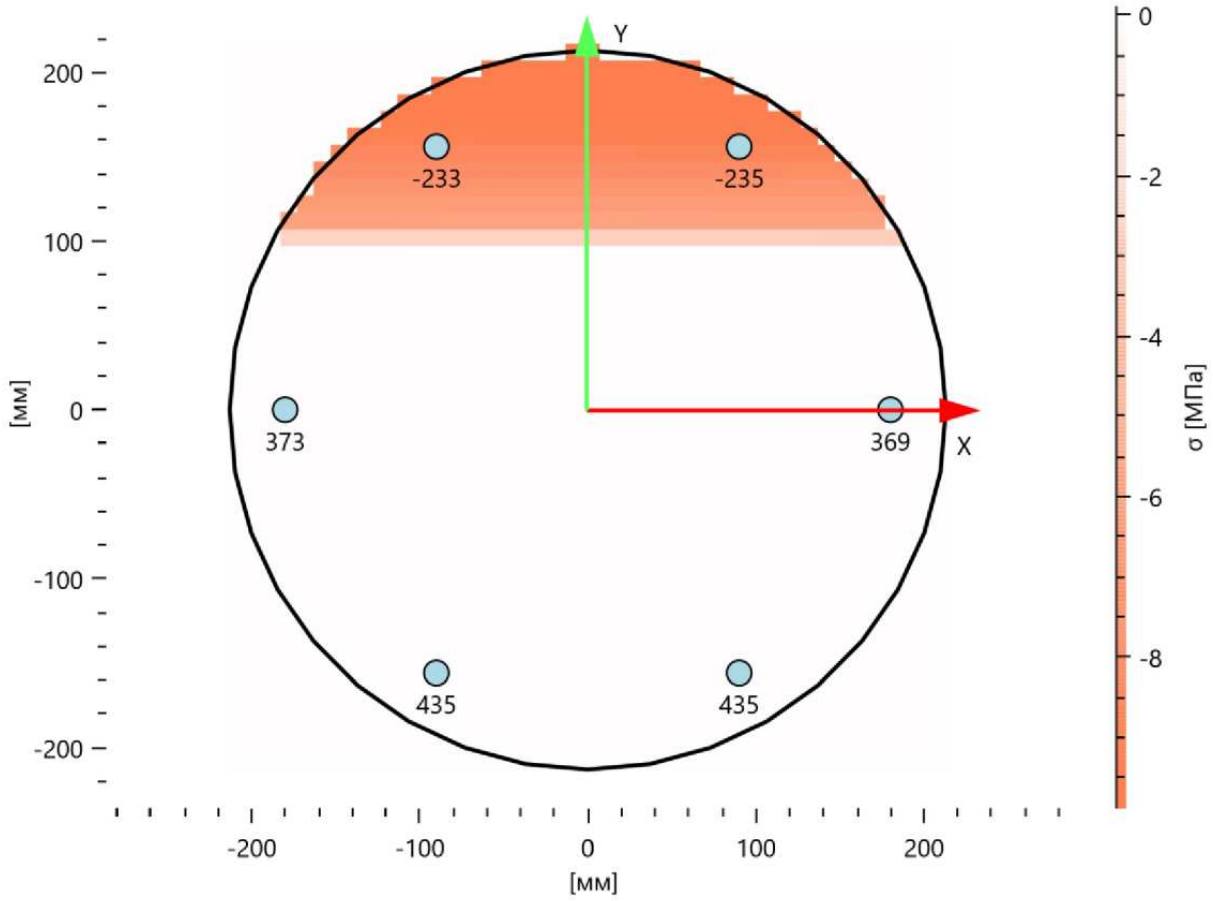
Максимальная отн. деформация наиболее сжатого волокна бетона $\varepsilon_{b,max} = -0.002260$

Максимальная отн. деформация наиболее растянутого стержня арматуры $\varepsilon_{s,max} = 0.004883$

Распределение отн. деформаций



Распределение напряжений



Т.к. в сечении присутствуют деформации разных знаков, то предельное значение относительной деформаций бетона равняется $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = -0.0035$

Т.к. условия:

$$\left|\varepsilon_{b,max}\right| = |-0.002260| = 0.002260 \leq \varepsilon_{b,ult} = 0.003500$$

$$\varepsilon_{s,max} = 0.004883 \leq \varepsilon_{s,ult} = 0.025$$

выполняются, то прочность сечения обеспечена.

Результаты расчета

Прочность нормального сечения сваи обеспечена.

7.11. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЁТА ШУМОЗАЩИТНОГО ОГРАЖДЕНИЯ

Проверка металлических стоек и узлов их крепления

Тип проверки		Расчётные результаты	Предельно допустимые	Коэффициент использования
Стойка 30Ш1, h=8.5м				
Горизонтальные перемещения		36.6 мм	l/200 8500/200=42.5мм	86%
Проверка по напряжениям		32%	100%	32%
База стойки	Анкеры	82.3%	100%	82.3%
	Сварные швы	97.2%	100%	97.2%
	Бетонный блок	28.7%	100%	28.7%
Стойка 20Б1, h=4.4м				
Горизонтальные перемещения		16.5 мм	l/200 4400/200=22мм	75%
Проверка по напряжениям		45%	100%	45%
База стойки	Анкеры	61%	100%	61%
	Сварные швы	65%	100%	65%
	Бетонный блок	11,7%	100%	11,7%

Проверка плитного фундамента на опрокидывание

Тип фунда-мента	Опрокидывающий момент, кН·м	Удерживающий момент, кН·м	Коэффициент использования
Плитный	7.56	10.65	71%

Свая под шумозащитное ограждение

Сечение	Наименование	Расчётные результаты	Предельно допустимые	Коэффициент использования
Свая Ø426	Давление на грунт вокруг сваи	0.925 кН*м	1.78 кН*м	52%
	Прочность сваи	79.2 кН*м	85.2 кН*м	93%

