

ООО «М-ПРОЕКТ»

Пример расчёта фундамента

в соответствии с предполагаемыми Проектом нагрузками

Заказчик: Иванов И.И.

Выполнил: Судоргин М.В.

2019 г.

Оглавление

1. Общие данные.....	3
2. Сведения о инженерно-геологических, гидрогеологических и топографических условиях земельного участка. Механические свойства грунтов.	3
3. Конструктивные решения	5
4. Сбор нагрузок на конструкцию.....	6
5. Расчёт фундамента.....	9
5.1. Учёт просадочных свойств грунта основания.	9
5.2. Выбор расчётной модели грунта основания.	10
5.3. Определение коэффициента постели основания.	10
5.4. Расчётная модель.....	11
5. 5. Проверка несущей способности рёбер УШП без учёта плитной части.....	13
5. 6. Учёт работы плитной части УШП.....	17

Саморегулируемая организация,
основанная на членстве лиц, осуществляющих подготовку проектной документации

**Некоммерческое партнерство саморегулируемая организация
«Объединение проектировщиков Владимирской области»**

600005, Россия, г. Владимир, ул. Студенческая, д. 5-А. <http://www.opvo33.ru>

Регистрационный номер в государственном реестре саморегулируемых организаций СРО-П-059-20112009

г. Владимир

09 февраля 2016г.

СВИДЕТЕЛЬСТВО

о допуске к определенному виду или видам работ, которые оказывают
влияние на безопасность объектов капитального строительства

№ П-174-09022016

Выдано члену саморегулируемой организации:

**Общество с ограниченной ответственностью
«М-Проект»**

ОГРН 1083327004540

ИНН 3327839456

600005, Владимирская область, город Владимир, Промышленный
проезд, дом 5, офис 32

Основание выдачи Свидетельства: Решение Совета НП СРО "ОПВО",
протокол № 113 от 09 февраля 2016 года.

Настоящим Свидетельством подтверждается допуск к работам,
указанным в приложении к настоящему Свидетельству, которые
оказывают влияние на безопасность объектов капитального строительства.

Начало действия с 09 февраля 2016г.

Свидетельство без приложения не действительно.

Свидетельство выдано без ограничения срока и территории его действия.

Исполнительный директор

Е.А. Гамаюнова



001079*

1. Общие данные

При разработке проекта учитывались требования и положения соответствующих нормативных документов, в том числе:

СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»;

СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции»;

СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений»;

СП 29.13330.2011 «Полы»;

СП 21.13330.2012 «Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах».

Таб. 1. Расчетные данные для строительства

Нормативное значение ветрового давления, кПа	0.45
Нормативное значение снегового покрова, кПа	1.6
Сейсмичность района строительства, баллы	6
По функциональной пожарной опасности здание согласно ФЗ РФ №123 относится к классу	Ф1.4
Степень огнестойкости здания, согласно ФЗ РФ №123	2
Класс ответственности здания по степени капитальности, согласно СТО 36554501-014-2008 ФЗ№384	2
Ориентировочный срок службы (СТО 36554501-014-2008), не менее, лет	50

2. Сведения о инженерно-геологических, гидрогеологических и топографических условиях земельного участка. Механические свойства грунтов.

Данные об инженерно-геологических, гидрогеологических и топографических условиях земельного участка предоставлены заказчиком без полного отчета. Необходимые для расчета характеристики и данные принимаются согласно нижеизложенной информации.

Грунты основания сложены следующими ИГЭ:

ИГЭ №1. Почва, не нормируется. Мощность 0,4м.

ИГЭ №2. Суглинок полутвёрдый, просадочный. Мощность отложений составляет 1.5-2.1 м;

ИГЭ №3. Суглинок твёрдый. Вскрытая мощность отложений составляет 1.3-2.8 м;

ИГЭ №4. Песок маловлажный. Вскрытая мощность отложений составляет 0.9-3.1 м.

УГВ не обнаружен при глубине скважин 6 м.

Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик глинистых грунтов определены по данным лабораторных исследований, с учетом таблиц согласно СП 22.13330.2011 (приложение 1 таблица 1 - 3) представлена в таблице 4.

Таб. 2. Физико-механические характеристики грунтов.

ИГЭ	Грунты, слагающие ИГЭ	Характеристика грунта	Значения
2	Суглинок полутвёрдый, просадочный	Коэффициент пористости e , д.е.	0,78
		Плотность грунта ρ , кН/м ³	14,7
		Плотность грунта в водонасыщенном состоянии, кН/м ³	15,8
		Модуль деформации E , МПа	12
		Угол внутреннего трения ϕ , град.	21
		Удельное сцепление C , кПа	18
		Начальное просадочное давление, МПа	0.17
3	Суглинок твёрдый	Коэффициент пористости e , д.е.	0,63
		Плотность грунта ρ , г/см ³	1,83
		Модуль деформации E , МПа	17
		Угол внутреннего трения ϕ , град.	16
		Удельное сцепление C , кПа	20
4	Песок маловлажный	Коэффициент пористости e , д.е.	0,60
		Плотность грунта ρ , г/см ³	17
		Модуль деформации E , МПа	30
		Угол внутреннего трения ϕ , град.	29
		Удельное сцепление C , кПа	2

3. Конструктивные решения

Конструктивные и объемно-планировочные решения выше отм. 0.000 представлены заказчиком.

Конструктивная система здания :

Здание является бескаркасным. Система (с несущими стенами) представляет собой жесткую, устойчивую коробку из взаимосвязанных наружных и внутренних стен и перекрытия. Система имеет поперечные несущие стены. Конструктивная схема здания поперечно-стенная.

Стены:

Наружные:

Наружные несущие стены выполнены из газобетонных блоков плотностью D400 шириной 400 мм с классом по прочности B 2.5, с дополнительным внешним утеплением 100 мм из твердой базальтовой минеральной ваты плотностью 50 кг/м³ с декоративной штукатуркой по слою утеплителя типа «Короед». Изнутри наружные стены отделаны слоем известково-цементной штукатурки толщиной 10 мм.

Внутренние:

Внутренние несущие стены выполнены из газобетонных блоков плотностью D400 шириной 400 мм с классом по прочности B 2.5, отделаны слоем известково-цементной штукатурки толщиной 10 мм.

Перегородки:

Перегородки из газобетонных блоков плотностью D400 шириной 100 мм с классом по прочности B 2.5, отделаны слоем известково-цементной штукатурки толщиной 10 мм.

Перекрытие 1-го этажа:

Междуэтажное перекрытие выполнено из сборных плит перекрытия типа ПБ , со стяжкой пола 50 мм из цементно-песчаного раствора М100.

Чердачное перекрытие:

Чердачное перекрытие выполнено по деревянным балкам 50х200 мм с шагом 600мм, поперечный брус 50х50 мм с шагом 600 мм , подшивка потолка из ОСП 9мм, настил – два слоя ОСП 9мм. Утепление – базальтовая минеральная вата 250 мм с плотностью 32 кг/м³.

Кровля:

Вальмовая кровля. Материал покрытия - металлочерепица. Угол наклона 22 градуса, возможные сочетания распределения снеговой нагрузки при расчёте фундамента не учитывались.

Фундамент:

Плита УШП с ребром 400х300h мм под наружными стенами и 400х300h под внутренними из бетона В25. Опирается на слой пенополистирола XPS 400 кПа толщиной 100 мм и песчаную подушку 500 мм.

Характеристики пенополистирола XPS:

- Модуль упругости E, Мпа – 17;
- Прочность на сжатие при 10% линейной деформации, не менее, кПа – 400;
- Прочность на сжатие при 2% линейной деформации, не менее, кПа – 200.

Плитная часть УШП представляет собой стяжку 100 мм из бетона В25, армированную сеткой из 8А500 с размером ячейки 150х150 мм. Опирается на слой пенополистирола EPS 100 кПа толщиной 300 мм, XPS Технониколь Carbon Eco SP 400 кПа 100 мм и песчаную подушку 500 мм.

Характеристики пенополистирола EPS:

- Модуль упругости E, Мпа – 4;
- Прочность на сжатие при 10% линейной деформации, не менее, кПа – 100

4. Сбор нагрузок на конструкцию

Сбор нагрузок осуществляется согласно действующим нормам, в частности СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». Собственный вес несущих стен учитывается в расчетном комплексе ПК Robot SA 2014, с учетом материала несущей конструкции.

