

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования  
**«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

ИНСТИТУТ «ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО И ЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА» \_\_\_\_\_

КАФЕДРА/ СТРУКТУРНОЕ ПОДРАЗДЕЛЕНИЕ «МЕХАНИКИ ГРУНТОВ И ГЕОТЕХНИКИ» \_\_\_\_\_

КОД И НАИМЕНОВАНИЕ НАПРАВЛЕНИЯ ПОДГОТОВКИ 08.03.01 «СТРОИТЕЛЬСТВО» \_\_\_\_\_

ПРОФИЛЬ ПОДГОТОВКИ 08.03.01\_22 «СТРОИТЕЛЬСТВО ИНЖЕНЕРНЫХ, ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ,  
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ И ПРИРООХРАННЫХ СООРУЖЕНИЙ» \_\_\_\_\_

**ВЫПУСКНАЯ КВАЛИФИКАЦИОННАЯ РАБОТА**  
(ДИПЛОМНАЯ РАБОТА)

ТЕМА «Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым  
подземным паркингом в городе Ханое»

Обучающийся \_\_\_\_\_ Ле Чунг Хиеу \_\_\_\_\_  
(ФИО)



(подпись)

пояснительная записка на 197 стр.,  
графическая часть на 15 л.

Руководитель ВКР \_\_\_\_\_ Никитина Н.С. \_\_\_\_\_  
(ФИО)

Москва 2020 г.

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования  
**«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

Институт «Гидротехнического и энергетического строительства» \_\_\_\_\_  
Кафедра/структурное подразделение «Механики грунтов и геотехники» \_\_\_\_\_  
Направление подготовки /специальность 08.03.01 «Строительство» \_\_\_\_\_  
Профиль 08.03.01\_22 «Строительство инженерных, энергетических, гидротехнических и  
прироохранных сооружений» \_\_\_\_\_  
Форма обучения «Очная» \_\_\_\_\_

**ЗАДАНИЕ**  
**на выполнение выпускной квалификационной работы**

**Обучающемуся:** Ле Чунг Хиеу \_\_\_\_\_

**Тема ВКР:** Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в городе Ханое. \_\_\_\_\_

**Задачи, подлежащие решению:** Выполнение проекта национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в городе Ханое. \_\_\_\_\_

**Исходные данные:** Архитектурные решения, геологические разрезы. \_\_\_\_\_

**Примерное содержание пояснительной записки:** Разделы: Архитектурно-строительный, Инженерно-геологические условия, Расчетно-конструктивный, Технология и организация строительного производства, Охрана труда и безопасность жизнедеятельности, Заключение. \_\_\_\_\_

**Примерное содержание графического материала:** Генеральный план (Лист 1), План этажей (Лист 2), Разрез здания (Лист 3), Фасад здания (Лист 4), Инженерно-геологический разрез (Лист 5,6), Армирование типового этажа (Лист 7), Модель здания на программе ANSYS (Лист 8), Проектирование стены в грунте (Лист 9), Проектирование фундаментов (Лист 10), Стройгеплан (Лист 11), Введение методом сверху-вниз (Лист 12,13), Технология устройства свай-барреты (Лист 14), График работ подземной части (Лист 15). \_\_\_\_\_

**Рекомендованная основная литература:** СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений», СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия», СНиП 11-105-97. «Инженерно-геологические изыскания для строительства». – М., 2004 г., МГСН 2.07-01 «Основания, фундаменты и подземные сооружения». \_\_\_\_\_

**Дата выдачи задания** « \_\_\_\_ » \_\_\_\_ 2020 г.

**Срок представления работы** « \_\_\_\_ » \_\_\_\_ 2020 г.

**График выполнения ВКР:**

№	Наименование этапа выполнения ВКР	Срок выполнения	Процент выполнения ВКР
1			
2			
3			

**Руководитель ВКР** \_\_\_\_\_ Никитина Н.С. \_\_\_\_\_  
(ФИО)

  
(подпись)

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>Раздел 1. Архитектурно-строительный</b>	<b>5</b>
1.1. Введение	6
1.2. Расположение участка строительства	8
1.3. Описание генерального плана	8
1.4. Объемно-планировочное решение	9
1.5. Конструктивное решение	11
1.6. Технические характеристики здания	14
1.6.1. Транспортирование	14
1.6.2. Кондиционирование вентиляции и освещения	14
1.6.3. Система электрооборудования	15
1.6.4. Система водоснабжения и водоотведения	15
1.6.5. Пожарная система	15
1.7. Техничко-экономические показатели	16
<b>Раздел 2. Инженерно-геологические условия</b>	<b>18</b>
2.1. Местоположение и рельеф	18
2.2. Характеристика природных условий района строительства	18
2.3. Общие характеристики района строительства	20
2.3.1. Геоморфологические условия района	20
2.3.2. Геологическое строение района	21
2.4. Общие характеристики площадки строительства	23
2.4.1. Геоморфологические условия площадки	23
2.4.2. Геологическое строение площадки	24
2.4.3. Гидрогеологические условия площадки	24
2.4.4. Инженерно-геологические условия площадки	25
2.5. Инженерно-геологические процессы на площадке строительства	34
Выводы и рекомендации	34
<b>Раздел 3. Расчетно-конструктивный</b>	<b>35</b>
3.1. Описание проектируемого объекта	36

3.2. Сбор нагрузок и воздействий	38
3.2.1. Постоянные и временные нагрузки от конструкций	39
3.2.2. Расчет ветровой нагрузки на здание	43
3.3. Расчет и проектирование колонны	52
3.4. Расчет и проектирование стены в грунте	54
3.4.1. Расчетное сопротивление основания на глубине заложения стены	54
3.4.2. Расчет армирования конструкции стены в грунте	56
3.5. Расчет и проектирование устойчивости котлована	58
3.5.1. Построение эпюры природного и бокового давления	58
3.5.2. Расчет ограждающих конструкций котлована	61
3.6. Расчет и проектирование фундаментной плиты	68
3.6.1. Общее описание фундаментной плиты	68
3.6.2. Определение коэффициентов постели	70
3.6.3. Расчет арматуры фундаментной плиты	71
3.6.4. Расчет осадки фундаментной плиты	76
3.7. Расчет и проектирование свайного фундамента	77
3.7.1. Определение нагрузок на фундаменты	77
3.7.2. Проверка максимальных усилий передаваемых на сваю-баретты	77
3.7.3. Расчет основания сваи-баретты по второму предельному состоянию	80
3.7.4. Расчет и проектирование пяты сваи-баретты	86
3.7.5. Расчет и проектирование несущей способности буронабивной сваи	88
3.7.6. Расчет основания буронабивной сваи по второму предельному состоянию	91
3.7.7. Расчет и проектирование пяты буронабивной сваи	94
3.8. Расчет железобетонных конструкций	95
3.8.1. Расчет и проектирование плиты типового этажа	96
3.8.2. Расчет и проектирование лестницы	102
<b>Раздел 4. Технология и организация строительного производства</b>	<b>105</b>
4.1. Характеристики возводимого объекта строительства	106
4.2. Порядок организации строительных работ	107



4.3. Технология устройства стены в грунте	108
4.4. Технология устройства сваи-баретты	113
4.5. Технология устройства буронабивной сваи	114
4.5.1. Выбор машины при устройстве буронабивной сваи	114
4.5.2. Последовательность процесса устройства буронабивной	117
4.6. Возведение сооружения здания по методу сверху-вниз (Top-Down)	119
4.6.1. Описание проектируемого объекта	119
4.6.2. Выбор машин и технологического оборудования	120
4.6.3. Последовательность возведения подземной части по методу сверху-вниз	123
4.7. Технология устройства ростверков и распорок свайных фундаментов	141
4.7.1. Устройство бетонных облицовок фундаментов	141
4.7.2. Устройство ростверков и распорок свайных фундаментов	143
4.7.3. Устройство и бетонирование ростверков свайных фундаментов	148
4.8. Разработка календарного плана	151
4.8.1. Калькуляция затрат труда и машинного времени	152
4.8.2. Построение графика производства работ	153
4.8.3. Графики распределения ресурсов	167
4.9. Проектирование строительного генерального плана	168
4.9.1. Порядок проектирования стройгенплана	168
4.9.2. Выбор монтажного крана	169
4.9.3. Определение зоны влияния крана	171
4.9.4. Расчет площадей использования для персонала и работников	172
4.9.5. Расчет площадей складов	173
4.9.6. Расчет организации временного электроснабжения	174
4.9.7. Расчет временного водоснабжения и канализации строительной площадки	175
4.9.8. Выбор временных дорог	178
4.10. Техничко-экономические показатели по возведению подземной части	178
<b>Раздел 5. Охрана труда и безопасность жизнедеятельности</b>	<b>179</b>

5.1. Введение	180
5.2. Анализ условий строительства	181
5.2.1. Опасные зоны на строительной площадке	181
5.2.2. Основные причины травматизма при земляных работах	183
5.3. Инженерные мероприятия по безопасному проведению подземных строительных работ	184
5.3.1. Устройство свайных фундаментов	184
5.3.2. Устройство котлована и фундамента	185
5.3.3. Охрана труда при отделочных работах	185
5.3.4. Охрана труда при эксплуатации	186
5.3.5. Требования безопасности к машинам, механизмам, инструменту	186
5.3.6. Средства коллективной и индивидуальной защиты	187
5.3.7. Электробезопасность на строительной площадке	189
5.4. Основные мероприятия по пожарной безопасности	189
5.5. Основные мероприятия по охране окружающей среды	190
<b>Заключение</b>	<b>193</b>
<b>Список используемых источников</b>	<b>195</b>

**Раздел №1**

**АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ**

## 1.1. Введение

В настоящее время строительство является одной из немаловажных отраслей в развитии общества.