8. ВЫВОДЫ

Давление под подошвой фундаментных плит подземной автостоянки

ПОДЗЕМНАЯ АВТОСТОЯНКА	РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТА В ОСНОВАНИИ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ R, КН/М²	СРЕДНЕЕ ДАВЛЕНИЕ ПОД ПОДОШВОЙ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ, КН/М²
Часть 1	3107	79
Т-образная часть	2911	80
Часть 2	3107	79

Деформации основания (осадка) фундаментных плит

ПОДЗЕМНАЯ АВТОСТОЯНКА	ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОЕ ЗНАЧЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ	СРЕДНЯЯ ОСАДКА SU, ММ	ОТНОСИТЕЛЬНАЯ РАЗНОСТЬ ОСАДОК (ΔS/L)
Часть 1	Su =150 мм* (ΔS/L) = 0.003	6.53	0.0009
Т-образная часть	Su =150 мм* (ΔS/L) = 0.003	6.61	0.0012
Часть 2	Su =150 мм* (ΔS/L) = 0.003	6.53	0.008

* - предельная средняя осадка по приложению Д табл. Д.1 СП 22.13330.2016

" Основания зданий и сооружений" для сооружений, возводимых на едином монолитном железобетонном фундаменте.

Прогибы плиты покрытия

ПОДЗЕМНАЯ АВТОСТОЯНКА	ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОЕ ЗНАЧЕНИЕ ПРОГИБА, ММ	МАКСИМАЛЬНЫЙ ПРОГИБ, ПОЛУЧЕННЫЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ РАСЧЕТА, ММ
Часть 1	L/238 = 10 500/238 = 44	30.2
Т-образная часть	L/245 = 11 400/245 = 46.5	32.8
Часть 2	L/217 = 8000/217 = 36.9	21.9

Несущая способность вертикальных конструкций

ПОДЗЕМНАЯ АВТОСТОЯНКА	ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫЙ ПРОЦЕНТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ, %	МАКСИМАЛЬНЫЙ %, ПОЛУЧЕННЫЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ РАСЧЕТА, %
Часть 1		
Пилон 300х1200 в осях 1.15_1.Р	100	81
Пилон 300х1200 в осях 1.15-1.19_1.К	100	77
Пилон 400х800 в осях 1.15-1.18_1.ГГ	100	71
Пилон 400х1600 в осях П/6_П/Г	100	80
Пилон 300х1200 в осях П/1_П/Б	100	91
Т-образная часть		
Пилон 400х1200 в осях П/14_П.1.Р	100	96
Пилон 400х1200 в осях П/14-П/15_П.1.Р	100	98
Пилон 400х1200 в осях 1/П_1.Л-1.М	100	68
Пилон 400х1200 в осях П.1.К_П.6	100	89

Часть 2		
Пилон 400х1200 в осях 2.6_2.ГГ	100	96
Пилон 400х1200 в осях 2.10_2.КК-2.ИИ	100	77
Пилон 400х800 в осях 2.12_2.ЛЛ	100	92
Пилон 300х1650 в осях 2.19_2.Ж-2.И	100	96
Пилон 300х1200 в осях П.23_П.2.Ж	100	89

Проверка плит перекрытия на продавливание

ПОДЗЕМНАЯ АВТОСТОЯНКА	ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫЙ ПРОЦЕНТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ, %	ПРОЦЕНТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПО БЕТОНУ, %	ПРОЦЕНТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ С УЧЁТОМ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ, %
Часть 1			
Фундаментная плита	100	135	74
Плита покрытия	100	170	87
Т-образная часть			
Фундаментная плита	100	143	79
Плита покрытия	100	181	92
Часть 2			
Фундаментная плита	100	113	56
Плита покрытия	100	133	67

Устойчивость к всплытию

СЕКЦИИ	МАКСИМАЛЬНО ДОПУСТИМЫЙ КО-ЭФФИЦИЕНТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ	КОЭФФИЦИЕНТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПО ВСПЛЫТИЮ
Часть 1	1.0	0.79
Т-образная часть	1.0	0.75
Часть 2	1.0	0.79

Результаты расчёта шумозащитного ограждения

Проверка металлических стоек и узлов их крепления

Тип проверки		Расчётные результаты	Предельно допустимые	Коэффициент использования
Стойка 30Ш1, h=8.5м				
Горизонтальные перемещения		36.6 мм	l/200 8500/200=42.5мм	86%
Проверка по напряжениям		32%	100%	32%
База стойки	Анкеры	82.3%	100%	82.3%
	Сварные швы	97.2%	100%	97.2%
	Бетонный блок	28.7%	100%	28.7%
Стойка 20Б1, h=4.4м				
Горизонтальные перемещения		16.5 мм	l/200 4400/200=22мм	75%
Проверка по напряжениям		45%	100%	45%

База стойки	Анкеры	61%	100%	61%
	Сварные швы	65%	100%	65%
	Бетонный блок	11,7%	100%	11,7%

Проверка плитного фундамента на опрокидывание

Тип фундамента	Опрокидывающий момент, кН·м	Удерживающий момент, кН·м	Коэффициент использования
Плитный	7.56	10.65	71%

Свая под шумозащитное ограждение

Сечение	Наименование	Расчётные результаты	Предельно допустимые	Коэффициент использования
Свая Ø426	Давление на грунт вокруг сваи	0.925 кН*м	1.78 кН*м	52%
	Прочность сваи	79.2 кН*м	85.2 кН*м	93%

Учитывая приведенные расчёты по Объекту:

- Осадки фундаментной плиты не превышают предельных нормативных;
- Относительная разность осадок не превышает предельных нормативных значений;
- Давление под подошвой фундаментной плиты не превышает расчётного сопротивления грунта основания;
- Принятые конструктивные решение обеспечивают прочность и устойчивость вертикальных несущих конструкций;
- Прогибы и перемещения конструкций не превышают предельных нормативных значений;

- Принятые конструктивные решения обеспечивают прочность фундаментной плиты, плиты покрытия, в том числе на продавливание вертикальными несущими конструкциями;

Анализ полученных результатов расчётов позволяет сделать заключение, что проектные решения несущих элементов, принятые в проекте, при действии нормативно регламентированных сочетаний нагрузок, удовлетворяют требованиям нормативных документов и обеспечивают необходимую надёжность зданий (несущую способность, устойчивость, геометрическую неизменяемость).

9. СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ И НОРМАТИВНАЯ БАЗА

1. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».
2. СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений».
3. СП 28.13330.2017 «Защита строительных конструкций от коррозии».
4. СП 47.13330.2016 «Инженерные изыскания для строительства».
5. СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий».
6. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции».
7. СП 131.13330.2018 «Строительная климатология».
8. СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры».
9. СП 52-103-2007 «Железобетонные монолитные конструкции зданий»
10. СП 2.13130.2020 «Системы противопожарной защиты».
11. СП 430.1325800.2018 «Монолитные конструктивные системы».
12. 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности».
13. 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».
14. ГОСТ 27751-2014 «Надёжность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования».
15. СТО 36554501-006-2006 Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций.
16. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83).
17. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003).
18. Пособие по расчёту огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций из тяжёлого железобетона (к СТО 36554501-0006-2006).

10. ПРИЛОЖЕНИЯ

МЧС РОССИИ

ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ
МИНИСТЕРСТВА РОССИЙСКОЙ
ФЕДЕРАЦИИ ПО ДЕЛАМ ГРАЖДАНСКОЙ
ОБОРОНЫ, ЧРЕЗВЫЧАЙНЫМ СИТУАЦИЯМ
И ЛИКВИДАЦИИ ПОСЛЕДСТВИЙ
СТИХИЙНЫХ БЕДСТВИЙ ПО Г. МОСКВЕ
(Главное управление МЧС России по г. Москве)

ул. Пречистенка, 22/2, стр. 1, г. Москва, 119034
Телефон: 244-82-72, 244-82-71 (код 499)
Факс: 637-25-68 (код 495)
E-mail: gu_moscov@mchs.gov.ru

18.05.2020 № 2852-5-1

На № _____ от _____

Генеральному директору
ООО «Прима Сервис»

Р.А. Абрамову

пр-д Матросова, д. 3-а, к. 21, г. Королев,
Московская обл., Россия, 141075

Ваше обращение от 07.05.2020 № 009/ГУ рассмотрено.

В соответствии с приказом МЧС России от 16.02.2012 № 70 ДСП «Об утверждении Порядка разработки, согласования и утверждения планов гражданской обороны и защиты населения (планов гражданской обороны)» (зарегистрирован в Министерстве юстиции Российской Федерации 27.03.2012 за № 23622), Главное управление МЧС России по г. Москве доводит через свои территориальные подразделения исходные данные по оценке возможной обстановки, которая может сложиться в результате воздействия противника в городе Москве, до территориальных органов исполнительной власти города Москвы, в части касающейся.

Оценка возможной обстановки, которая может сложиться в результате воздействия противника, организациями осуществляется в соответствии с Комплексной методикой по прогнозированию обстановки, объемов аварийно-спасательных и других неотложных работ при воздействии на объект тыла обычными современными средствами поражения, изложенной в утвержденных МЧС России 09.03.2015 за № 2-4-87-18-11дсп Методических рекомендациях федеральным органам исполнительной власти и организациям по оценке возможной обстановки, которая может сложиться в результате применения потенциальным противником обычных современных средств поражения.

В соответствии с разъяснениями исполнителя СП 88.13330.2014 «Защитные сооружения гражданской обороны. Актуализированная редакция СНиП II-11-77*» ФГБУ «Всероссийский научно-исследовательский институт по проблемам гражданской обороны и чрезвычайных ситуаций МЧС России» (Федеральный центр науки и высоких технологий) от 22.01.2018 № 43-867-11 при проектировании укрытий, размещаемых в жилых объектах, не отнесенных к категории по гражданской обороне и расположенных на территории города Москвы, отнесенного к особой группе по гражданской обороне, рекомендуется принимать в качестве исходных данных при расчетах на

0214056

действие обычных средств поражения боеприпасы с весом боевой части равным 17,0 кг в соответствии с таблицей Б.1а приложения Б СП 88.13330.2014.

В соответствии с п. 7.1.1 СП 88.13330.2014 укрытия должны проверяться расчетом на обрушение конструкций вышерасположеных этажей зданий.

Врио первого заместителя начальника
Главного управления А.Н. Мищенко

А.С. Голубев
(499) 244-83-93*11-249

СИСТЕМА СЕРТИФИКАЦИИ ГОСТ Р

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ТЕХНИЧЕСКОМУ РЕГУЛИРОВАНИЮ И МЕТРОЛОГИИ

Добровольная сертификация

СЕРТИФИКАТ СООТВЕТСТВИЯ

№ **RA.DE.АБ86.Н01215**

Срок действия с 04.09.2019 по 04.09.2022

№ 0536627

ОРГАН ПО СЕРТИФИКАЦИИ RA.RU.11АБ86

ООО ЦСПС. Орган по сертификации программной продукции в строительстве
125057 г. Москва, Ленинградский проспект, дом 63, тел. (499) 157-1990

ПРОДУКЦИЯ **Программа SOFiSTiK**
для прочностного расчета строительных конструкций методом конечных элементов

код ОК
58.29.29.000

обеспечение программное прикладное прочее на электронном носителе, серийный выпуск

СООТВЕТСТВУЕТ ТРЕБОВАНИЯМ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ

код ТН ВЭД

ГОСТ 28195-89, разд. 2, п.2.1 (пп.1.1, 1.2, 2.1 - 2.3, 3.1 - 3.3, 6.1, 6.2), ГОСТ 28806-90, разд. 2, пп.13 – 16, ГОСТ Р ИСО/МЭК 9126-93, разд. 4, пп.4.1 – 4.4, ГОСТ Р ИСО 9127-94, разд. 6, пп.6.1.1, 6.3.1, 6.3.3, 6.5.1 – 6.5.3, ГОСТ Р ИСО/МЭК 12119-2000, разд. 3, пп.3.1.1, 3.1.3, 3.2.1 – 3.2.5

ИЗГОТОВИТЕЛЬ **SOFiSTiK AG**
Bruckmannring 38, D-85764 Oberschleissheim, Germany, tel.: +49 89 3158780, fax: +49 89 31587823

СЕРТИФИКАТ ВЫДАН **SOFiSTiK AG, Bruckmannring 38, D-85764 Oberschleissheim, Germany, tel.: +49 89 3158780, fax:+ 49 89 31587823; ООО "ПСС" ИНН 7842346242, Россия, 191040, г. Санкт-Петербург, Лиговский просп., д. 56, лит. Г, тел. (812) 6221014, факс (812) 7643868**

НА ОСНОВАНИИ

Заключения ООО ЦСПС № 01-72-19 от 03 сентября 2019 г. на 8-и страницах.