Таб. 3. Сбор нагрузок

№ п/п	Наименование	Нормативная		Коэф.	Расчетная	
		кг/м ²	кПа		кг/м2	кПа
1. Нагрузка на 1м ² кровли						
1.1 Постоянные нагрузки от кровли						
1	Металлочерепица	5	0,05	1,2	6	0,06
2	Обрешетка, 25x100 с шагом 300мм	5	0,05	1,1	5,5	0,055
3	Стропильная нога, доска 50x200 с шагом 600мм	10	0,1	1,1	11	0,11
Итого постоянной:		20,0	0,2		21,5	0,215
1.2 Временные нагрузки на покрытие кровли						
1.2.1 Кратковременные нагрузки на покрытие кровли						
4	Снеговая	160	1,6	1,4	224	2,24
Итого кратковременной:		160	1,6		224	2,24
2. Нагрузка на 1м ² чердачного перекрытия						
2.1 Постоянные нагрузки от чердачного перекрытия						
5	Плита OSB, б=18 мм, р= 650 кг/м3	14,0	0,14	1,2	16,8	0,17
6	Брус 50x50 с шагом 600мм	2,5	0,025	1,1	2,75	0,03
7	Утеплитель из минераловатной плиты, б=250мм, р=32 кг/м3	8	0,08	1,2	9,6	0,1
8	Балка 50x200 с шагом 600мм	10	0,1	1,1	11	0,11
9	Плита OSB, б=9 мм, р= 650 кг/м3	7,0	0,07	1,2	8,4	0,08
Итого постоянной:		41,5	0,42		48,5	0,49
2.2 Временные нагрузки на чердачное перекрытие						
2.2.1 Кратковременные нагрузки на чердачное перекрытие						
10	Временная нагрузка на покрытие, согласно СП 20.13330.2016 табл. 8.3	70	0,7	1,3	91	0.91
Итого кратковременной:		70	0,7		91	0,91
3. Нагрузка от 1м2 перекрытия первого этажа						
3.1 Постоянные нагрузки от перекрытие первого этажа						

11	Покрытие пола	11	0,11	1,2	13,2	0,132
12	Стяжка пола, 50 мм, $\rho=1800 \text{ кг/м}^3$	90,0	0,9	1,2	108,0	1,08
13	Плита перекрытия ПБ	345	3,45	1,2	414	4,14
Итого постоянной:		455	4,55		546	5,46
3.2 Временные нагрузки на перекрытие первого этажа						
3.2.1 Кратковременные нагрузки на перекрытие первого этажа						
14	Временная нагрузка на покрытие, согласно СП 20.13330.2016 табл. 8.3	150	1,5	1,3	195	1,95
15	Временная нагрузка на покрытие от перегородок, согласно СП 20.13330.2016 п. 8.2.2	50	0,5	1,3	65	0,65
Итого кратковременной:		200	2,0		260	2,60
4. Нагрузка от 1м ² пола первого этажа						
4.1 Постоянные нагрузки на пола первого этажа						
16	Покрытие пола	11	0,11	1,2	13,2	0,132
Итого постоянной:		11	0,11		13,2	0,13
4.2 Временные нагрузки на пол первого этажа						
4.2.1 Кратковременные нагрузки на пол первого этажа						
17	Временная нагрузка на покрытие, согласно СП 20.13330.2016 табл. 8.3	150	1,5	1,3	195	1,95
18	Временная нагрузка на покрытие от перегородок, согласно СП 20.13330.2016 п. 8.2.2	50	0,5	1,3	65	0,65
Итого кратковременной:		200	2,0		260	2,60
5. Нагрузка от 1м ² наружных стен						
5.1 Постоянные нагрузки от наружных стен						
19	Штукатурка «Короед», 3 мм, $\rho=1800 \text{ кг/м}^3$	2,4	0,024	1,2	2,88	0,03
20	Утеплитель из минераловатной плиты, $\delta=100\text{мм}$, $\rho=50 \text{ кг/м}^3$	5,0	0,05	1,2	6,0	0,06
11	Газобетон толщиной 400 мм, $\rho=400 \text{ кг/м}^3$	160	1,6	1,2	192	1,92
12	Штукатурка известково-цементная, 10 мм, $\rho=1800 \text{ кг/м}^3$	18	0,18	1,2	21,6	0,22
Итого постоянной:		185,4	1,85		222,5	2,23
6. Нагрузка от 1м ² внутренних стен						

6.1 Постоянные нагрузки от внутренних стен						
13	Штукатурка известково-цементная, 10 мм, $\rho=1800$ кг/м ³	18	0,18	1,2	21,6	0,22
14	Газобетон толщиной 400 мм, $\rho=400$ кг/м ³	160	1,6	1,2	192	1,92
15	Штукатурка известково-цементная, 10 мм, $\rho=1800$ кг/м ³	18	0,18	1,2	21,6	0,22
Итого кратковременной:		196	1,96		235,2	2,35
7. Нагрузка от лестниц						
7.1 Постоянные нагрузки от лестниц						
16	Покрытие	11	0,11	1,2	13,2	0,13
17	Бетон В 25, толщина 200 мм, $\rho=2500$ кг/м ³					
Итого постоянной:		11	0,11		13,2	0,13
7.2 Временные нагрузки на лестницы						
7.2.1 Кратковременные нагрузки на лестницы						
18	Временная нагрузка на покрытие, согласно СП 20.13330.2016 табл. 8.3	300	3,00	1,3	390	3,90
Итого кратковременной:		300	3,00		390	3,90

5. Расчёт фундамента

5.1. Учёт просадочных свойств грунта основания.

Т.к. основание фундамента сложено просадочными грунтами 1 типа (таб. 2), то при выполнении расчёта учитывались положения СП 21.13330.2012.

Согласно п. 6.1.2. СП 21.13330.2012 «начальное просадочное давление, представляет собой минимальное давление на грунт, при котором при полном водонасыщении начинает проявляться его просадка», т.е. одним из способов предотвращения просадок является ограничение максимально возможного давления на просадочный грунт из условия его полного водонасыщения.

С учётом положений СП 21.13330.2012 и рекомендаций в представленном Заказчиком геологическом отчёте (п.14 пояснительной записки к отчёту) в качестве основных решений для учёта просадочности грунта основания было принято:

- назначения расчетного давления на просадочный грунт из условия полного водонасыщения, при котором просадка его будет отсутствовать;
- применение водозащитных мероприятий, снижающих риск замачивания грунтов основания.

Ограничение расчётного давления на просадочный грунт задаётся с учётом рассеивания напряжения от подошвы фундамента в песчаной подушке толщиной 400 мм. Для моделирования распределения напряжений проводилось вычисление осадки фундамента методом послойного суммирования п. 5.6.31-5.6.42 СП 22.13330.2016:

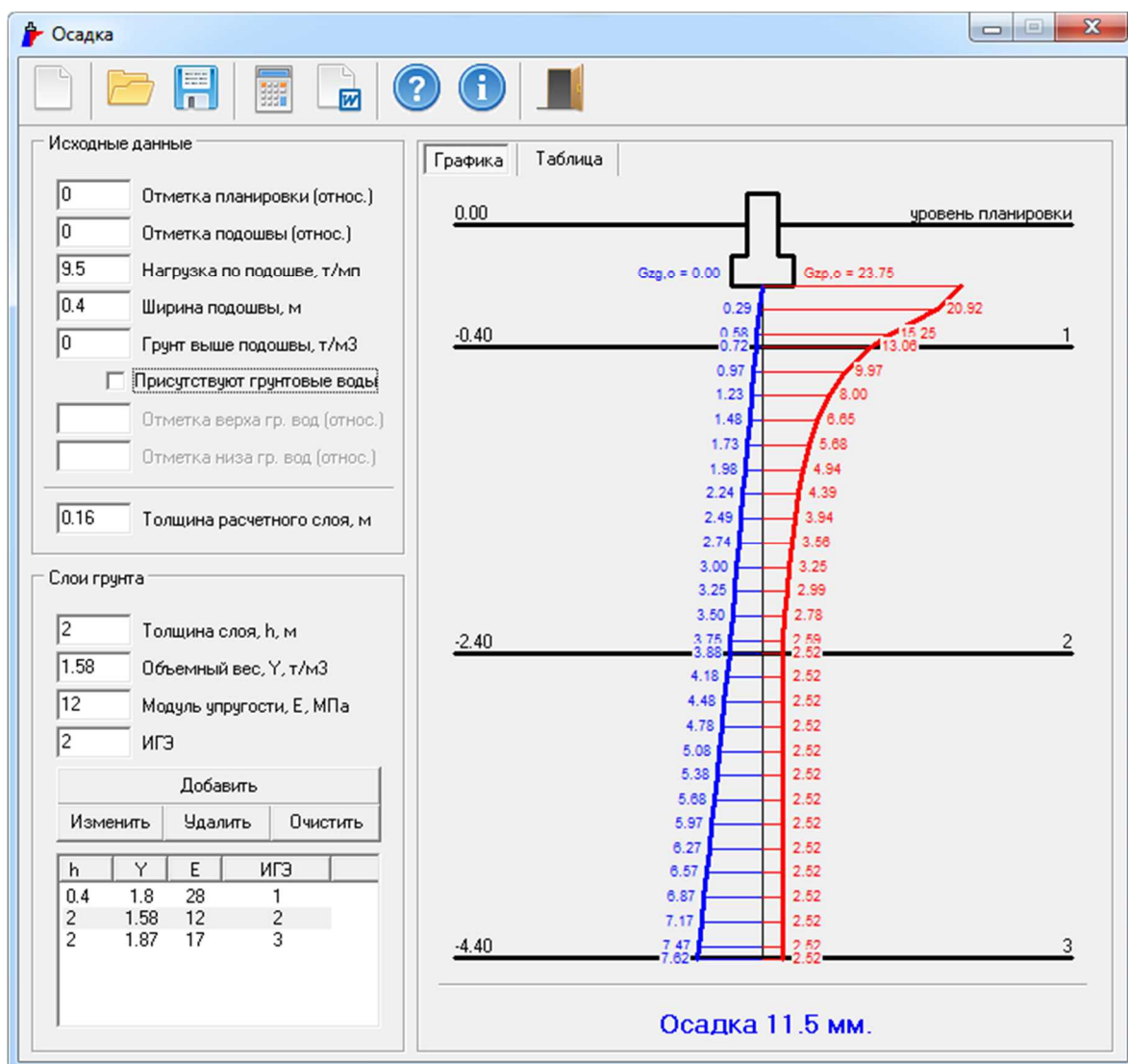


Рис. 1. Вычисление напряжений в грунте.