Сейчас во Вьетнаме, как и во всём мире, вырос спрос на высотные здания, которые помогают решить проблемы быстрого роста городского населения, роста цен на строительные земли и меняющиеся требования, предъявляемые к уровню социально-экономического развития.

Кроме того, с развитием науки и техники, использованием железа и стали, цемента, инноваций в устройстве лифтов, механизации и электрификации в строительстве сыграло решающую роль в проектировании высотных зданий. Таким образом, высотное строительство является одним из самых перспективных направлений в строительстве.

Конструкция здания определяется как перемещение высотного здания на его прочность влияет на его прочность и горизонтальную нагрузку. Чем выше конструкция, тем больше влияние горизонтальной нагрузки. Таким образом, высотные здания имеют свои характеристики эффективной нагрузки, а также структуру, используемые материалы и расчет.

В крупных городах мира и во Вьетнаме, в частности, наблюдается тенденция роста численности населения, в связи с этим возникают проблемы, связанные с развитием мегаполисов, строительством жилых комплексов, возведением транспортных сетей и т.д. Наравне с этим существует необходимость в развитии особых территорий для мест отдыха, парков и тому подобные.

Для решения подобных проблем существуют достаточно много способов. Одним из самых эффективных методов является освоение подземного пространства. В подземной части городов могут быть размещены сооружения различного назначения. В число данных построек входят промышленные и культурные комплексы, транспортные и инженерные

системы, торговые центры, объекты бытового обслуживания, автомобильные парковки и т.д.

Однако, одним из недостатков использования подземного пространства являются значительные затраты при построении подземных сооружений. Тем не менее, согласно современным исследованиям, в большинстве случаев сооружения подобного типа является наиболее оптимальными решениями во многих вопросах многофункциональности городов.

Подземное строительство позволяет:

- рационально использовать территорию для возведения зданий и сооружений;
- сберегать территории зеленых зон, парков, мест для отдыха;
- улучшать условия окружающей среды и качество жизни, снижать уровень уличных шумов;
- улучшать условия окружающей среды и качество жизни, а также снижать уровень уличных шумов;
- сохранять и повышать художественно-эстетические качества городской среды, а также сохранять исторически ценные части города;
- в случаях возможных аварий и катастроф природного и техногенного характера уберечь население;
- обеспечивать и улучшать транспортное обслуживание, обеспечивать регулирование скорости движения транспортных сетей, повышать безопасность движения.

Тема данного дипломного проекта – Национальный конференц-центр с 3-х уровневый подземным паркингом в городе Ханое.

Целью дипломной работы является проектирование высотных зданий с освоенным подземным пространством и выбор оптимальных решений для каждой части высотного здания.

Когда проект будет завершен, здание станет современным культурным центром и внесет чрезвычайно важный вклад в развитие общественного центра города, а также в архитектурный облик Ханоя.

## 1.2. Расположение участка строительства

Участок строительства «Национальный конференц-центр» располагается на севере города Ханоя около реки Танг Лонг, в районе Донг Ань.

Границы участка строительства:

- с севера – декоративный сад;
- с запада – открытая стоянка;
- с юга – скверы;
- с востока – надземная парковка;

Проектируемый проект располагается в столице Вьетнама г. Ханое, объект проектируется и строится по плану развития и индустриализации города.

Показатели температуры наружного воздуха в районе строительства:

- абсолютно минимальная  $+2,70^{\circ}\text{C}$ ;
- абсолютно максимальная  $+41,60^{\circ}\text{C}$ ;
- средняя температура во время наиболее холодного периода  $+15,20^{\circ}\text{C}$ ;

В силу климатических особенностей во Вьетнаме и характеристикам объекта в расчет не принимаются:

- вес снегового покрова;
- глубина сезонного промерзания;
- иные климатологические показатели.

### **1.3. Описание генерального плана**

Общая строительная задача предполагает строительство 41-ти этажного здания с 3-х уровневый подземным паркингом. Верхняя отметка здания составляет 149,2м.

Основные въезды и выезды на участок предусматриваются на улице Нгуен Трай. Выезды к подземной автостоянке организованы непосредственно на улице Нгуен Трай.

Внутриквартальные проезды шириной 15,0м. Система пешеходных тротуаров и дорожек обеспечивает безопасное и удобное передвижение пешеходов. Для пешеходной зоны предусмотрены тротуары шириной 1,50м с покрытием из тротуарной плитки.

На участке к северу от здания размещена гостевая стоянка для временной парковки автомобилей на 5 м/м.

Рельеф имеет падение по направлению северо-запада. Уклон составляет  $0,20^0 - 0,25^0$ . Из этого следует, площадки принадлежат к плоской части местности.

Абсолютные отметки с нивелированной поверхности составляют от 19,9 м до 20,0 м.

### **1.4. Объемно-планировочное решение**

Проектирование объекта Национального конференц-центра со встроенно-пристроенными офисами и 3-х уровневый подземным паркингом по адресу: северная часть реки Танг Лонг в районе Донг Ань, город Ханой. Такое расположение позволяет рационально использовать выделенный участок земли.

Сооружение разделено на подземный гараж-паркинг, который находится в осях 1-14 и А-Л, и конференц-центр, расположенный в осях 3-12 и В-Й.

Габариты комплекса здания:

- проектируемые надземные части по осям с цоколем 83,5x361,0 м;
- проектируемые подземные этажи в плане 83,5x61,0 м.

Система с жестким сердечником расположена симметрично, чтобы гарантировать, что конструкция не деформируется из-за скручивания, вызванного геометрическим центром, совпадающим с жестким центром здания, и будет удобным для монтажа и строительства зданий.

В проектируемом объекте использованы следующие показатели высоты этажей (от пола до пола):

- высота типового этажа 3,3 м;
- высота первого этажа 4,0 м;
- высота второго этажа 4,0 м;
- высота первого подземного этажа -4,2 м;
- высота второго подземного этажа -7,8 м;
- высота третьего подземного этажа -11,4 м.

На первом этаже запроектированы вестибюль с залом ожидания, лифтовый холл, приемная, помещения для охраны, помещения для мужского и женского персонала, а также склад, помещения для приема пищи. На этаже расположено два санитарных узла. С подземной автостоянкой первый этаж связан лестницей.

На 2,15,28,48 этажах – технические этажи, которые:

- нужны для установки технических систем (таких, как электричество, вода, противопожарное оборудование и оборудование для кондиционирования воздуха и т.д.);
- имеют высоту 5 м, обустроены с использованием подвесных потолков как огнезащитного материала и противопожарных полов.
- используются для изменений в архитектурных формах;
- конструкции разработаны так, чтобы стать «твердыми полами», которые очень эффективно предотвращают горизонтальное смещение здания.



Кровля высотой 5 м, плоская, совмещенная, из бетонной тротуарной плитки, эксплуатируемая. При этом крыша представляет собой форму пространственной рамы, где находятся кафе и закусочные фаст-фуда. Также предусмотрена надстройка, в которой размещены машинные отделения лифтов.

Остальные этажи функционируют как офисы и залы.

Вертикально здание развивается непрерывно и монотонно: резкого изменения высоты не происходит, поэтому не вызывает больших колебаний конструкции. Тем не менее, этот проект создает необходимый баланс и хорошо вписывается в окружающую среду. Организация строительства проста и понятна.

### **1.5. Конструктивное решение**

Конструктивная схема Национального конференц-центра выбрана на основании существующих архитектурно-планировочных решений.

Конструктивная схема здания представляет собой каркасную систему с монолитными лифтовыми шахтами, объединенными дисками перекрытий. Вышеуказанные виды конструкций выполнены из монолитного железобетона. Пространственная устойчивость системы обеспечивается ядром жесткости, а также жестким соединением стен и колонн с фундаментной плитой, с дисками перекрытий и покрытием.

Размеры в плане проектируемого паркинга 83,5 x 61,0 м. Высота этажей: 4,2 м для первого подземного уровня, 3,6 м для второго и третьего подземных уровней.

Размеры и материалы основных элементов конструкций:

#### **1. Фундаменты**

В качестве фундамента под подземным паркингом приняты 2 типа свайных фундаментов из тяжелого бетона класса В25: сваи-баретты длиной 37 м и буронабивные сваи диаметром 800 мм, длиной 34,5 м.

Верхняя арматура укладывается на пространственные поддерживающие каркасы. В местах наибольших моментов укладываются дополнительные стержни. Шаг основной арматуры принят 200мм. Крестообразные пересечения стержней вяжутся вязальной проволокой. Два крайних крестообразных пересечений стержней по периметру должны быть перевязаны в каждом узле, внутренние пересечения стержней перевязываются через узел в шахматном порядке.