ДОПОЛНИТЕЛЬНАЯ ИНФОРМАЦИЯ **Схема сертификации 3**

РОСАККРЕДИТАЦИЯ * АККРЕДИТАЦИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ * СЕРТИФИКАЦИЯ ПРОГРАММНАЯ АБ 86 ООО ЦСПС ЗДАНИЯ ДЛЯ СЕРТИФИКАТОВ Система Сертификации ГОСТ Р

М.П.

Руководитель органа _____ **С.Д.Ратнер**
подпись инициалы, фамилия

Эксперт _____ **Т.Н.Бубнова**
подпись инициалы, фамилия

Сертификат не применяется при обязательной сертификации

ЗАКЛЮЧЕНИЕ № 01-72-19

ОРГАНА ПО СЕРТИФИКАЦИИ ПРОГРАММНОЙ ПРОДУКЦИИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
на базе ООО «Центр сертификации программной продукции в строительстве» (ООО ЦСПС)

о соответствии разделам и пунктам нормативных документов программы SOFiSTiK от 03.09.2019г.
(к сертификату соответствия № RA.DE.АБ86.Н01215, срок действия 04.09.2019 – 04.09.2022)

1. Обозначение программной продукции

Программа SOFiSTiK.

2. Название программной продукции

Программа прочностного расчета строительных конструкций методом конечных элементов SOFiSTiK.

3. Назначение программной продукции

Прочностной расчет строительных конструкций методом конечных элементов с возможностью индивидуальной настройки под конкретный строительный объект.

4. Версия - 2020

5. Решаемые задачи

Модульная концепция программы позволяет осуществлять индивидуальную настройку под конкретный строительный объект для решения широкого спектра задач, в том числе:

- сочетания нагрузок;
- статический и динамический расчеты;
- расчеты по деформациям;
- сейсмические расчеты.

6. Соответствует требованиям пунктов нормативных документов по состоянию на 03 сентября 2019 г.

ГОСТ Р ИСО 9127-94 "Документация пользователя и информация на упаковке потребительских программных пакетов":

- раздел 6. Справочная документация (ОБ). Подраздел 6.1. Обозначение пакета (ОБ), п.6.1.1. Подраздел 6.3. Функциональное описание программного средства (ОБ), пп.6.3.1, 6.3.3. Подраздел 6.5. Использование программного средства (ОБ), пп.6.5.1 – 6.5.3.

ГОСТ Р ИСО/МЭК 12119-2000 "Информационная технология. Пакеты программ. Требования к качеству и тестирование":

- раздел 3. Требования к качеству. Подраздел 3.1. Описание продукта, пп.3.1.1, 3.1.3. Подраздел 3.2. Документация пользователя, пп.3.2.1 – 3.2.5.

ГОСТ Р ИСО/МЭК 9126-93 "Информационная технология. Оценка программной продукции. Характеристики качества и руководства по их применению":

- раздел 4. Характеристики качества программного обеспечения, пп.4.1 – 4.4.

ГОСТ 28195-89 "Оценка качества программных средств. Общие положения"

- раздел 2. Номенклатура показателей качества программных средств, п.2.1 (пп.1.1, 1.2, 2.1 - 2.3, 3.1 - 3.3, 6.1, 6.2).

ГОСТ 28806-90 "Качество программных средств. Термины и определения":

- раздел 2. Общие характеристики качества программного средства, пп.13 – 16.

Заместитель генерального директора ООО ЦСПС — **Д.Ю.Бубнов**

Эксперт — **Т.Н.Бубнова**

7. Адекватность и эффективность в части прикладных характеристик подтверждена соответствием требованиям пунктов нормативных документов по состоянию на 03 сентября 2019 г.

СП 14.13330.2014 - Актуализированная редакция СНиП II-7-81* "Строительство в сейсмических районах":

- раздел 5. Расчетные нагрузки, пп.5.1 - 5.4.

СП 14.13330.2018 - Актуализированная редакция СНиП II-7-81* "Строительство в сейсмических районах":

- раздел 5. Расчетные сейсмические нагрузки, пп.5.1 - 5.4.

СП 15.13330.2012 - Актуализированная редакция СНиП II-22-81* "Каменные и армокаменные конструкции":

- раздел 7. Расчет элементов конструкций по предельным состояниям первой группы (по несущей способности). Центрально-сжатые элементы, п.7.1. Внецентренно-сжатые элементы, п.7.7. Косое внецентренное сжатие, п.7.12. Изгибаемые элементы, п. 7.18. Центрально-растянутые элементы, п.7.19;
- раздел 8. Расчет элементов конструкций по предельным состояниям второй группы (по образованию и раскрытию трещин и по деформациям), пп.8.1 - 8.3.

СП 16.13330.2011 - Актуализированная редакция СНиП II-23-81* "Стальные конструкции":

- раздел 4. Общие положения. Подраздел 4.2. Основные расчетные требования, пп.4.2.4, 4.2.5;
- раздел 7. Расчет элементов стальных конструкций при центральном растяжении и сжатии. Подраздел 7.1. Расчет элементов сплошного сечения, п.7.1.1;
- раздел 8. Расчет элементов стальных конструкций при изгибе. Подраздел 8.2. Расчет на прочность изгибаемых элементов сплошного сечения, п.8.2.1.