Вводим коэффициент запаса 1.2, соответственно общее давление от нагрузки и вышележащего грунта на границе ИГЭ 2 не должно превышать 0.14 МПа (см. рис.1):

$$0.72 \text{ тн/м}^2 + 13.06 \text{ тн/м}^2 = 13.78 \text{ тн/м}^2 = 0.136 \text{ МПа}$$

Согласно рис. 1 в этом случае давление под подошвой ребра должно быть не более 0.23 МПа, а реакция грунта основания для ребра 400 мм шириной не превышать 93 кН/м.

5.2. Выбор расчётной модели грунта основания.

Согласно п. 5.2.1 СП 22.13330.2016 «нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами сооружений, следует устанавливать расчетом исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания». Совместная работа здания и основания моделировалась в расчетном комплексе ПК Robot SA 2014.

При расчёте учитывалась гибкость конструкции здания по М.И. Горбунову-Посадову:

$$\lambda \approx \frac{L^3 * E_0}{h^3 * E}, \text{ где:}$$

λ – гибкость здания;

L – полудлина самой длинной стены;

h – высота стены;

E_0 – модуль деформации грунта основания;

E – модуль упругости материала стен;

Расчёт гибкости был произведён по самой длинной стене здания:

$$\lambda \approx (5.8^3 * 12) / (6.6^3 * 1) = 8,1 < 10$$

Т.е. конструктивная система здания является жёсткой и для неё применим расчёт на упругом основании с прямолинейной эпюрой реакции основания (модель Винклера).

5.3. Определение коэффициента постели основания.

В конструкции имеем два коэффициента постели основания:

- Под ребром УШП
- Под плитной частью (полом) УШП

Рассчитываем коэф. постели под ребром:

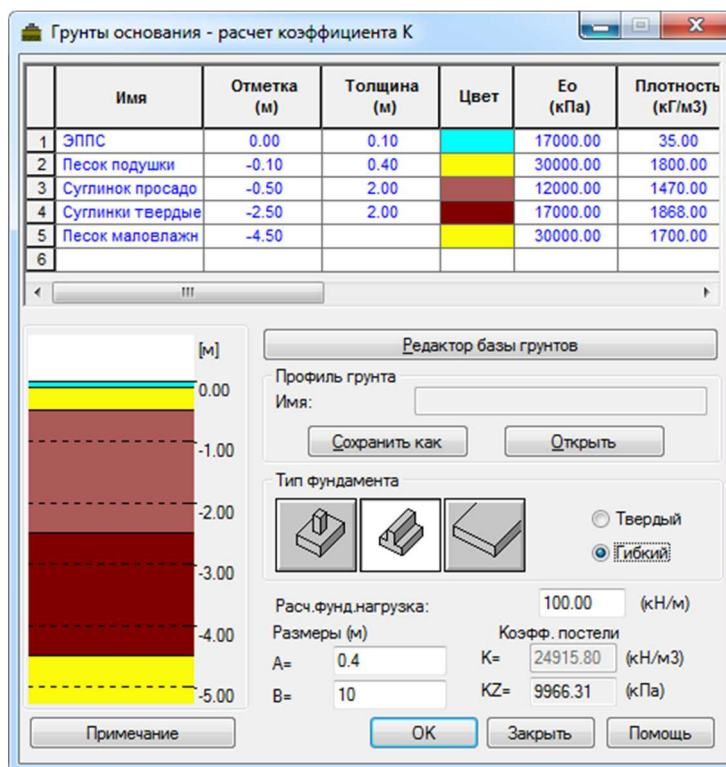


Рис. 2. Вычисление Kz1

Принимаем $K = 25 \text{ МН/м}^3$ (для ленты шириной 0,4 м приведённый $K_{z1} = 9\,966 \text{ кПа}$).

Рассчитываем коэф. постели под плитой:

	Имя	Отметка (м)	Толщина (м)	Цвет	Тип уплотнения	Тип влажност
1	ПСБ	0.00	0.30			-----
2	Песок подушки	-0.30	0.40			-----
3	Суглинок просадо	-0.70	2.00			-----
4	Суглинок твердые	-2.70	2.00			-----
5	Песок маловлажн	-4.70				-----
6						

Редактор базы грунтов

Профиль грунта
Имя: C:\Users\Михаил\Documents\Autodesk

Сохранить как Открыть

Тип фундамента

Твердый Гибкий

Расч.фунд.нагрузка: 10 (кПа)

Размеры (м) Коэф. постели

A= 10 K= 5544.35 (кН/м³)

B= 11 KZ= 5544.35 (кН/м³)

Примечание OK Закрыть Помощь

Рис. 3. Вычисление K_{z2} .

Принимаем $K_{z2} = 5544 \text{ кН/м}^3$

5.4. Расчётная модель.

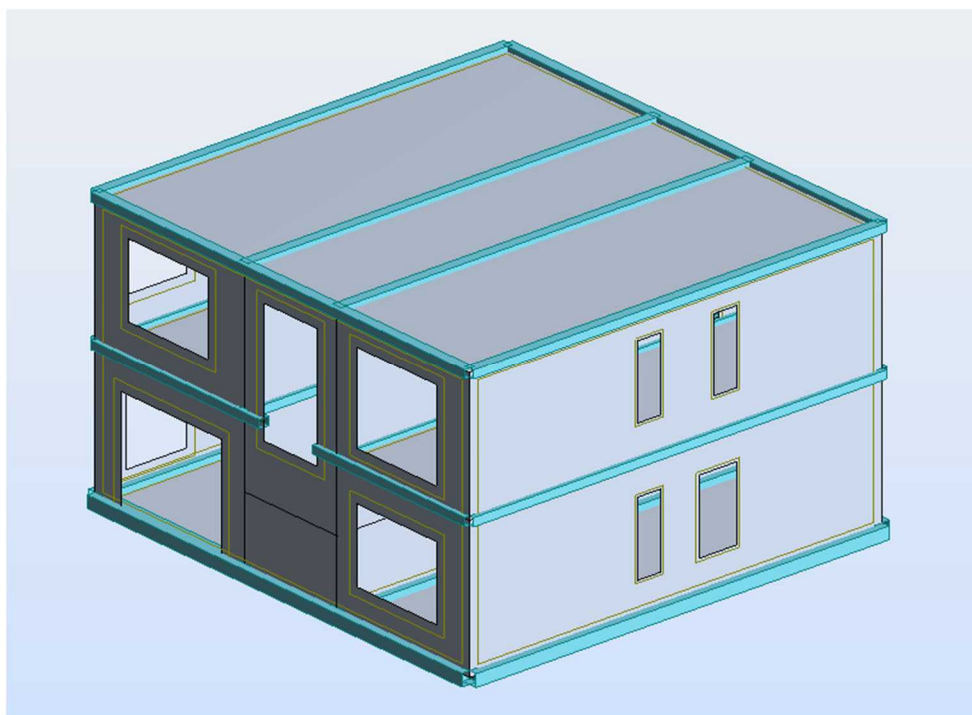


Рис. 4. Расчётная модель.

Нагрузку от кровли и перекрытий задаём через покрытия с указанием направлений распределения нагрузки.

Создаём сетку конечных элементов:

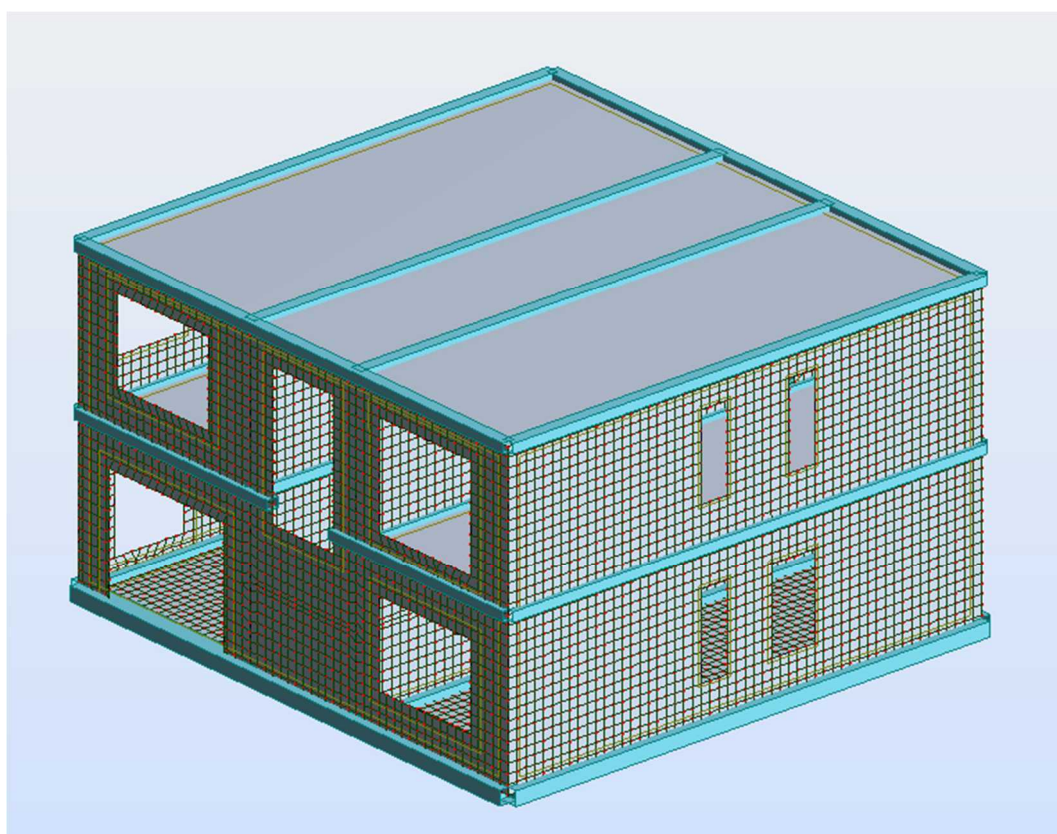


Рис. 5. Сетка конечных элементов.