Для горизонтальной гидроизоляции установлены 2 слоя наплавленного изоплоста.

## **2. Колонны**

Монолитные колонны здания обеспечивают передачу нагрузок на фундамент. Колонны выполнены сечением 1000 x 1200 мм для основных колонн и 750 x 750 мм для других колонн. Бетон для колонн класса В25. Колонны армируются отдельными стержнями арматуры класса А400. В поперечном сечении рабочие стержни колонны размещают ближе к поверхности элемента с соблюдением минимальной толщины защитного слоя. Поперечные стержни установлены без расчета, но согласно требованиям норм. Сетка колонн каркаса имеет размер 7000x7000 мм.

## **3. Перекрытие**

Плиты перекрытия приняты толщиной 200 мм, что соответствует условиям достаточной жёсткости. Бетон для плиты класса В25, арматуры класса А240.

Кровля плоская, совмещенная, из бетонной тротуарной плитки, эксплуатируемая. Плита кровли из бетона прочности класса В25, толщиной 500 мм с армированием, выполнена из арматуры класса А240. Опорные моменты воспринимаются верхней рабочей арматурой, а пролетные моменты воспринимаются нижней рабочей арматурой.

Состав покрытия кровли:

- цементный раствор М75;

- изолированный бетон;
- гидроизоляция бетона толщиной 60 мм;
- гофрированная стальная пластина;
- технический трубопровод;
- пластиковый потолок толщиной 15 мм;

#### **4. Стены**

Наружные стены из монолитного железобетона толщиной 800мм, где применяется бетон класса В25 в паркинге и кирпичные стены с утеплителем в здании выше уровня земли.

В подземной части запроектирована стена в грунте, которая одновременно выполняет функцию несущей конструкции здания и предназначена для защиты всей постройки от подземных грунтовых вод и сырости.

Ограждающие стены паркинга монолитные железобетонные, толщиной 800мм, бетон класса В25 с арматурой класса А400.

#### **5. Лестничные марши и площадки**

В сооружении запроектированы 2 лестницы эвакуационного выхода железобетонные монолитные, марши и площадки которых сделаны из бетона класса В25. Для армирования лестницы использованы сетки и отдельные стержни из арматуры класса А500.

#### **6. Лифт**

В здании запроектирована система обеспечения перемещения людей, которая включает 11 лифтов грузоподъемностью 1000 кг. Это позволяет обеспечить быстрое движение и безопасность.

Кроме этого, для устойчивости здания жесткие стены расположены в 4 углах здания, а жесткий сердечник расположен в центре здания. Также можно использовать железобетонные стены или стальные каркасные рамы. На техническом этаже есть распорная система, выполненная из стальных распорок, усиленных конструктивной системой и расположенных по

периметру здания и связанной с граничными колоннами, для предотвращения горизонтального перемещения объекта.

Для обеспечения огнестойкости конструкций, указанной в СНиП 21-01-97«Пожарная безопасность зданий и сооружений», принимаются следующие минимальные расстояния до оси арматуры:

- 50 мм (REI180) для колонн;
- 50 мм (REI180) для всех стен;
- 30 мм (REI180) для всех перекрытий из гофрированной стальной пластины.

## **1.6. Технические характеристики здания**

### **1.6.1. Транспортирование**

- 2 лестницы с функцией эвакуационного выхода;
- 11 лифтов в качестве основного вертикально-перемещающегося транспорта с грузоподъемностью в 1000 кг каждый и скоростью перемещения - 1.6 м/с.

### **1.6.2. Кондиционирование вентиляции и освещения**

Использована центральная система кондиционирования воздуха, которая очищает и охлаждает воздух благодаря вертикальной системе труб, проходящих вдоль лестницы и в потолке и горизонтально продвезенных к местам потребления.

Система освещения здания комбинирует разные способы освещения: от искусственного освещения до естественного освещения. Пространства офисов, рабочие помещения и основная транспортная система на этажах полностью используют естественное освещение через наружные стеклянные

стены. Кроме того, искусственное освещение организовано таким образом, чтобы покрывать все помещения здания.

### **1.6.3. Система электрооборудования**

Электрооборудование в здании полностью установлено в помещениях в соответствии с удобством использования, техническим обеспечением и безопасной эксплуатацией.

Электрическая проводка находится под землей с безопасным изолирующим покрытием. Вертикальные провода размещены в технических коробках.

Электричество для проекта берется из городской электросети, в дополнение к предотвращению перебоев в подаче электроэнергии предусмотрен резервный генератор для обеспечения электроснабжения всего здания. Внутренняя пожарная сигнализация, телефонная и телеграфная системы разумно выполнены.

### **1.6.4. Система водоснабжения и водоотведения**

Вода берется из городской сети водоснабжения и подается в подземный резервуар, расположенный в подвале проекта. Вода подается в резервуар для воды на 2-м, 15-м, 28-м и 41-м этажах. Управление процессом откачки и подачи осуществляются полностью автоматически. Система водоснабжения и водоотведения на каждом этаже расположена в технической трубе, расположенной в колонне в углу туалета.

*Система водоотведения* включает отвод ливневых и бытовых сточных вод.

– Водоотведение дождевой воды осуществляется системой сливов, которая сливает воду с балконов и крыш по трубам, расположенным в углу

колонны, ко всей дренажной системе дома, а затем к городской дренажной системе;

– Водоотведение бытовых сточных вод из санитарных зон на этажах направляет сливы в трубы, ведущие к техническим боксам, спрятанным в туалетах на первом этаже, после чего сточные воды помещаются в очистные резервуары в подвале и отсюда идут в городскую канализацию.

### **1.6.5. Пожарная система**

Противопожарные устройства расположены на каждом этаже и в каждой комнате, в общественных местах каждого этажа. Чтобы предотвратить возгорание помещения на этажах, есть пожарный гидрант и переносные огнетушители для быстрого тушения пожара при возникновении. Вода берется из верхней части резервуаров.

В случае пожара, предусмотрены для выхода людей - 2 лестницы. На лестничной клетке электрическое освещение, которое организуется автоматически с принудительной системой вентиляции, чтобы предотвратить удушье.

### **1.7. Техничко-экономические показатели**

Состав технико-экономических показателей определяется в соответствии с функциональным назначением объекта капитального строительства. Проектная документация обладает необходимой и достаточной информацией всех технических характеристиках и стоимостных данных объекта.

Техничко-экономические показатели здания представлены в таблице 1.1.

Таблица 1.1. Техничко-экономические показатели

№	Наименование показателя	Ед. изм.	Значение
1	Этажность здания	эт.	44
2	Глубина объекта (до отметки верха пола 3-го этажа)	м	-11,4
3	Общая площадь надземной части здания	м <sup>2</sup>	3748,5
4	Общая площадь подземной части здания	м <sup>2</sup>	5093,5
5	Строительный объем здания	м <sup>3</sup>	12370
	в том числе – подземной части		18337

**Раздел №2**  
**ИНЖЕНЕРНО – ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ**  
**УСЛОВИЯ**



## **2.1. Местоположение и рельеф**

Национальный конференц-центр со встроенно-пристроенными офисными зданиями и подземным паркингом по адресу: на севере моста Танг Лонг, в районе Донг Ань, город Ханой. Когда строительство будет завершено конференц-центр станет современным зданием и сыграет чрезвычайно важную роль в этой нише а также украсит архитектурный облик Ханоя.

В процессе строительства были проведены изыскания по периметру проектируемого здания, что соответствует требованиям СП 47.13330.2016 «Инженерные изыскания для строительства».

## **2.2. Характеристика природных условий района строительства**

Место строительства, где выполнены инженерно-геологические изыскания, располагается на севере реки Танг Лонг, в районе Донг Ань, город Ханой.

Этот участок расположен в центре города и в соответствии с планировочной композицией в районе Донг Ань, в последствии станет современным градостроительным районом столицы Ханоя. Район Донг Ань находится в дельте Красной реки в северной части. Рельеф Донг Ань относительно ровный, склон постепенно уменьшается в направлении северо-запад. Средняя высота Донг Ань колеблется от +7 до + 8 м над уровнем моря.

Согласно общей архитектурной концепции к 2030 году численность населения в регионе Северной Красной реки будет составлять около 1,7млн человек и этот район будет поделён на 4 района для комфортного развития. Район Донг Ань включает в себя: весь городской район Донг Ань, и часть городских районов Ме Линь - Донг Ань и Донг Ань - Йен Вьен.

Донг Ань - Ханой расположен в дельте Красной реки, который расположен во влажном тропическом муссонном климате. Среднегодовая температура Донг Ань составляет около 25,0°С, абсолютная высокая

температура составляет около 40,0 °С, абсолютная низкая температура составляет 2,7 °С. Два самых жарких месяца года - июнь и июль, самая высокая среднемесячная температура составляет около 30,0 °С. Самые холодные месяцы - декабрь и январь, средняя температура самого низкого месяца составляет около 18,0 °С. Расположенный во влажном тропическом климате, в этом районе количество дождливых дней относительно велико, около 145 дней в году; Среднегодовое количество осадков составляет около 1300-1600 мм.