СП 16.13330.2017 - Актуализированная редакция СНиП II-23-81* "Стальные конструкции":

- раздел 4. Общие положения. Подраздел 4.2. Основные расчетные требования, пп.4.2.4, 4.2.5;
- раздел 7. Расчет элементов стальных конструкций при центральном растяжении и сжатии. Подраздел 7.1. Расчет элементов сплошного сечения, п.7.1.1;
- раздел 8. Расчет элементов стальных конструкций при изгибе. Подраздел 8.2. Расчет на прочность изгибаемых элементов сплошного сечения, п.8.2.1.

СП 20.13330.2011 - Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* "Нагрузки и воздействия":

- раздел 4. Общие требования, пп.4.1 - 4.3;
- раздел 6. Сочетания нагрузок, пп.6.1 – 6.3;
- раздел 7. Вес конструкций и грунтов, п.7.2;
- раздел 8. Нагрузки от оборудования, людей, животных, складируемых материалов и изделий. Подраздел 8.1. Определение нагрузок от оборудования, складируемых материалов и изделий, пп.8.1.3, 8.1.4. Подраздел 8.2. Равномерно распределенные нагрузки, пп.8.2.1, 8.2.2;
- раздел 11. Воздействия ветра. Подраздел 11.1. Ветровые нагрузки, пп.11.1 - 11.3;
- раздел 13. Температурные климатические воздействия, пп.13.1, 13.2;
- раздел 15. Прогибы и перемещения. Подраздел 15.1. Общие указания, п.15.1.1. Подраздел 15.2. Предельные прогибы, п.15.2.1.

Заместитель генерального директора ООО ЦСПС **Д.Ю.Бубнов**

Эксперт **Т.Н.Бубнова**

СП 20.13330.2016 – Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* "Нагрузки и воздействия":

- раздел 4. Общие требования, пп.4.1 – 4.3;
- раздел 6. Сочетания нагрузок, пп.6.1 – 6.3;
- раздел 7. Вес конструкций и грунтов, п.7.2;
- раздел 8. Нагрузки от оборудования, людей, животных, складируемых материалов и изделий Подраздел 8.1. Определение нагрузок от оборудования, складируемых материалов и изделий, пп.8.1.3 8.1.4. Подраздел 8.2. Равномерно распределенные нагрузки, пп.8.2.1, 8.2.2;
- раздел 11. Воздействия ветра. Подраздел 11.1. Ветровые нагрузки, пп.11.1 - 11.3;
- раздел 13. Температурные климатические воздействия, пп.13.1, 13.2;
- раздел 15. Прогибы и перемещения. Подраздел 15.1. Общие указания, п.15.1.1. Подраздел 15.2. Предельные прогибы, п.15.2.1.

СП 22.13330.2011 - Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* "Основания зданий и сооружений":

- раздел 5. Проектирование оснований. Подраздел 5.1. Общие указания, пп.5.1.1, 5.1.2. Подраздел 5.2. Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований, пп.5.2.1 - 5.2.5.

раздел 9. Особенности проектирования оснований подземных частей сооружений и геотехнический прогноз, пп.9.1 – 9.39.

СП 22.13330.2016 - Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* "Основания зданий и сооружений":

- раздел 5. Проектирование оснований. Подраздел 5.1. Общие указания, пп.5.1.1, 5.1.2. Подраздел 5.2. Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований, пп.5.2.1 - 5.2.5.

раздел 9. Особенности проектирования оснований подземных частей сооружений и геотехнический прогноз, пп.9.1 – 9.39.

СП 24.13330.2011 - Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85* "Свайные фундаменты":

- раздел 7. Проектирование свайных фундаментов. Подраздел 7.1. Основные указания по расчету, пп.7.1.1 - 7.1.4.

СП 35.13330.2011 - Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* "Мосты и трубы":

- раздел 5. Основные положения. Общие указания, пп.5.2, 5.3. Расположение мостов и труб, п.5.5. Основные требования к конструкциям, пп.5.9, 5.10. Расчет несущих конструкций и оснований мостов и труб, пп.5.35. – 5.38;
- раздел 6. Нагрузки и воздействия. Сочетания нагрузок, пп.6.1. – 6.3. Постоянные нагрузки и воздействия, пп.6.4. – 6.10. Временные нагрузки и воздействия, пп.6.11 – 6.23. Прочие временные нагрузки и воздействия, пп.6.24 – 6.32;
- раздел 7. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные расчётные требования, пп.7.1 - 7.10, 7.13 - 7.15. Бетон. Характеристики материалов, пп.7.18, 7.24 -7.32. Арматура. Характеристики материалов, пп.7.33 – 7.48. Расчёт по предельным состояниям первой группы, пп.7.49 - 7.85. Расчёт по предельным состояниям второй группы, пп.7.95 – 7.98, 7.104 – 7.115;
- раздел 8. Стальные конструкции. Общие положения, пп.8.1 – 8.3. Учет условий работы и назначения конструкций, пп.8.25 – 8.32. Расчет на прочность и ползучесть стальных канатов, п.8.33. Расчёты по устойчивости, пп.8.36 – 8.43;
- раздел 9. Сталежелезобетонные конструкции. Расчёты, пп.9.4 – 9.18, 9.19 – 9.36;
- приложение Р. Потери предварительного напряжения арматуры, табл.Р.1 - Р.2.

Заместитель генерального директора ООО ЦСПС **Д.Ю.Бубнов**

Эксперт **Т.Н.Бубнова**

СП 36.13330.2012 - Актуализированная редакция СНиП 2.05.06-85* "Магистральные трубопроводы":

- раздел 12. Расчет трубопроводов на прочность и устойчивость. Расчетные характеристики материалов, пп.12.1, 12.2. Нагрузки и воздействия, п.12.4.

СП 38.13330.2012 - Актуализированная редакция СНиП 2.06.04-82* "Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) ":

- раздел 4. Общие положения;
- раздел 5. Нагрузки и воздействия волн на гидротехнические сооружения;
- раздел 6. Нагрузки от судов (плавучих объектов) на гидротехнические сооружения;
- раздел 7. Ледовые нагрузки на гидротехнические сооружения.