Общая таблица приложенных нагрузок в соответствии с таб. 3:

Таб. 4. Приложенные к модели нормативные нагрузки.

Нагружение	Тип нагружения	Спецификация	
1:DL1	собственный вес	1до13 58до67 70до80	Коэффициент=1.00
1:DL1	(КЭ) равномерно распределенна	79	PZ=-0.20
1:DL1	(КЭ) равномерно распределенна	79	PZ=-0.42
1:DL1	(КЭ) равномерно распределенна	78	PZ=-4.55
1:DL1	(КЭ) равномерно распределенна	80	PZ=-0.11
3:Эксп	(КЭ) равномерно распределенна	79	PZ=-0.70
3:Эксп	(КЭ) равномерно распределенна	78 80	PZ=-1.50
3:Эксп	(КЭ) равномерно распределенна	78 80	PZ=-0.50
3:Эксп	(КЭ) равномерно распределенна	73 75 77	PZ=-3.00
2:Снег	(КЭ) равномерно распределенна	79	PZ=-1.60

Комбинации нагрузок для расчёта по предельным состояниям:

Таб. 5. Комбинации расчётных и нормативных нагрузок.

Сочетания	Наименование	Тип расчета	Тип сочет	Определение
5 (С)	COMB1	Линейное сочетание	ПС1	$1*1.20+2*1.40+3*1.30$
6 (С)	COMB2	Линейное сочетание	ПС2	$(1+2+3)*1.00$

5. 5. Проверка несущей способности рёбер УШП без учёта плитной части.

Эпюры реакций основания под рёбрами УШП, кН/м:

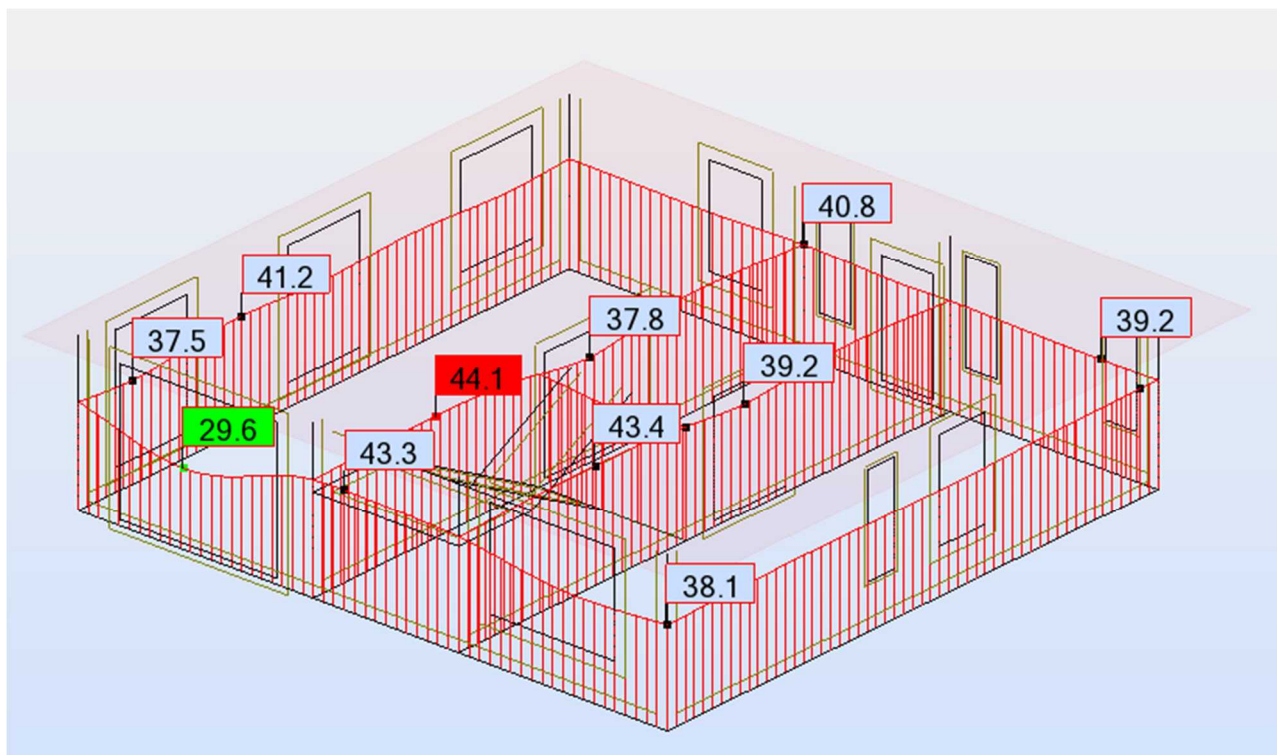


Рис. 6. Реакции основания под рёбрами УШП.

Проверяем допустимое давление на XPS под ребром УШП:

$$P = F/S, \text{ где}$$

P – давление под ребром на XPS, кПа;

F – сила, приходящаяся на 1 метр погонный ребра, кН;

S – площадь 1 метра погонного ребра, м².

$$P = 44 \text{ кН} / (0,4 \text{ м} * 1 \text{ м}) = 110 \text{ кПа};$$

110 кПа < 200 кПа (предельно допустимого давления для XPS из учёта 2% деформации).

Коэффициент запаса по XPS = 200/110 = 1,81.

Также проверяем допустимое давление на грунт из условий ограничения максимального давления начальным просадочным давлением грунта.

110 кПа < 0.23 МПа (предельно допустимое давление под ребром, вычисленное в п. 5.1.).

Коэффициент запаса по просадке = 230/110 = 2,09.

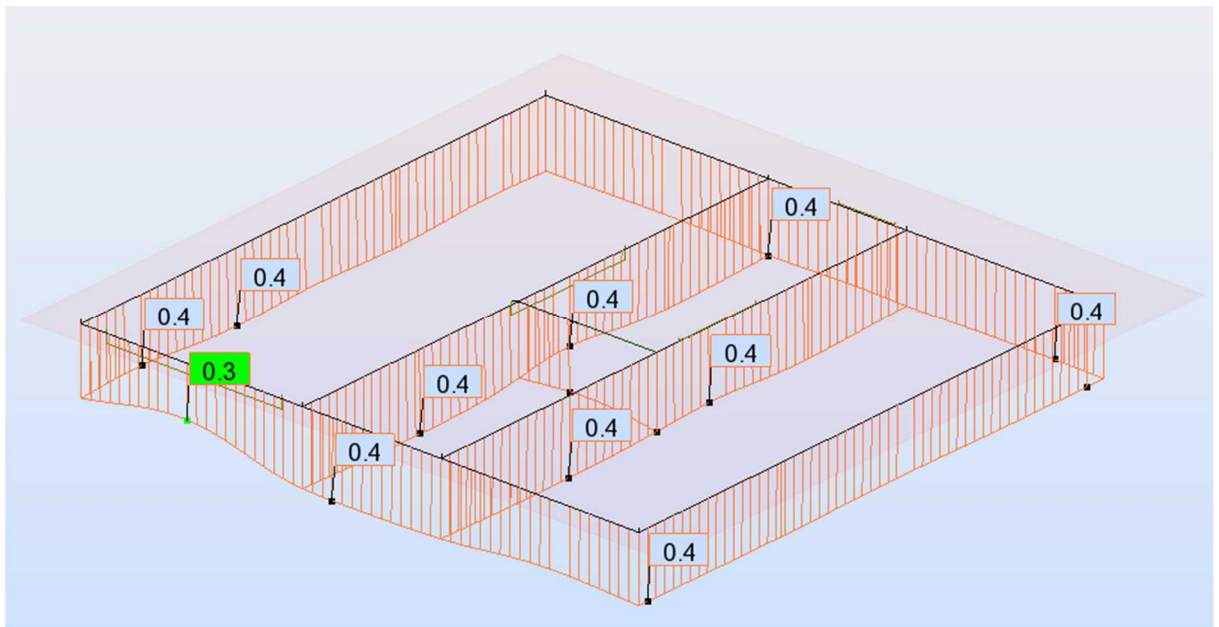


Рис. 7. Осадка ребра, см.

Осадки в пределах допустимых для данного типа здания.