В первые месяцы холодного сезона (с ноября по декабрь) стоит сухая погода, дождей практически нет. В последние месяцы холодного сезона (с января по март) много морозящего, дождя, влажность составляет равный 84,0 %.

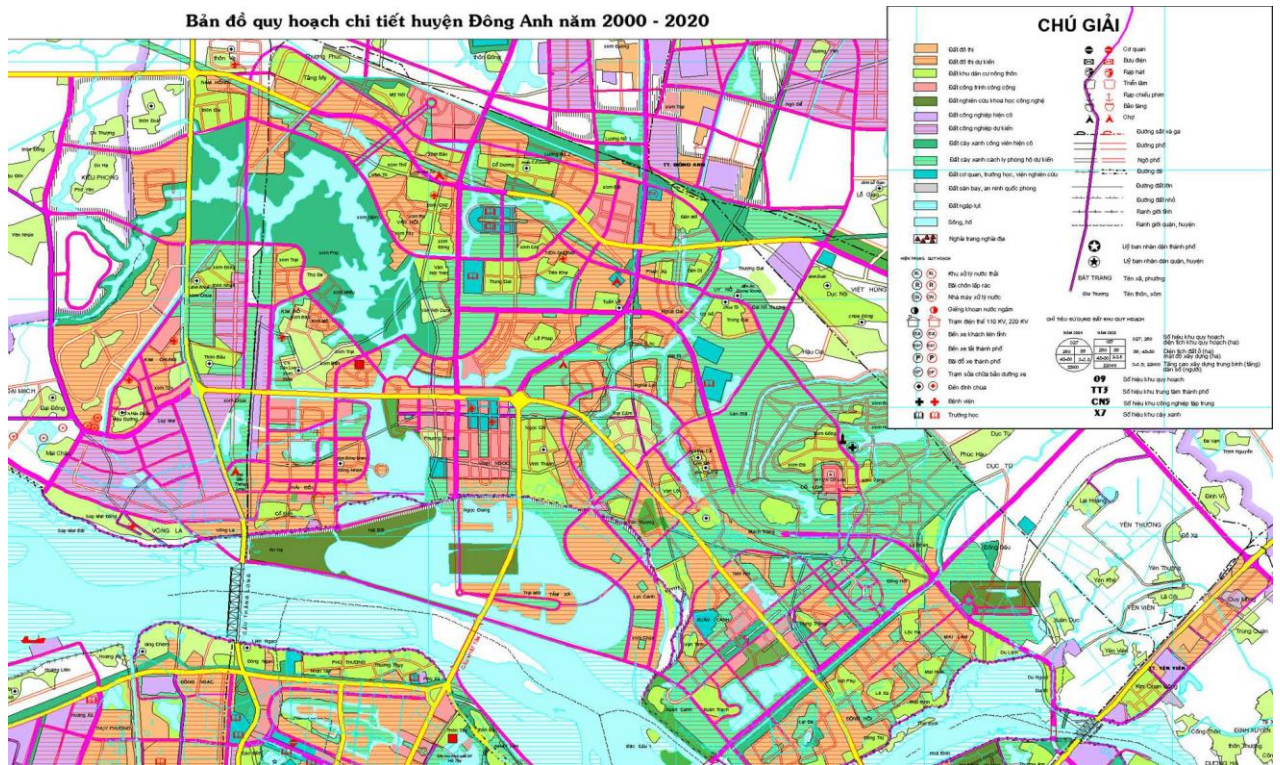
При вышеуказанном климате средняя влажность Донг Ань составляет 84,0 %, уровень колебаний влажности в эти месяцы года находится в диапазоне 80,0 – 87,0 %.

Ветровой режим носит сезонный характер: юго-восточный муссон в жаркое время года (с апреля по октябрь), скорость ветра 3 м/с; Северо-восточный муссон в холодное время года (с ноября по март), скорость ветра 5м/с. Северо-восточные муссонные ветры создают холодную погоду зимой.

## **2.3. Общие характеристики района строительства**

### **2.3.1. Геоморфологические условия района**

Рельеф района Донг Ань относительно ровный, но также довольно разнообразный, очень подходящий для всестороннего социально-экономического развития. Весь район подходит для развития натурального зеленого ландшафта, строительства объектов гражданской, промышленной и городской инфраструктуры.



*Рис 1. Подробная карта планирования района Донг Ань с 2000 по 2020 год*

### 2.3.2. Геоморфологические условия района

Донг Ань является пригородным районом недалеко от столицы Ханоя. Кроме того, вся территория Донг Ан является пустой и незастроенной, что очень удобно для развития сельского хозяйства, промышленности и городских районов.

В настоящее время около 52,0 % территории района Донг Ань составляют сельскохозяйственные угодья, где выращивают в основном рис и другие однолетние культуры, такие как кукуруза, маниока, арахис и бобы (что составляет 48,0 % от общей площади района). Площадь сельскохозяйственных угодий для многолетних культур составляет только 1,0 %, а земли для аквакультуры - только 3,0 % от общей площади района. На долю несельскохозяйственных земель приходится около 46,0 % земельной площади района, в основном земли для жилья (11,7 %) и для специализации (21,80 %).

Эти неиспользуемые земли в районе по-прежнему составляют 354,4 Га, что соответствует почти 2,0 % площади района.

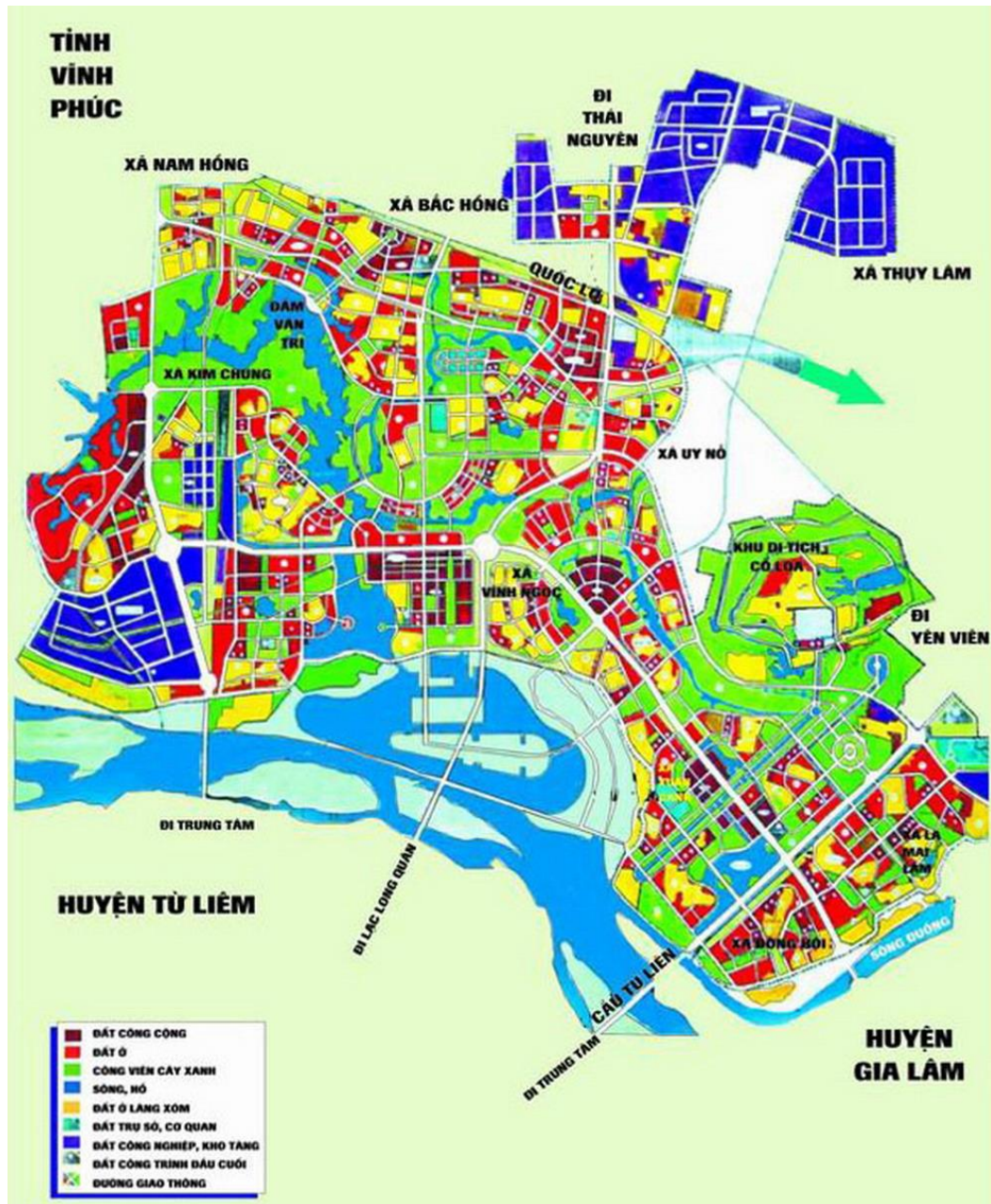


Рис 2. Схема зонирования рельефа района Донг Ань – Ханой до 2020 года



## **2.4. Общие характеристики площадки строительства**

### **2.4.1. Геоморфологические условия площадки**

Участок изысканий расположен на севере реки Танг Лонг, в районе Донг Ань, вблизи города Ханой. При оценке геоморфологических условий строительной площадки необходимо брать во внимание указанные характеристики: колебания высот, устойчивость рельефа, угол склонов и значения абсолютных отметок.