СП 41.13330.2012 - Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87 "Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений":

- раздел 5. Материалы для бетонных и железобетонных конструкций. Бетон, пп.5.5 - 5.8, 5.13 - 5.28. Арматура, пп.5.30 - 5.35;
- раздел 6. Конструктивные требования, пп.6.1, 6.1.1. Устройство постоянных и временных швов, п.6.2. Назначение продольного и поперечного армирования, пп.6.6 – 6.8, 6.10 – 6.13, 6.15 – 6.22. Дополнительные указания по конструированию предварительно напряженных элементов, пп.6.26 – 6.31;
- раздел 7. Основные расчетные положения;
- раздел 8 Расчеты элементов бетонных и железобетонных конструкций на прочность и выносливость;
- раздел 9. Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций по образованию и раскрытию трещин и по деформациям;
- раздел 10. Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия.

СП 45.13330.2012 - Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87 "Земляные сооружения, основания и фундаменты":

- раздел 6. Вертикальная планировка, разработка выемок, подготовка территории под застройку гидронамывом. Подраздел 6.1. Вертикальная планировка, разработка выемок, пп.6.1.10, 6.1.12, 6.1.14 - 6.1.16, 6.1.19, 6.1.21;
- раздел 8. Земляные работы в особых грунтовых условиях, пп.8.3, 8.19;
- раздел 11. Фундаменты мелкого заложения, пп.11.30, 11.43;
- раздел 12. Свайные фундаменты, шпунтовые ограждения, анкеры, нагели. Подраздел 12.1. Погружаемые сваи, сваи-оболочки, шпунт, табл.12.7. Подраздел 12.8. Грунтовые инъекционные анкеры, п.12.8.18, табл.12.2;
- раздел 14. Сооружения, возводимые способом "стена в грунте". Подраздел 14.1. Общие требования, пп.14.1.29, табл. 14.4.

СП 58.13330.2012 - Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003 "Гидротехнические сооружения. Основные положения":

- раздел 4. Общие указания по проектированию гидротехнических сооружений;
- раздел 8. Основные расчетные положения;
- приложение Г (обязательное). Перечень нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения;
- приложение Д (обязательное). Значения коэффициента надежности по нагрузке при расчетах по предельным состояниям первой группы.

Заместитель генерального директора ООО ЦСПС **Д.Ю.Бубнов**

Эксперт **Т.Н.Бубнова**

СП 63.13330.2012 - Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения":

- раздел 5. Требования к расчёту бетонных и железобетонных конструкций. Подраздел 5.1 Общие положения, пп.5.1.1 – 5.1.5, 5.1.7, 5.1.8. Подраздел 5.2. Требования к расчёту бетонных и железобетонных элементов по прочности, п.5.2.1. Расчёт железобетонных элементов по образованию трещин, пп.5.2.2 - 5.2.10. Общие требования к расчету бетонных и железобетонных элементов, пп.5.3.1, 5.3.3, 5.3.4. Подраздел 5.4. Требования к расчёту железобетонных элементов по раскрытию трещин;

- раздел 6. Материалы для бетонных и железобетонных конструкций. Подраздел 6.1. Бетон, пп.6.1.10, 6.1.11, 6.1.13 - 6.1.22. Подраздел 6.2. Арматура, пп.6.2.7 – 6.2.14;

- раздел 7. Бетонные конструкции. Подраздел 7.1. Расчёт бетонных элементов по прочности, пп.7.1.2 - 7.1.4, 7.1.9 - 7.1.12;

- раздел 8. Железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. Подраздел 8.1. Расчёт элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы, пп.8.1.1 - 8.1.10, 8.1.23, 8.1.31 - 8.1.44. Подраздел 8.2. Расчёт элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы, пп.8.2.4, 8.2.8 - 8.2.10, 8.2.15 - 8.2.16;

- раздел 9. Предварительно напряжённые железобетонные конструкции. Подраздел 9.1. Предварительные напряжения арматуры, пп.9.1.2 - 9.1.10. Подраздел 9.2. Расчёт предварительно напряжённых элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы, пп.9.2.2, 9.2.8 - 9.2.14. Подраздел 9.3. Расчёт предварительно напряжённых элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы, пп.9.3.8, 9.3.11.

СП 63.13330.2018 - Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения":

- раздел 5. Требования к расчёту бетонных и железобетонных конструкций. Подраздел 5.1. Общие положения, пп.5.1.1 – 5.1.5, 5.1.7, 5.1.8. Подраздел 5.2. Требования к расчёту бетонных и железобетонных элементов по прочности, п.5.2.1. Расчёт железобетонных элементов по образованию трещин, пп.5.2.2 - 5.2.10. Общие требования к расчету бетонных и железобетонных элементов, пп.5.3.1, 5.3.3, 5.3.4. Подраздел 5.4. Требования к расчёту железобетонных элементов по раскрытию трещин;

- раздел 6. Материалы для бетонных и железобетонных конструкций. Подраздел 6.1. Бетон, пп.6.1.10, 6.1.11, 6.1.13 - 6.1.22. Подраздел 6.2. Арматура, пп.6.2.7 – 6.2.14;

- раздел 7. Бетонные конструкции. Подраздел 7.1. Расчёт бетонных элементов по прочности, пп.7.1.2 - 7.1.4, 7.1.9 - 7.1.12;

- раздел 8. Железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. Подраздел 8.1. Расчёт элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы, пп.8.1.1 - 8.1.10, 8.1.23, 8.1.31 - 8.1.44. Подраздел 8.2. Расчёт элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы, пп.8.2.4, 8.2.8 - 8.2.10, 8.2.15 - 8.2.16;

- раздел 9. Предварительно напряжённые железобетонные конструкции. Подраздел 9.1. Предварительные напряжения арматуры, пп.9.1.2 - 9.1.10. Подраздел 9.2. Расчёт предварительно напряжённых элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы, пп.9.2.2, 9.2.8 - 9.2.14. Подраздел 9.3. Расчёт предварительно напряжённых элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы, пп.9.3.8, 9.3.11.

СП 101.13330.2012 - Актуализированная редакция СНиП 2.06.07-87 "Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения":

- раздел 5. Общие положения, пп.5.3 - 5.8.