Произведём проверку рёбер УШП по первой и второй группам предельных состояний. Определим изгибающие моменты:

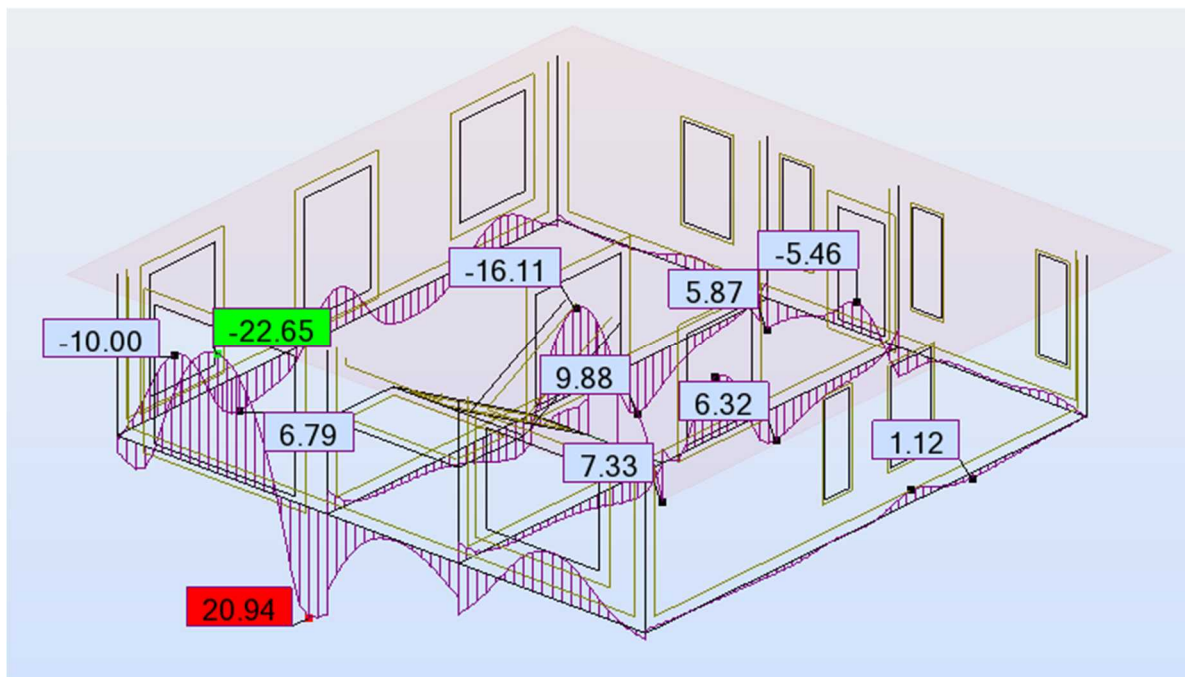


Рис. 8. Изгибающие моменты, кН*м.

Вычисление потребности в продольном армировании под полученные изгибающие моменты произведём средствами расчетного комплекса ПК Robot SA 2014.

Таб. 6. Расчёт продольного армирования рёбер УШП.

Стержень/Позиция (м)	Теоретическая верхняя арматура (My) (см2)	Раскладка верхней арматуры (My)	Теоретическая нижняя арматура (My) (см2)	Раскладка нижней арматуры (My)
1				
1/ 0.40	0.20	2f12	0.02	2f12
1/ 2.90	0.03	2f12	0.93	2f12
1/ 5.40	0.74	2f12	0.02	2f12
1/ 7.90	0.04	2f12	0.68	2f12
1/ 10.40	0.07	2f12	0.02	2f12
2				
2/ 0.40	0.05	2f12	0.05	2f12
2/ 3.02	0.29	2f12	0.02	2f12
2/ 5.65	0.20	2f12	0.08	2f12
2/ 8.27	0.13	2f12	0.05	2f12
2/ 10.90	0.10	2f12	0.02	2f12
3				
3/ 0.40	0.04	2f12	0.08	2f12
3/ 2.90	0.10	2f12	0.27	2f12
3/ 5.40	0.13	2f12	0.20	2f12
3/ 7.90	0.15	2f12	0.27	2f12
3/ 10.40	0.09	2f12	0.05	2f12
4				
4/ 0.40	0.02	2f12	0.03	2f12
4/ 3.02	0.19	2f12	0.03	2f12
4/ 5.65	0.25	2f12	0.38	2f12
4/ 8.28	0.96	2f12	0.02	2f12
4/ 10.90	0.02	2f12	0.49	2f12
5				
5/ 0.40	0.28	2f12	0.08	2f12
5/ 2.90	0.65	2f12	1.03	2f12
5/ 5.40	1.05	2f12	0.03	2f12
5/ 7.90	0.04	2f12	1.33	2f12
5/ 10.40	0.20	2f12	0.11	2f12
6				
6/ 0.40	0.22	2f12	0.08	2f12
6/ 2.90	0.50	2f12	0.77	2f12
6/ 5.40	0.35	2f12	0.54	2f12
6/ 7.90	0.04	2f12	1.10	2f12
6/ 10.40	0.16	2f12	0.21	2f12
7				
7/ 0.40	0.49	2f12	0.02	2f12
7/ 0.90	1.14	2f12	0.02	2f12
7/ 1.40	1.00	2f12	0.02	2f12
7/ 1.90	0.59	2f12	0.03	2f12
7/ 2.40	0.16	2f12	0.10	2f12

Определяем поперечные силы, действующие на ребра УШП:

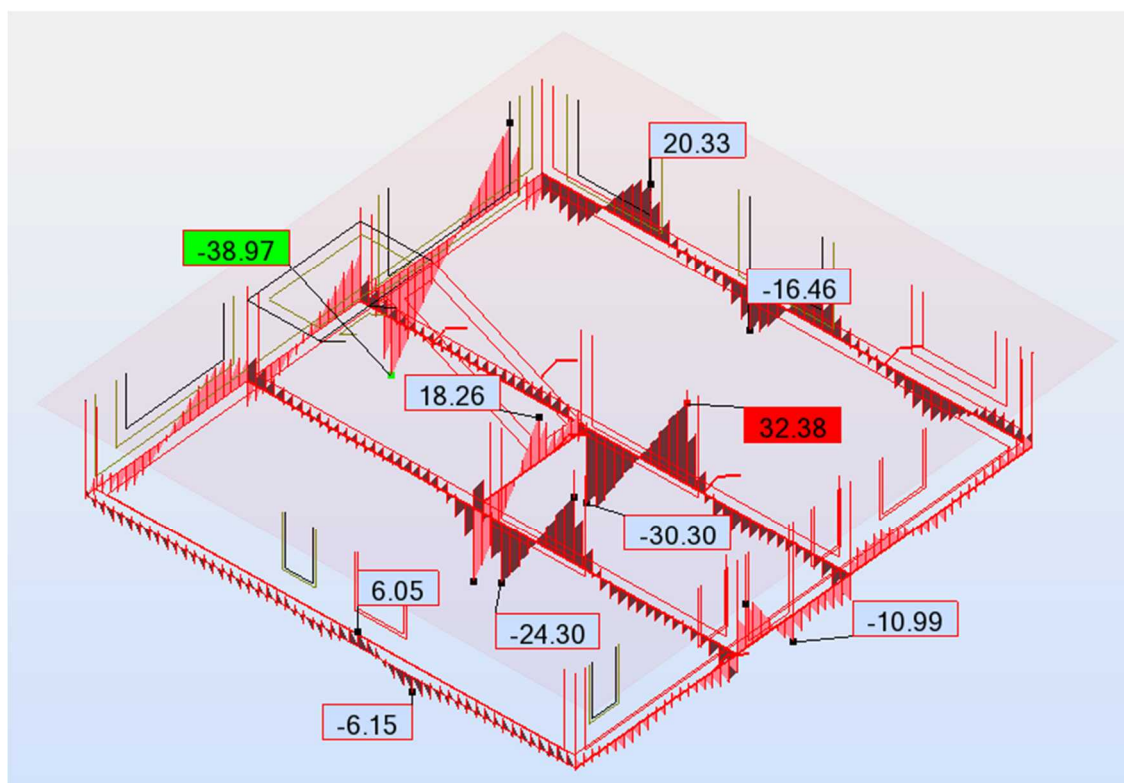


Рис. 9. Поперечная сила, кН.

Проверяем сечение на действие поперечных сил по формуле 8.61 СП 63.13330.2012:

$$Q_b = 0,5 * 1,05 \text{ МПа} * 0,4 \text{ м} * 0,275 \text{ м} = 58 \text{ кН};$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном, больше максимальной поперечной силы, полученной на рис. 9. Следовательно, расчётное поперечное армирования не требуется.

Вывод по п. 5.5. расчёта: Рёбра УШП способны самостоятельно воспринимать нагрузки от надфундаментной части здания. Продольное армирование ребер достаточно 2 стержнями 12A500 в верхней и нижней зонах сечения. Поперечное армирование по расчёту не требуется.

5. 6. Учёт работы плитной части УШП.