В связи с тем, что колебания высот на площадке строительства составляют менее 1,0 м, можно сказать, что данная площадка по типу рельефа является равниной.

Абсолютные отметки с нивелированной поверхности составляют от 19,90 м до 20,0 м. Перепады высот не превышают одного метра, поэтому по абсолютной высоте площадка строительства является низкой.

Рельеф имеет понижение по направлению северо-запада. Уклон составляет  $0,2^{\circ}$  –  $0,25^{\circ}$ . Из за этого следует, что равнина, где расположена площадка, принадлежит к плоской.

### **2.4.2. Геологическое строение площадки**

Инженерно-геологические исследования показали, что общая стратиграфическая структура района Донг Ань выглядит следующим образом:

- Толщина растительного слоя составляет от 0,20 до 0,30 м;
- Слой коричневой, красно-коричневой глины имеет толщину от 0,40 до 3,20 м;
- Слой желтого песка толщиной от 3,0 до 18,0 м;

- Слой черного песка, смешанный с глинистыми грунтами текучей консистенции на глубине от 20,0 до 30,0 м, толщиной от 2,50 до 4,0 м;
- С глубины от 27,0 до 42,0 м галька смешивается с крупнозернистым песком.

Ниже, на глубине от 27,0 до 42,0 м расположен слой плотного песка с галькой. Слой, является хорошим основанием, подходящим для строительства крупных промышленных и городских сооружений.

### **2.4.3. Гидрогеологические условия площадки**

Инженерно-геологические условия площадки строительства относительно сложные со слоями слабых грунтов вблизи поверхности и высоким уровнем грунтовых вод на отметке -4,50 м от относительной отметке -0,60 м, это слой ИГЭ 2 «глина текучая, коричневатая-серая, смешанная с органическим включением».

Грунтовые воды по отношению к бетону не агрессивны, по отношению к арматуре железобетонных конструкций при постоянном погружении – не агрессивны, при периодическом смачивании – среднеагрессивны, по отношению к свинцовой оболочке кабеля - низкоагрессивны, к алюминиевой – высокоагрессивны.

#### 2.4.4. Инженерно-геологические условия площадки

По результатам инженерно-геологических изысканий геологическая зона под скважиной имеет глубину 61 м, состоит из 9 слоев грунтов.

##### **ИГЭ 1: насыпь слежавшаяся.**

Глубина слоя 1,6 м.

Почвенный слой слабый и довольно сложный, уплотнение не устойчивое. Поэтому его нельзя использовать в качестве основания для фундамента, этот слой удаляется при строительстве сооружения.

##### **ИГЭ 2: глина текучая, коричневатая-серая, смешанная с органическими включениями.**

Глубина слоя 16,1 м.

- Плотность грунта  $\gamma_w = 17,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ;
- Естественная влажность  $W = 41,1\%$ ;
- Разновидности
  - по числу пластичности  $I_p = WL - W_p = 43,3 - 26,5 = 16,8 (0,168)$ ;
  - по показателю текучести  $I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{44,1 - 26,5}{16,8} = 1,048$ ;
- Коэффициент пористости
 
$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{26,5}{17} (1 + 0,441) - 1 = 1,246;$$
- Удельный вес с учетом взвешивающего действия воды влажность

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,5 - 10}{1 + 1,246} = 7,346 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

- Коэффициент уплотнения грунта  $k_{\text{cot}} = 0,61 \text{кПа}^{-1}$ ;
- Удельное сцепление  $c_{\text{II}} = 7 \text{кПа}$ ;
- Угол внутреннего трения  $\varphi = 6,3^{\circ}$ ;
- Модуль деформации грунта  $E = 1,5 \text{МПа}$ ;
- Расчетное сопротивление  $R_0$  не нормируется!

**ИГЭ 3: песок рыхлый, пепельно-серый, средне-коричневый  
средний плотный, маловажный водой.**

Глубина слоя 5,1 м.

- Плотность грунта  $\gamma_w = 19,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ;
- Естественная влажность  $W = 26\%$ ;
- Коэффициент пористости
 
$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{26,7}{19} (1 + 0,26) - 1 = 0,771;$$
- Удельный вес с учетом взвешивающего действия воды влажность
 
$$\gamma_{\text{sb}} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,7 - 10}{1 + 0,771} = 9,43 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$
- Степень водонасыщения  $S_r = \frac{W \times \gamma_s}{e \times \gamma_w} = \frac{0,26 \times 26,7}{0,771 \times 19,0} = 0,47;$
- Коэффициент уплотнения грунта  $k_{\text{cot}} = 0,13 \text{кПа}^{-1}$ ;
- Угол внутреннего трения  $\varphi = 30^{\circ}$ ;
- Модуль деформации грунта  $E = 13,5 \text{МПа}$ ;
- Расчетное сопротивление  $R_0$  не нормируется!



**ИГЭ 4: глина текучепластичная, коричневатая-серая, смешанная с органическими включениями.**

Глубина слоя 10,2 м.

- Плотность грунта  $\gamma_w = 17,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ;
- Естественная влажность  $W = 42\%$ ;
- Разновидности
  - по числу пластичности  $I_p = W_L - W_p = 45,5 - 27 = 18,5(0,185)$ ;
  - по показателю текучести  $I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{42 - 27}{18,5} = 0,811$ ;
- Коэффициент пористости
 
$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{26,3}{17,2} (1 + 0,42) - 1 = 1,171;$$
- Удельный вес с учетом взвешивающего действия воды влажность
 
$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,3 - 10}{1 + 1,171} = 7,508 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$
- Коэффициент уплотнения грунта  $k_{\text{сот}} = 0,55 \text{кПа}^{-1}$ ;
- Удельное сцепление  $c_{II} = 9,1 \text{кПа}$ ;
- Угол внутреннего трения  $\varphi = 18^0$ ;
- Модуль деформации грунта  $E = 15 \text{МПа}$ ;
- Расчетное сопротивление  $R_0$  не нормируется!

**ИГЭ 5: песок песок мелкий, серый, желтовато-серый, средней плотности, маловажный водой.**

Глубина слоя 3,0 м.

- Плотность грунта  $\gamma_w = 19,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ;
- Естественная влажность  $W = 26\%$ ;
- Коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{26,6}{19,2} (1 + 0,26) - 1 = 0,746;$$

- Удельный вес с учетом взвешивающего действия воды влажность

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,746} = 9,507 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

- Степень водонасыщения  $S_r = \frac{W \times \gamma_s}{e \times \gamma_w} = \frac{0,26 \times 26,6}{0,746 \times 19,2} = 0,48;$
- Коэффициент уплотнения грунта  $k_{cot} = 0,13 \text{кПа}^{-1}$ ;
- Угол внутреннего трения  $\varphi = 30^0$ ;
- Модуль деформации грунта  $E = 13,5 \text{МПа}$ ;
- Расчетное сопротивление грунты  $R_0 = 300 \text{кПа}$ ;

**ИГЭ 6: суглинок мягкопластичный, коричневатого-серый.**

Глубина слоя 3,4 м.

- Плотность грунта  $\gamma_w = 17,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ;
- Естественная влажность  $W = 33,8\%$ ;
- Разновидности
  - по числу пластичности

$$I_p = W_L - W_p = 38,5 - 23,1 = 15,4(0,154);$$

- по показателю текучести  $I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{33,8 - 23,1}{15,4} = 0,695;$

– Коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1 + W) - 1 = \frac{26,9}{17,8}(1 + 0,338) - 1 = 1,022;$$

– Удельный вес с учетом взвешивающего действия воды влажность

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,9 - 10}{1 + 1,022} = 8,358 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

– Коэффициент уплотнения грунта  $k_{cot} = 0,53 \text{кПа}^{-1};$

– Удельное сцепление  $c_{II} = 9,6 \text{кПа};$

– Угол внутреннего трения  $\varphi = 7,4^0;$

– Модуль деформации грунта  $E = 5 \text{МПа};$

– Расчетное сопротивление  $R_0$  не нормируется!

### **ИГЭ 7: песок мелкий, средний крупности, маловажный водой.**

Глубина слоя 1,0 м.

– Плотность грунта  $\gamma_w = 19,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$

– Естественная влажность  $W = 26\%;$

– Коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1 + W) - 1 = \frac{26,6}{19,1}(1 + 0,26) - 1 = 0,755;$$

– Удельный вес с учетом взвешивающего действия воды влажность

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,755} = 9,459 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

- Степень водонасыщения  $S_r = \frac{W \times \gamma_s}{e \times \gamma_w} = \frac{0,26 \times 26,6}{0,755 \times 19,1} = 0,48$ ;
- Коэффициент уплотнения грунта  $k_{cot} = 0,13 \text{кПа}^{-1}$ ;
- Угол внутреннего трения  $\varphi = 30^0$ ;
- Модуль деформации грунта  $E = 13,5 \text{МПа}$ ;
- Расчетное сопротивление грунты  $R_0 = 300 \text{кПа}$ .