Заместитель генерального директора ООО ЦСПС **Д.Ю.Бубнов**

Эксперт **Т.Н.Бубнова**

- раздел 6. Подпорные стены, пп.6.4 - 6.12;
- раздел 10. Основные расчетные положения.

СП 159.1325800.2014 "Сталежелезобетонные пролётные строения автодорожных мостов. Правила расчёта":

- раздел 4. Общие положения, пп.4.1 – 4.3;
- раздел 5. Нагрузки и воздействия, пп.5.1 – 5.5;
- раздел 7. Учёт образования трещин, пп.7.1, 7.2;
- раздел 11. Расчёт на временные нагрузки, пп.11.1, 11.2.

СП 260.1325800.2016 "Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованныхых профилей и гофрированных листов. Правила проектирования":

- раздел 5. Основные положения. Подраздел 5.2. Основные расчётные требования, п.5.2.1. Подраздел 5.3. Учёт коэффициентов надежности по нагрузкам и сопротивлению материала, пп.5.3.1, 5.3.2. Подраздел 5.5. Учет начальных несовершенств элементов несущего каркаса, пп.5.5.1, 5.5.2.

СП 266.1325800.2016 "Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования":

- раздел 4. Общие положения. Подраздел 4.3. Основные положения по расчетам, пп.4.3.1 – 4.3.6. Подраздел 4.4. Требования к расчетам, пп.4.4.1 – 4.4.3;
- раздел 5. Материалы. Подраздел 5.1. Бетон, пп.5.1.1 – 5.1.3. Подраздел 5.2. Арматура, п.5.2.1. Подраздел 5.3. Сталь, пп.5.3.1, 5.3.2.

СП 267.1325800.2016 "Здания и комплексы высотные. Правила проектирования":

- раздел 4. Общие положения;
- раздел 7. Общие положения расчета причальных сооружений;
- раздел 8. Нагрузки и воздействия;
- раздел 9. Определение расположения поверхностей скольжения при глубинном сдвиге;
- раздел 10. Проектирование причальных сооружений гравитационного типа;
- раздел 11. Проектирование причальных сооружений типа больверк. Подраздел 11.2. Основные положения расчёта;
- раздел 12. Проектирование причальных сооружений эстакадного типа. Подраздел 12. 2. Основные положения расчёта;
- раздел 13 Проектирование отбойного пала. Подраздел 13.3 Основные положения расчета;
- раздел 14 Проектирование конструкций из цилиндрических ячеек и узких засыпных пирсов. Подраздел 14.2 Расчет конструкций из цилиндрических ячеек, Подраздел 14.3 Расчет конструкций узких засыпных пирсов;
- раздел 16 Особенности проектирования портовых сооружений в сейсмических районах. Подраздел 16.1 Основные положения расчета.

СП 268.1325800.2016 "Транспортные сооружения в сейсмических районах. Правила проектирования":

- раздел 8. Мосты. Подраздел 8.3. Нагрузки и воздействия, пп.8.3.1 - 8.3.3, 8.3.8, 8.3.13 – 8.3.17, 8.3.21, 8.3.22, 8.3.30, 8.3.31, 8.3.34 – 8.3.37. Подраздел 8.4. Расчёты на сейсмостойкость, пп.8.4.1, 8.4.2.

СП 287.1325800.2016 "Сооружения морские причальные. Правила проектирования и строительства":

- раздел 7. Нагрузки и воздействия. Подраздел 7.1. Общие положения, пп.7.1.2, 7.1.3. Подраздел 7.2. Равномерно распределённые и временные нагрузки, пп.7.2.1, 7.2.2. Подраздел 7.4. Ветровые нагрузки. Подраздел 7.6. Температурные климатические воздействия.

Заместитель генерального директора ООО ЦСПС **Д.Ю.Бубнов**

Эксперт **Т.Н.Бубнова**

СП 294.1325800.2017 "Конструкции стальные. Правила проектирования":

- раздел 4. Основные положения расчета. Подраздел 4.1. Общие положения, пп.4.1.1, 4.1.3 - 4.1.4, 4.1.6 – 4.1.15. Подраздел 4.2. Предельные состояния стальных конструкций, пп.4.2.1 – 4.2.8.

СП 52-101-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры":

- раздел 4. Общие указания. Подраздел 4.1. Основные положения, пп.4.1.1, 4.1.2. Подраздел 4.2. Основные расчетные требования, пп.4.2.1 - 4.2.5;

- раздел 5. Материалы для бетонных и железобетонных конструкций. Подраздел 5.1. Бетон Нормативные значения прочностных характеристик бетона, п.5.1.8. Расчетные значения прочностных характеристик бетона, пп.5.1.9, 5.1.10;

- раздел 6. Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы. Подраздел 6.2. Расчет железобетонных элементов по прочности. Общие положения, п.6.2.3. Расчет по прочности нормальных сечений по предельным усилиям, пп.6.2.5, 6.2.6. Расчет изгибаемых элементов, п.6.2.9;

- раздел 7. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы. Подраздел 7.1. Общие положения, пп.7.1.1 – 7.1.3. Подраздел 7.3. Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям. Общие положения, п.7.3.1.

СП 52-102-2004 "Предварительно напряженные железобетонные конструкции":

- раздел 1. Общие указания. Подраздел 1.2. Основные расчетные требования, пп.1.2.1 - 1.2.4;

- раздел 2. Материалы для предварительно напряженных железобетонных конструкций. Подраздел 2.1. Бетон. Подраздел 2.1.2. Нормативные и расчетные значения характеристик бетона, пп.2.1.2.1, 2.1.2.2.

СП 53-102-2004 "Общие правила проектирования стальных конструкций":

- раздел 5. Общие положения. Подраздел 5.2. Основные расчетные требования, пп.5.2.3 - 5.2.5.

СП 52-103-2007 "Железобетонные монолитные конструкции зданий":

- раздел 6. Расчет несущих конструктивных систем. Подраздел 6.1 Расчетная схема, пп.6.1.1 - 6.1.6. Подраздел 6.2. Требования к расчету, пп.6.2.1 - 6.2.11. Подраздел 6.3. Методы расчета, пп.6.3.1 - 6.3.11.