Эпюры реакций основания под рёбрами УШП, кН/м:

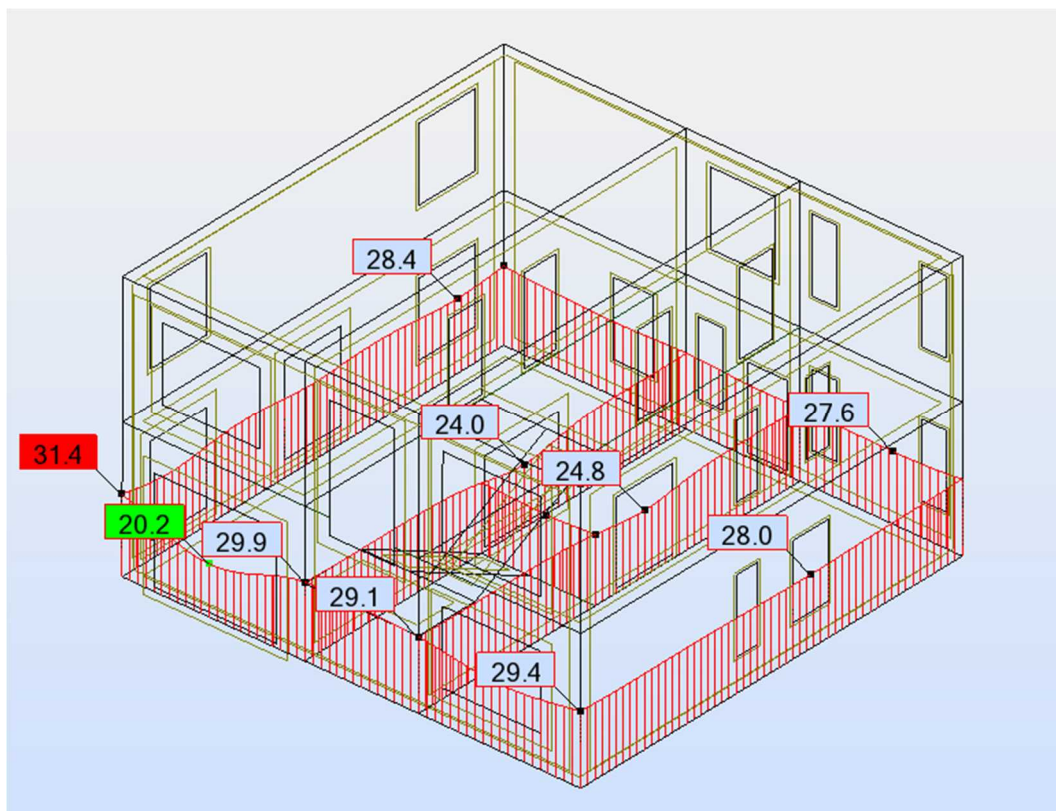


Рис. 10. Реакции основания под рёбрами УШП с учётом плитной части.

Проверяем допустимое давление на XPS под ребром УШП:

$$P = F/S, \text{ где}$$

P – давление под ребром на XPS, кПа;

F – сила, приходящаяся на 1 метр погонный ребра, кН;

S – площадь 1 метра погонного ребра, м².

$P = 31.4 \text{ кН} / (0,4 \text{ м} * 1 \text{ м}) = 78.5 \text{ кПа}$; $78.5 \text{ кПа} < 200 \text{ кПа}$ (предельно допустимого давления для XPS из учёта 2% деформации).

Коэффициент запаса по XPS = $200/78.5 = 2.55$.

Также проверяем допустимое давление на грунт из условий ограничения максимального давления начальным просадочным давлением грунта.

$110 \text{ кПа} < 0.23 \text{ МПа}$ (предельно допустимое давление под ребром, вычисленное в п. 5.1.).

Коэффициент запаса по просадке = $230/78.5 = 2,93$.

Расчёт конструкции плиты пола по первой и второй группе предельных состояний:

По первой группе проверяем соответствие давления прочности на сжатие нижележащих слоёв и допустимый момент.

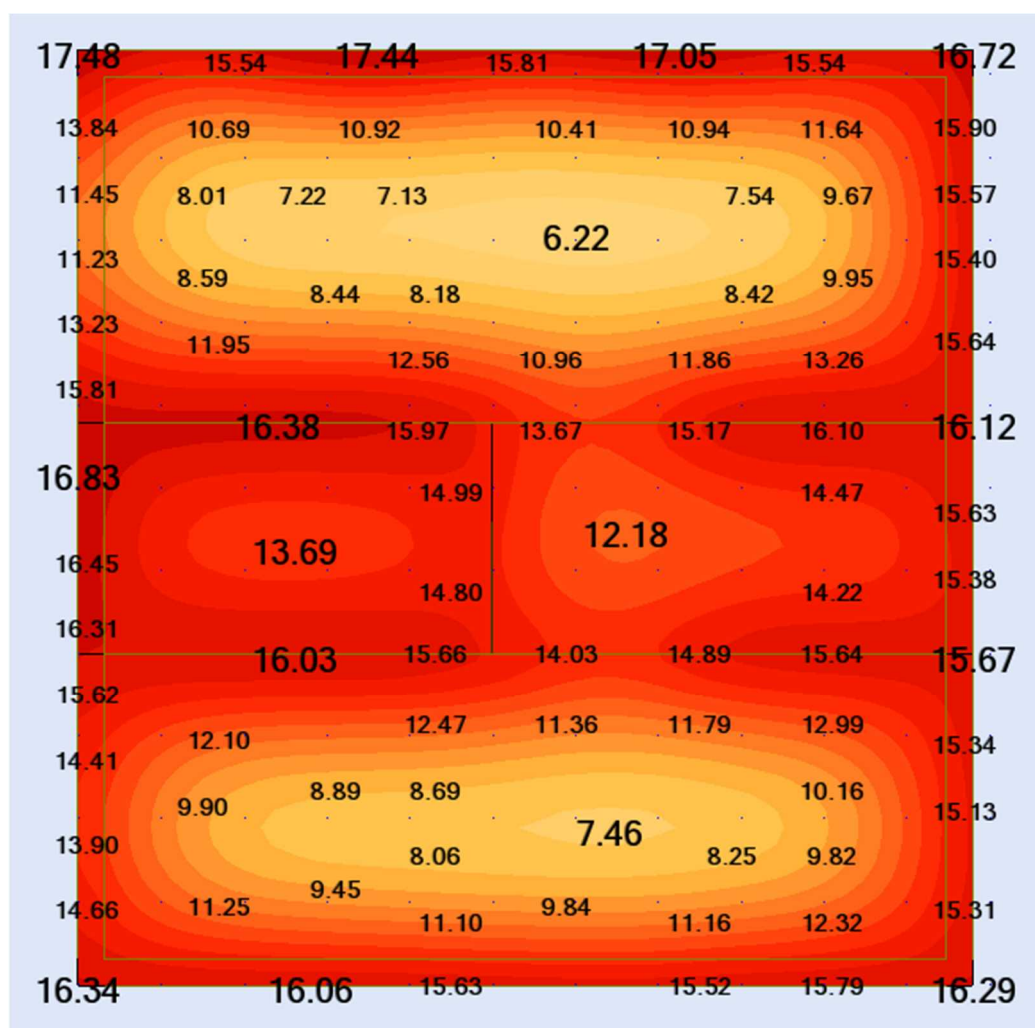


Рис. 11. Давление под плитной частью УШП, кПа.

Согласно рис. 11 давление на подстилающие слои (утеплитель EPS) не превышает прочности на сжатие 100 кПа.

Предельный момент для неармированной плиты пола определяется по формуле Ж 17 СП 29.13330.2011:

$$M_{ult} = (1,05 \text{ МПа} * 1\text{м} * 0,1^2 \text{ м}^2) / 3,5 = 3 \text{ кНм}$$

Фактические моменты показаны на рис. 12-13 (положительные значения – момент внизу, отрицательные – наверху):