**ИГЭ 8: суглинок текучепластичный, коричнево-серый, темно-серый, смешанный органический.**

Глубина слоя 4,8 м.

- Плотность грунта  $\gamma_w = 17,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ;
- Естественная влажность  $W = 33,8\%$ ;
- Разновидности
  - по числу пластичности
 
$$I_p = W_L - W_p = 39,1 - 23,4 = 15,7 (0,157);$$
  - по показателю текучести  $I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{33 - 23,4}{15,7} = 0,93$ ;
- Коэффициент пористости
 
$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{26,4}{17,5} (1 + 0,38) - 1 = 1,082;$$
- Удельный вес с учетом взвешивающего действия воды влажность
 
$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,4 - 10}{1 + 1,082} = 7,877 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$
- Коэффициент уплотнения грунта  $k_{cot} = 0,44 \text{кПа}^{-1}$ ;
- Удельное сцепление  $c_{II} = 9,5 \text{кПа}$ ;

- Угол внутреннего трения  $\varphi = 8^0$ ;
- Модуль деформации грунта  $E = 3\text{МПа}$ ;
- Расчетное сопротивление  $R_0$  не нормируется!

### **ИГЭ 9: гравийно-галечный грунт.**

Глубина слоя более 15,8 м.

- Плотность грунта  $\gamma_w = 17,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ;
- Естественная влажность  $W = 16\%$ ;
- Коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{26,4}{20,1} (1 + 0,16) - 1 = 0,524;$$

- Удельный вес с учетом взвешивающего действия воды влажность

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,4 - 10}{1 + 0,524} = 10,761 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

- Степень водонасыщения  $S_r = \frac{W \times \gamma_s}{e \times \gamma_w} = \frac{0,16 \times 26,4}{0,524 \times 20,1} = 0,4$ ;
- Угол внутреннего трения  $\varphi = 38^0$ ;
- Модуль деформации грунта  $E = 50\text{МПа}$ .

Таблица 2.1. Нормативные и расчетные показатели физико-механических свойств грунов

ИГЭ-2	ИГЭ-1	№ слоя (ИГЭ)	Наименование грунта	Интервал изменения мощности слоя, м	Плотность грунта $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Плотность мин.частиц $\rho_s$ , кг/м <sup>3</sup>	Влажность, %			Число пластичности $I_p$	Показатель текуч. $I_L$	Коэффициент пористости $e$	Угол внут. трения $\varphi$ , град.	Удельное сцепление $c_d$ , КПа	Коэффициент уплотнения грунта $k_{сот}$ , кПа <sup>-1</sup>	Степень водонасыщения $S_r$	Модуль деформации грунта $E$ , МПа
							Природная $W$	На грани текуч. $W_L$	На грани раскат. $W_p$								
ИГЭ-2	ИГЭ-1		Насыпнь слежавшаяся	1,60	6,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ИГЭ-2			Глина текучая, коричневат-серая, смешанная с органическими включениями	16,10	17,00	26,50	44,10	44,30	26,50	0,168	1,048	1,246	6,30	7,00	-	0,61	1,50

ИГЭ-3	Песок мелкий, пепельно-серый, средне-коричневый средний плотный, маловажный водой	5,10	19,00	26,70	26,00	-	-	-	-	0,771	30,00	-	0,47	0,13	13,50
ИГЭ-4	Глина текучепластичная, коричневатая-серая, темно-серая, смешанная с органическими включениями	10,20	17,20	26,30	42,00	45,80	27,00	0,185	0,811	1,171	18,00	9,10	-	0,55	15,00
ИГЭ-5	Песок мелкий, серый, желтовато-серый, средней плотности, маловажный водой	3,00	19,20	26,60	26,00	-	-	-	-	0,746	30,00	-	0,48	0,13	13,50
ИГЭ-6	Суглинок мягкопластичный, коричневатая-серый	3,40	17,80	26,90	33,80	38,50	23,10	0,154	0,695	1,022	7,40	9,60	-	0,53	5,00
ИГЭ-7	Песок мелкий, средний крупности, маловажный водой	1,00	19,10	26,60	26,00	-	-	-	-	0,755	30,00	-	0,48	0,13	13,50
ИГЭ-8	Суглинок текучепластичный, коричнево-серый, темно-серый, смешанный органический	4,80	17,50	26,40	38,00	39,10	23,40	0,157	0,930	1,082	8,00	9,50	-	0,44	3,00
ИГЭ-6	Гравийно-галечный грунт	>15,8	20,10	26,40	16,00	-	-	-	-	0,524	38,00	2,00	0,40	-	50,00

## **2.5. Инженерно-геологические процессы на площадке строительства**

Опасные процессы и явления (карстово-суффозионные) в процессе изучения геологических и гидрогеологических условий района не выявлены.

### **ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНАЦИИ**

Площадка строительства расположена на севере от центра города. Здания, расположенные рядом, не входят в зону влияния застройки. Под площадью застройки конференц-центра находятся мощные слои слабых водонасыщенных грунтов, представленных суглинками и песками с органическими включениями. На глубине 47 м находится слой плотного песка с включениями гравия, который может служить основанием для многоэтажного здания.

В этом случае оптимальным вариантом может быть признан свайный фундамент. При проектировании плиты и подземных этажей необходимо учесть высокий уровень грунтовых вод и предусмотреть горизонтальную и вертикальную гидроизоляцию.

Согласно СП 22.13330.2016 "Основания зданий и сооружений" предварительный радиус зоны влияния от разработки котлована при данных конструкциях ограждения и методов крепления составляет  $R = 2H_k = 2 \times 13 = 26\text{м}$ , где  $H_k = 13\text{м}$  - глубина котлована.



**Раздел №3**

**РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТИВНЫЙ**

### 3.1. Описание проектируемого объекта

Конструктивная схема национального конференц-центра выбрана на основании архитектурно-планировочных решений. Национальный конференц-центр расположен в осях 2-13 и Б-К. Объект имеет подземные паркинги, расположенные в осях 1-14 и А-Л. Все вышеуказанные виды конструкций выполнены из монолитного железобетона.

Проектируемое сооружение представляет собой здание с размерами в плане 83,5 x 61,0 м.

Конструктивная схема подземного паркинга представляет собой каркас из монолитных железобетонных колонн, стен, монолитных железобетонных плит перекрытий. Жесткость системы обеспечивается жестким соединением колонн и стен с фундаментной плитой и дисками перекрытия и покрытия. Размеры в плане проектируемого паркинга 83,5 x 61,0 м. Высоты этажей: 4,2 м для первого подземного уровня, 3,6 м для второго и третьего подземных уровней.

По природным условиям согласно СП 131.13330.2012 “Строительная климатология”, здание расположено в климатическом районе строительства с ветровым районом: нормативное значение ветровой нагрузки 0,95 кН/м<sup>2</sup>.

Размеры и материалы основных конструкций:

*Ограждающие стены паркинга* – монолитные железобетонные толщиной 800 мм., бетон класса В25; арматура класса А400.

*Монолитные колонны* приняты сечением 750 x 750 мм для основных колонн и 1000 x 1200 мм для расширенных колонн. Бетон для колонн класса В25. Колонны армируются отдельными стержнями арматуры класса А400.

*Плиты перекрытия* толщиной приняты 200 мм, что соответствует условию достаточной жёсткости. Бетон для плиты класса В25, арматуры класса А400.

*Наружные стены* - монолитные железобетонные стены толщиной 800мм из бетона класса В25 в паркинге и кирпичные с утеплителем в здании выше уровня земли.

*Лестничные марши и площадки* – железобетонные монолитные из бетона класса В25 и арматуры класса А400.

*Фундаментом* под подземным паркингом приняты 2 типа свай: свай-баретты длиной 37 м и буронабивные сваи диаметром 800 мм, длиной 34,5 м. Верхняя арматура укладывается на пространственные поддерживающие каркасы. В местах наибольших моментов укладываются дополнительные стержни. Шаг основной арматуры принят 200мм. Крестообразные пересечения стержней вяжутся вязальной проволокой. Два крайних пересечений стержней по периметру должны быть перевязаны в каждом узле, внутренние пересечения стержней перевязываются через узел в шахматном порядке.

*Фундаментная плита* - монолитные железобетонные плиты толщиной 1000 мм из бетона класса В25 и арматуры класса А400. Для бетонной подготовки принят бетон класса В7.5 толщиной 100 мм.

Рассматривается конструктивная модель с использованием несущей железобетонной конструкции с помощью программного комплекса ANSYS: несущая конструкция здания включает каркасную систему, стену, сердечник из монолитного железобетонного блока.