СП 50-101-2004 "Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений":

- раздел 5. Проектирование оснований. Подраздел 5.1. Общие указания, пп.5.1.1 - 5.1.6. Подраздел 5.2. Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований, пп.5.2.1 - 5.2.4.

СП 50-102-2003 "Проектирование и устройство свайных фундаментов":

- раздел 7. Проектирование свайных фундаментов. Подраздел 7.1. Основные указания по расчету, пп.7.1.1 - 7.1.4, 7.1.8.

СП 31-114-2004 "Правила проектирования жилых и общественных зданий для строительства в сейсмических районах":

- раздел 4. Общие положения, п.4.2;

- раздел 6. Расчет на сейсмические воздействия. Подраздел. 6.1. Расчетная модель сооружения и воздействия, пп.6.1.1 - 6.1.3. Подраздел 6.2. Методы расчетов на сейсмические воздействия, п.6.2.2;

- раздел 7. Жилые и общественные здания. Подраздел 7.1. Основные положения, пп.7.1.1, 7.1.2.

Заместитель генерального директора ООО ЦСПС **Д.Ю.Бубнов**

Эксперт **Т.Н.Бубноваё**

СТО 02494680-0049-2005 "Конструкции стальные строительные. Основные принципы расчета на прочность, устойчивость, усталостную долговечность и сопротивление хрупкому разрушению":

- раздел 4. Общие положения, пп.4.2 – 4.5;
- раздел 5. Требования по составлению расчетных схем сооружений, конструкций и их элементов. Подраздел 5.1, пп.5.1.1, 5.1.2.

СТО 36554501-006-2006 "Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций":

- раздел 4. Общие требования, пп.4.2, 4.10, 4.12, 4.13.

8. Программная документация

SOFiSTiK. Пакет программ анализа. Версия 2020. SOFISTIK AG, Oberschleissheim.

Заместитель генерального директора ООО ЦСПС **Д.Ю.Бубнов**

Эксперт **Т.Н.Бубнова**

E-1e

SOFiSTiK

End-User License Agreement

between Licensor:	and Licensee:	
SOFiSTiK AG Bruckmannring 38 85764 Oberschleißheim Germany **("SOFiSTiK")**	PB APEKS OOO Derbenevskaya nab, 7, str. 9 115114 Moscow Russische Föderation **("Customer")**	
Date: 2018-02-20	ID: 135885/001U	Cust. No.: 5962

SOFiSTiK agrees to license to the Customer the software products identified in the table below on a permanent basis. SOFiSTiK's End-User License Terms (current as of: 01-07-2015) apply accordingly. SOFiSTiK is not the seller of the Software.

Pos.	Product Name	Version No.	Software License Number of Licenses Local	 Network
1	3D-FEM-PREM	2018	1	5
2	AQBS	2018	1	
3	ASE3	2018	1	
4	ASE4	2018	1	
5	DOLFYN	2018	1	
6	ELLA	2018	1	
7	HASE-3D	2018	1	
8	HISOLV	2018	1	
9	HYDRA	2018	1	
10	NONL-DYN	2018	1	
11	RHINOINT	2018	1	
12	SOFILOAD-DW	2018	1	
13	SOFILOAD-W	2018	1	
14	TENDON	2018	1	
15	WINTUBE-3D+	2018	1	

Attachments: SOFiSTiK's End-User License Terms - current as of: 01-07-2015 (all attachments are available under www.sofistik.com/en/home/legal-notes)
Software Service Agreement 135885/001US dated 2017-09-28

Oberschleißheim, Date: 15/03/2018

Moscow, Date:

SOFiSTiK
Bruckmannring 38, 85764 Oberschleißheim
T +49 (0)89 315878-0 F +49 (0)89 315878-23
www.sofistik.de - info@sofistik.de

LLC «APEX Project»

Signature (SOFiSTiK)

Signature (Customer)

191040, г.Санкт-Петербург,
Лиговский пр., 56 литер Г
(812) 622-10-14, 764-38-68
cad@pss.spb.ru www.pss.spb.ru

ПСС ГРАЙТЕК Москва 7-911-032-28-18 msk@pss.spb.ru
ПСС ГРАЙТЕК Новосибирск (383) 221-58-80 nsk@pss.spb.ru
ПСС ГРАЙТЕК Юг (Краснодар) (861) 299-96-95 ug@pss.spb.ru
ПСС ГРАЙТЕК Тула (4872) 25-21-19 tula@pss.spb.ru

ООО «ПСС ГРАЙТЕК»

Всем заинтересованным лицам

Информационное письмо

Настоящим письмом информируем Вас, что компания «ПСС ГРАЙТЕК» - Авторизованный Реселлер SOFiSTiK на территории Российской Федерации подтверждает приобретение по Договору ДГ – 54778/18 Обществом с ограниченной ответственностью "Проектное бюро АПЕКС" лицензий SOFiSTIk:

Продукт	Кол-во	Версия	Тип
3D FEM PREMIUM сетевая лицензии	5	2018, 2020	Бессрочная
3D FEM ULTIMATE сетевая лицензии	1	2018, 2020	Бессрочная

Генеральный директор
ООО «ПСС ГРАЙТЕК»
П.М.Балобанов



16 мая 2017

SOFiSTiK

СЕРТИФИКАТ

Настоящим подтверждается, что

Общество с ограниченной ответственностью
«Проектное бюро АПЕКС»

имеет статус

ЦЕНТР КОМПЕТЕНЦИИ

по расчетам строительных конструкций,
решению геотехнических и газодинамических задач
с использованием программного комплекса

SOFiSTiK

(подпись)

Christine Katz

Директор администрации
SOFiSTiK AG - Oberschleißheim

(подпись)

ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ «ПСС ГРАЙТЕК» PSS GRAITEC САНКТ-ПЕТЕРБУРГ

А.А.Кукин

Генеральный директор ПСС ГРАЙТЕК,
авторизованный дистрибьютор
SOFiSTiK в России и СНГ