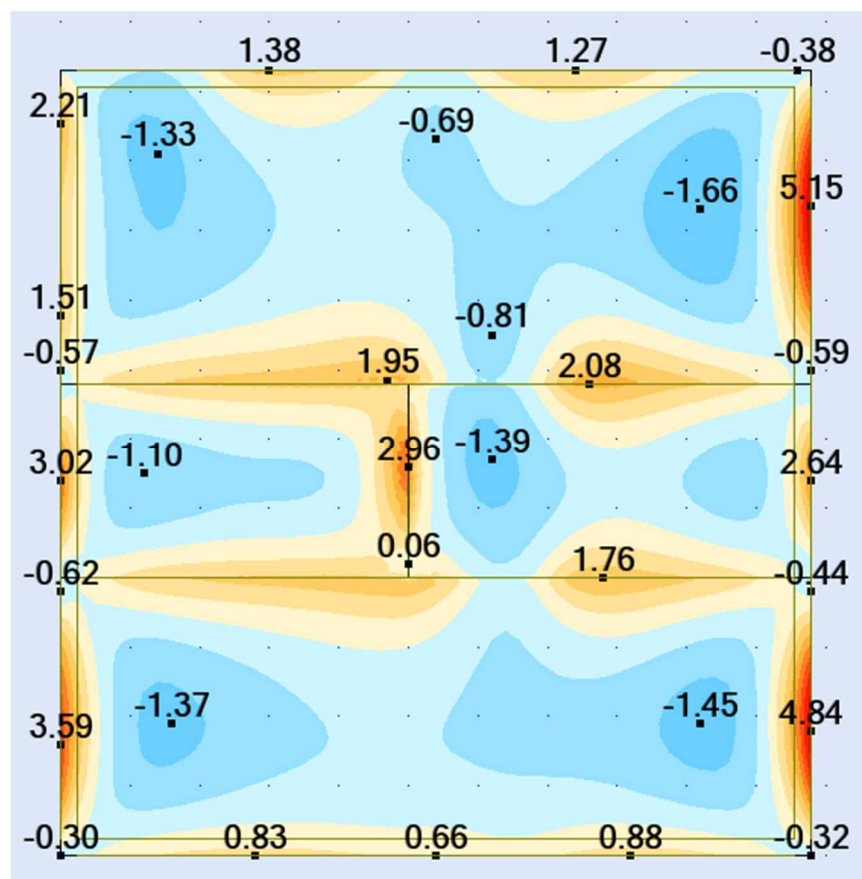


Рис. 12. Моменты по оси X, кНм/м

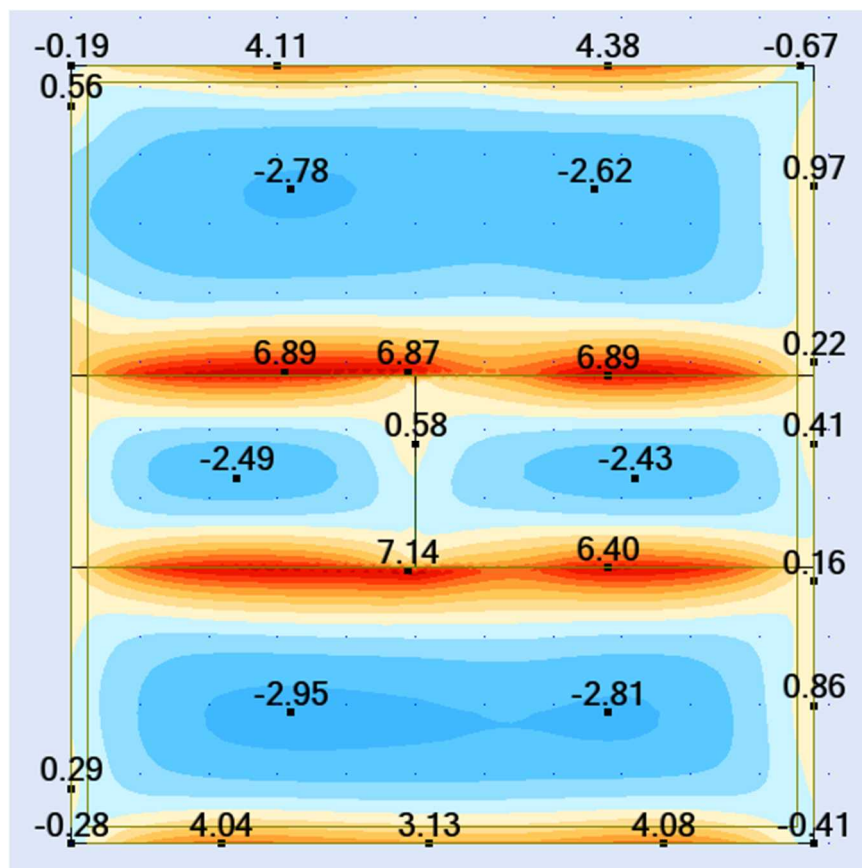


Рис. 13. Моменты по оси Y, кНм/м

Из анализа карт моментов видно, что большинство моментов воспринимается бетоном плиты ($M < M_{ult}$), армирование нужно лишь в нижнем сечении, в зонах примыкания к ребру.

Согласно Приложению Ж.1.6 СП 29.13330.2011, конструктивное армирование плитной части (пола) запроектировано сеткой из отдельных стержней 8А400 с шагом 200 мм, расположенной в нижней зоне. Сечение арматуры составляет 2,5 см²/ м. Эта же сетка воспринимает моменты в нижнем сечении, которые не способен принять бетон.

Под определённые на рис. 12-13 моменты находим необходимое расчётное армирование в нижнем сечении (при расчёте армирования была применена опция «усреднения моментов» с целью выравнивания пиковых значений моментов на картах 12-13, вызванных неидеальностью модели):

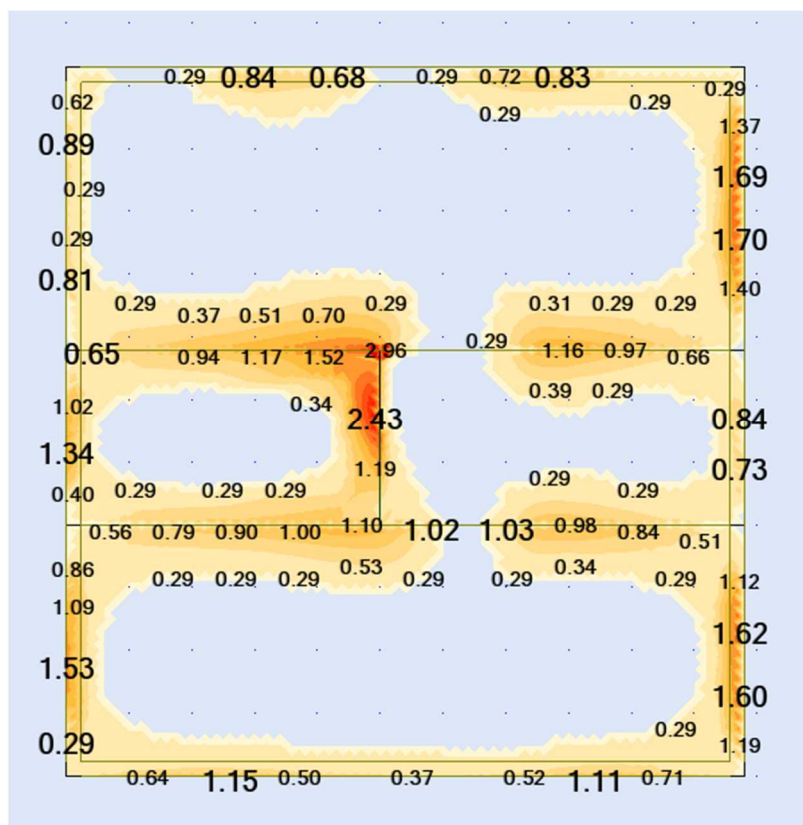


Рис. 14. Площадь сечения армирования в нижнем сечении плиты по оси X, см².

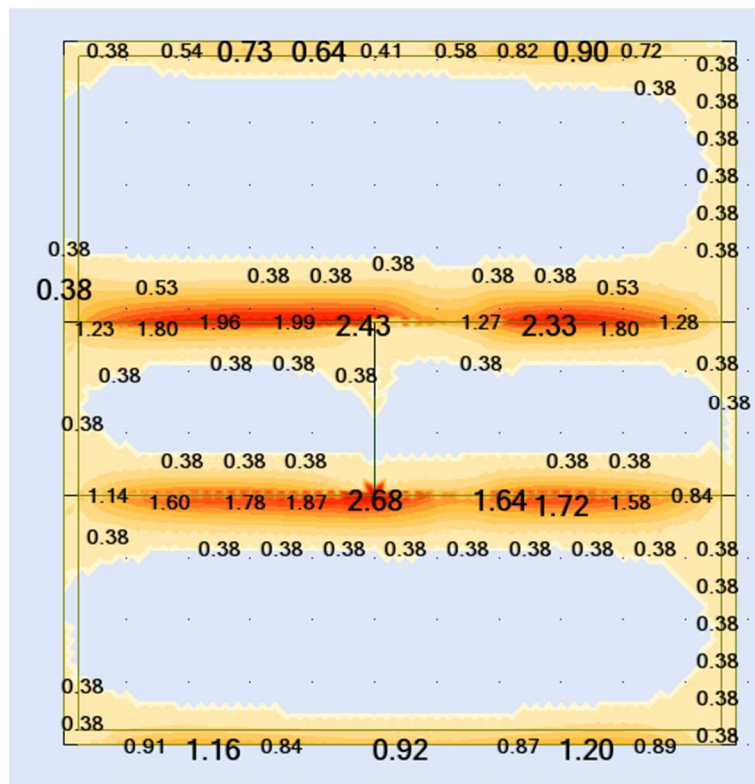


Рис. 15. Площадь сечения армирования в нижнем сечении плиты по оси У, см².

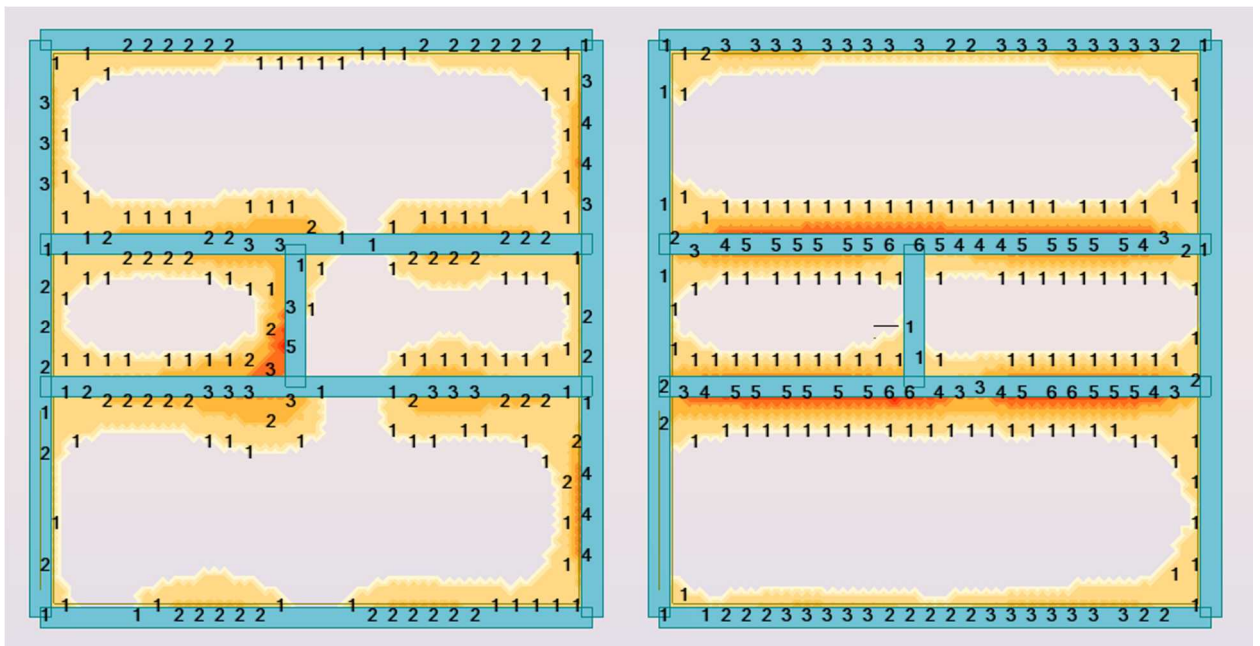


Рис. 16. Потребность в количестве стержней на 1 м по осям Х и У.