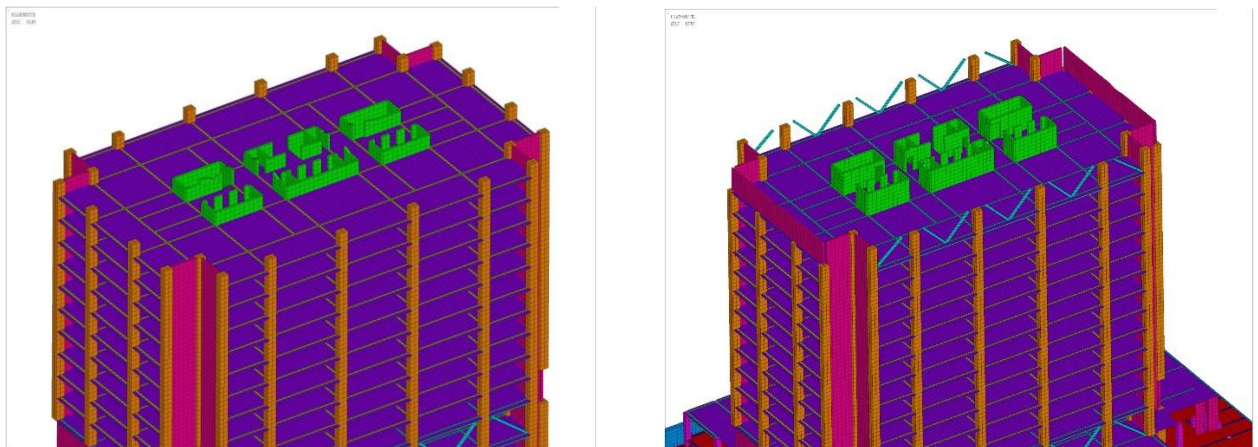


Рис 3.1. Изометрия. Конструкции типового этажа Рис 3.2. Изометрия. Конструкции аутриггерного этажа

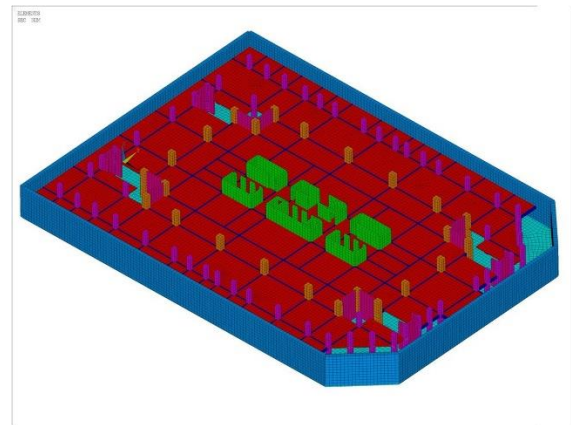
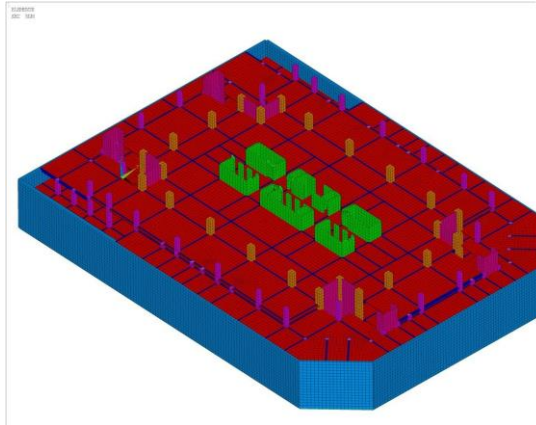


Рис 3.3. Изометрия. Конструкции цокольного этажа    Рис 3.4. Изометрия. Конструкции подземного этажа

### 3.2. Сбор нагрузок и воздействий

Нагрузки и воздействия определены согласно СП 20.13330.2011 “Нагрузки и воздействия”. Значения нагрузок и их классификация приняты с учётом коэффициентов надёжности по нагрузке, характеризующих возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений при отключении от условий нормальной эксплуатации. Нагрузки делятся на постоянные, временные и ветровые.

К постоянным нагрузкам относятся: собственный вес конструкций, покрытия полов, вес грунта засыпки, давление грунта и напряжений в основании, давление подземных грунтовых вод.

К временным нагрузкам были отнесены: вес стационарного оборудования, нагрузки от людей, температурно-климатический воздействия, временная нагрузка с покрытия.

К ветровым нагрузкам: Для многоэтажных зданий ветровые воздействия является наиболее существенной из временных нагрузок. Ветровые нагрузки возникают, так как здания представляет собой препятствия для перемещения воздушных масс, их форма, как правило, не совершенная с точки зрения аэродинамики приводит к изменению направления ветрового потока и местным его завихрениям. При расчёте принятых конструктивных систем

здания для оценки их предельных состояний использовался вычислительный программный комплекс ANSYS.

### 3.2.1. Постоянные и временные нагрузки от конструкций

В табличной форме представлены сбор нагрузок на плиты перекрытия по типам помещений (без учета коэффициента надежности по ответственности).

Таблица 3.1. Нагрузки на 1м<sup>2</sup> перекрытия жилого помещения

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<b><u>Постоянная:</u></b>			
Конструкция пола: отделка $\delta = 160\text{мм}$ , $\rho = 2500\text{кг / м}^3$	4,00	1,30	5,20
Отделка потолка и инженерно-коммуникационные сети	1,00	1,30	1,30
<b>Итого постоянная нагрузка <math>g_1</math></b>	<b>5,00</b>	-	<b>6,50</b>
<b><u>Временная:</u></b>			
Полезная	3,00	1,20	3,60
Перегородки	3,00	1,10	3,30
<b>Итого временная нагрузка <math>v_1</math></b>	<b>6,00</b>	-	<b>6,90</b>
<b>Полная нагрузка <math>g_1 + v_1</math></b>	<b>11,00</b>	-	<b>13,40</b>

Таблица 3.2. Нагрузки на 1м<sup>2</sup> перекрытия офисного помещения

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<b><u>Постоянная:</u></b>			
Конструкция пола: отделка $\delta = 160\text{мм}$ , $\rho = 2500\text{кг / м}^3$	4,00	1,30	5,20
Отделка потолка и инженерно-коммуникационные сети	0,50	1,30	0,65
<b>Итого постоянная нагрузка <math>g_1</math></b>	<b>4,55</b>	-	<b>5,85</b>

<b><u>Временная:</u></b>			
Полезная	4,00	1,20	4,80
Перегородки	3,00	1,10	3,30
<b>Итого временная нагрузка <math>v_1</math></b>	<b>7,00</b>	<b>-</b>	<b>8,10</b>
<b>Полная нагрузка <math>g_1 + v_1</math></b>	<b>11,50</b>	<b>-</b>	<b>13,95</b>

Таблица 3.3. Нагрузки на  $1\text{ м}^2$  перекрытия технического этажа

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<b><u>Постоянная:</u></b>			
Конструкция пола: отделка $\delta = 160\text{ мм}$ , $\rho = 2500\text{ кг / м}^3$	4,00	1,30	5,20
Отделка потолка и инженерно-коммуникационные сети	3,00	1,30	3,90
<b>Итого постоянная нагрузка <math>g_1</math></b>	<b>7,00</b>	<b>-</b>	<b>9,10</b>
<b><u>Временная:</u></b>			
Полезная	10,00	1,20	12,00
Перегородки	3,00	1,10	3,30
<b>Итого временная нагрузка <math>v_1</math></b>	<b>13,00</b>	<b>-</b>	<b>15,30</b>
<b>Полная нагрузка <math>g_1 + v_1</math></b>	<b>20,00</b>	<b>-</b>	<b>24,40</b>

Таблица 3.4. Нагрузки на  $1\text{ м}^2$  перекрытия лифтового холла, коридоры

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<b><u>Постоянная:</u></b>			
Конструкция пола: отделка $\delta = 160\text{ мм}$ , $\rho = 2500\text{ кг / м}^3$	4,00	1,30	5,20
Отделка потолка и инженерно-коммуникационные сети	1,00	1,30	1,30
<b>Итого постоянная нагрузка <math>g_1</math></b>	<b>5,00</b>	<b>-</b>	<b>6,50</b>
<b><u>Временная:</u></b>			
Полезная	4,00	1,20	4,80
<b>Итого временная нагрузка <math>v_1</math></b>	<b>4,00</b>	<b>-</b>	<b>4,80</b>
<b>Полная нагрузка <math>g_1 + v_1</math></b>	<b>9,00</b>	<b>-</b>	<b>11,30</b>

Таблица 3.5. Нагрузки на 1м<sup>2</sup> перекрытия лестницы

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<b><u>Постоянная:</u></b>			
Керамическая плитка 300x300 $\delta = 20\text{мм}$ , $\rho = 2200\text{кг} / \text{м}^3$	0,44	1,10	0,48
Кирпич $\delta = 70\text{мм}$ , $\rho = 2000\text{кг} / \text{м}^3$	1,40	1,10	1,54
Минометная подкладка $\delta = 20\text{мм}$ , $\rho = 1800\text{кг} / \text{м}^3$	0,36	1,30	0,47
Железобетонный пол $\delta = 80\text{мм}$ , $\rho = 2500\text{кг} / \text{м}^3$	2,00	1,10	2,20
Штукатурный раствор $\delta = 15\text{мм}$ , $\rho = 1800\text{кг} / \text{м}^3$	0,27	1,30	0,35
<b>Итого постоянная нагрузка <math>g_1</math></b>	<b>4,47</b>	-	<b>5,04</b>
<b><u>Временная:</u></b>			
Полезная	3,00	1,20	3,60
<b>Итого временная нагрузка <math>v_1</math></b>	<b>4,00</b>	-	<b>4,80</b>
<b>Полная нагрузка <math>g_1 + v_1</math></b>	<b>7,47</b>	-	<b>8,64</b>