Из анализа карт на рис. 14-16 видно, что принятого конструктивного армирования достаточно для восприятия большинства изгибающих моментов. В районе ребра для опирания монолитной лестницы армирование необходимо увеличить локальными стержнями.

Для проверки по второй группе предельных состояний определим осадку плиты пола и величину раскрытия трещин.

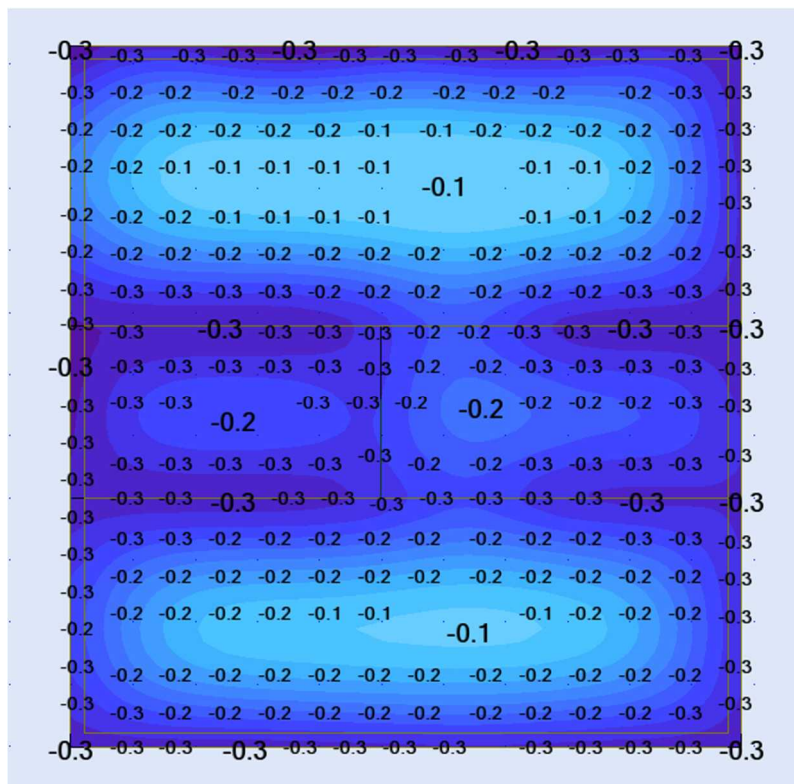


Рис. 17. Осадка плитной части, см.

Осадка и прогибы пола являются допустимыми, совпадают с осадкой ребра УШП:

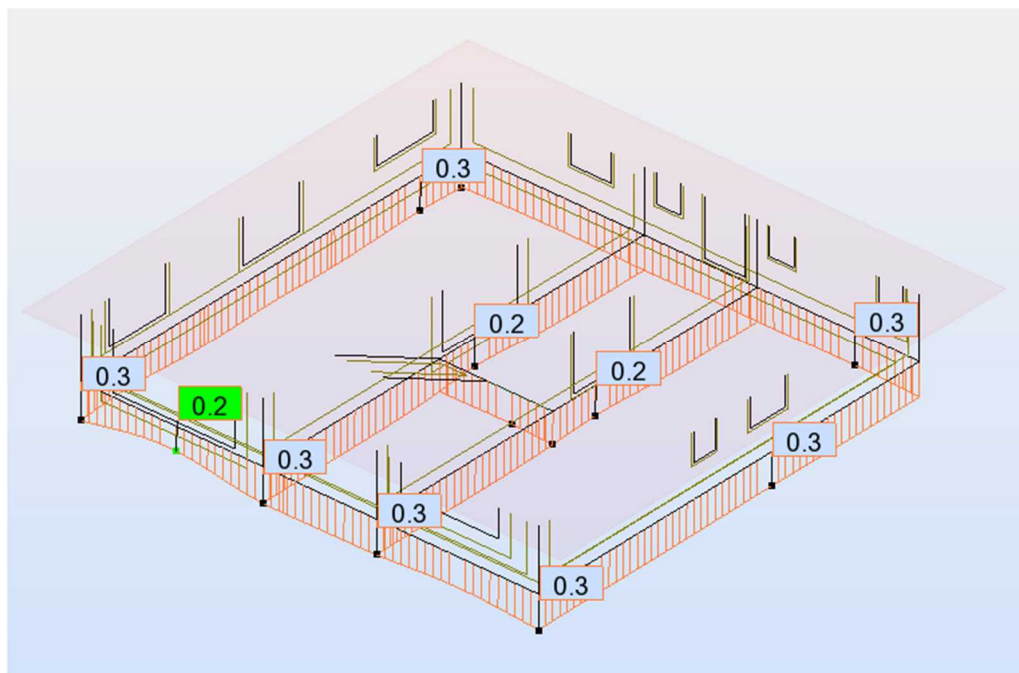


Рис. 18. Осадка ребра УШП, см.

Делаем также проверку осадки методом послойного суммирования после уточнения конструкции фундамента и полученных реакций (линейных нагрузок):

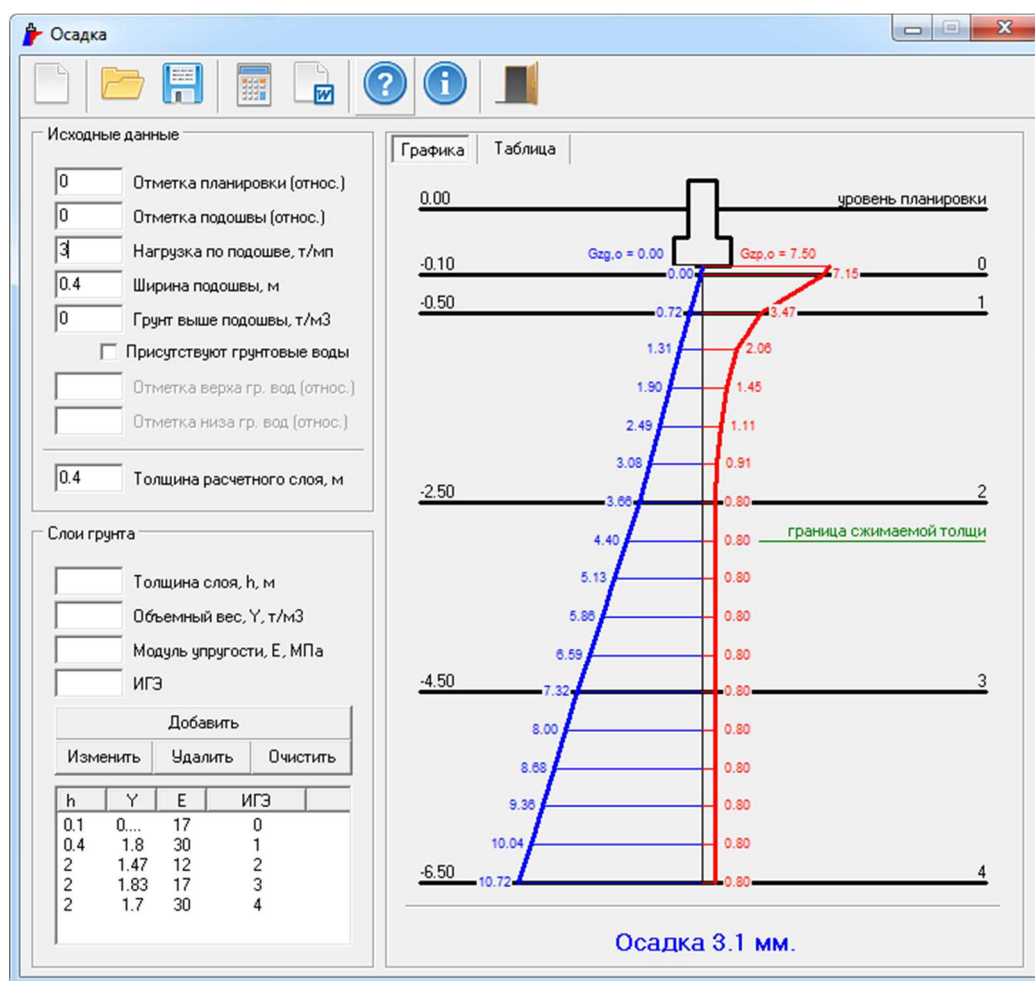


Рис. 19. Проверка осадки методом послойного суммирования.

Расхождений в результатах расчёта осадки в Robot SA 2014 и методом послойного суммирования не обнаружено.

Раскрытия трещин плиты не обнаружено.

Вывод по п. 5.6. расчёта: Принятая конструкция плитной части УШП обеспечивает восприятие приложенных нагрузок по первой и второй группе предельных состояний. Необходимо конструктивное армирование нижней части плиты сеткой из отдельных стержней 8A400 с шагом 200 мм, расположенной в нижней зоне. В районе ребра для опирания монолитной лестницы армирование увеличивается локальными стержнями.

04.02.2019.

Генеральный директор
ООО «М-проект»



Судоргин М.В.