Таблица 3.6. Нагрузки на 1м<sup>2</sup> перекрытия эксплуатируемой кровли

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<b><u>Постоянная:</u></b>			
Монолитная плита: $\delta = 500\text{мм}$ , $\rho = 1200\text{кг} / \text{м}^3$	6,00	1,10	7,80
Бетонная гидроизоляция: $\delta = 60\text{мм}$ , $\rho = 2500\text{кг} / \text{м}^3$	1,50	1,10	1,65
<b>Итого постоянная нагрузка <math>g_1</math></b>	<b>7,50</b>	-	<b>9,45</b>
<b><u>Временная:</u></b>			
Полезная	4,00	1,20	4,80
<b>Итого временная нагрузка <math>v_1</math></b>	<b>4,00</b>	-	<b>4,80</b>
<b>Полная нагрузка <math>g_1 + v_1</math></b>	<b>11,50</b>	-	<b>14,25</b>

Таблица 3.7. Нагрузки на  $1\text{ м}^2$  перекрытия зала торговли

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<b><u>Постоянная:</u></b>			
Монолитная плита: $\delta = 160\text{ мм}$ , $\rho = 2500\text{ кг / м}^3$	4,00	1,30	5,20
Бетонная гидроизоляция: $\delta = 30\text{ мм}$ , $\rho = 1600\text{ кг / м}^3$	0,50	1,30	0,65
<b>Итого постоянная нагрузка <math>g_1</math></b>	<b>4,50</b>	-	<b>5,85</b>
<b><u>Временная:</u></b>			
Полезная	5,00	1,20	6,00
Перегородки	3,00	1,10	3,30
<b>Итого временная нагрузка <math>v_1</math></b>	<b>8,00</b>	-	<b>9,30</b>
<b>Полная нагрузка <math>g_1 + v_1</math></b>	<b>12,50</b>	-	<b>15,15</b>

Таблица 3.8. Нагрузки на  $1\text{ м}^2$  перекрытия зоны загрузки

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<b><u>Постоянная:</u></b>			
Монолитная плита: $\delta = 160\text{ мм}$ , $\rho = 2500\text{ кг / м}^3$	4,00	1,30	5,20
Бетонная гидроизоляция: $\delta = 11\text{ мм}$ , $\rho = 1800\text{ кг / м}^3$	2,00	1,30	2,60
<b>Итого постоянная нагрузка <math>g_1</math></b>	<b>6,00</b>	-	<b>7,80</b>
<b><u>Временная:</u></b>			
Полезная	10,00	1,20	12,00
Перегородки	3,00	1,10	3,30
<b>Итого временная нагрузка <math>v_1</math></b>	<b>13,00</b>	-	<b>15,30</b>
<b>Полная нагрузка <math>g_1 + v_1</math></b>	<b>19,00</b>	-	<b>23,10</b>



Таблица 3.9. Нагрузки на 1м<sup>2</sup> перекрытия парковки

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<b><u>Постоянная:</u></b>			
Монолитная плита: $\delta = 120\text{мм}$ , $\rho = 2500\text{кг / м}^3$	3,00	1,30	3,90
Бетонная гидроизоляция: $\delta = 11\text{мм}$ , $\rho = 1800\text{кг / м}^3$	2,00	1,30	2,60
<b>Итого постоянная нагрузка <math>g_1</math></b>	<b>5,00</b>	-	<b>6,50</b>
<b><u>Временная:</u></b>			
Полезная	5,00	1,20	6,00
<b>Итого временная нагрузка <math>v_1</math></b>	<b>5,00</b>	-	<b>6,00</b>
<b>Полная нагрузка <math>g_1 + v_1</math></b>	<b>10,00</b>	-	<b>12,50</b>

Таблица 3.10. Нагрузки фасада

Фасадная система	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<b>Модульный фасад</b>	<b>1,50</b>	<b>1,20</b>	<b>1,80</b>

### 3.2.2. Постоянные и временные нагрузки от конструкций

Здание расположен на севере реки Танг Лонг, в районе Донг Ань, города Ханой. Для ветровой нагрузки согласно СП 20.13330.2011 “Нагрузки и воздействия”.

Нормативное значение ветрового давления  $W_0 = 0,95\text{кН / м}^2$ .

Высота здания от 0,00 до кровли составляет 149,2 м, поэтому кроме статической ветровой нагрузки, необходимо учитывать динамическую ветровую нагрузку.

Нормативное значение среднего ветрового давления определяется по формуле:

$$W_m = W_0 \times K(z_e) \times C,$$

Значение расчета статической составляющей ветровой нагрузки относится к равномерно распределенной силе на уровне пола:

$$W_t = W_m \times \gamma \times m \times h_i,$$

где,  $\gamma$  - Коэффициент перегрузки, принимаемая 1,2 ;

$W_0$  - Нормативное значение ветрового давления,  $W_0 = 0,95 \text{ кН / м}^2$ ;

$C$  - Аэродинамический коэффициент, принимаемый  $C = 0,8$  для данного здания с наветренной и  $C = -0,6$  с подветренной сторон;

$m$ - коэффициент, проекта имеет срок службы более 50 лет, принимается 1,2;

$K(z_e)$  - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты  $z_e$  (определяется по табл. 11.2 [12]);

$h_i$  - высота двух смежных половин этажа (м).

Таблица 3.11. Расчет статической ветровой нагрузки

№ Этажи	$z$ , м	$K$	$C_1$	$C_2$	$W_0$ (кН/м <sup>2</sup> )	$H$ (м)	$m$	$M$	$W_t^{\text{навет.}}$ (кН/м)	$W_t^{\text{подвет.}}$ (кН/м)
1	0	0	0.8	0.6	0.95	0	1.2	1.2	0	0
2	4.5	0.86	0.8	0.6	0.95	4.75	1.2	1.2	4.471	3.353
3	9.5	0.992	0.8	0.6	0.95	4.15	1.2	1.2	4.505	3.379
4	12.8	1.067	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	3.854	2.890
5	16.1	1.091	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	3.940	2.955
6	19.4	1.124	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	4.059	3.045
7	22.7	1.154	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	4.169	3.126
8	26	1.184	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	4.276	3.207
9	29.3	1.214	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	4.383	3.288
10	32.6	1.236	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	4.462	3.348
11	35.9	1.255	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	4.534	3.399
12	39.2	1.275	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	4.605	3.454
13	42.5	1.295	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	4.677	3.508
14	45.8	1.315	0.8	0.6	0.95	3.45	1.2	1.2	4.964	3.724
15	49.4	1.336	0.8	0.6	0.95	4.3	1.2	1.2	6.289	4.715

16	54.4	1.358	0.8	0.6	0.95	4.15	1.2	1.2	6.166	4.626
17	57.7	1.371	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	4.951	3.714
18	61	1.384	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	4.997	3.749
19	64.3	1.395	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.038	3.779
20	67.6	1.407	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.080	3.811
21	70.9	1.418	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.122	3.841
22	74.2	1.43	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.163	3.873
23	77.5	1.441	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.205	3.903
24	80.8	1.452	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.245	3.933
25	84.1	1.462	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.281	3.96
26	87.4	1.472	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.317	3.987
27	90.7	1.482	0.8	0.6	0.95	3.45	1.2	1.2	5.596	4.197
28	94.3	1.493	0.8	0.6	0.95	4.3	1.2	1.2	7.025	5.269
29	99.3	1.508	0.8	0.6	0.95	4.15	1.2	1.2	6.849	5.137
30	102.6	1.516	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.476	4.106
31	105.9	1.524	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.505	4.128
32	109.2	1.532	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.533	4.150
33	112.5	1.54	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.562	4.171
34	115.8	1.548	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.59	4.193
35	119.1	1.556	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.619	4.215
36	122.4	1.564	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.648	4.236
37	125.7	1.572	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.676	4.258
38	129	1.58	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.705	4.280
39	132.3	1.588	0.8	0.6	0.95	3.3	1.2	1.2	5.733	4.301
40	135.6	1.595	0.8	0.6	0.95	3.45	1.2	1.2	6.024	4.517
41	139.2	1.604	0.8	0.6	0.95	4.3	1.2	1.2	7.549	5.661
Покрытие	144.2	1.616	0.8	0.6	0.95	5	1.2	1.2	8.843	6.632

Динамический ветер: имеет две составляющие: импульс скорости ветра и инерционная сила здания, возникающая при колебаниях.

В таблице 3.14. представлены первые 10 частот собственных колебаний анализируемого высотного здания. Формы колебаний здания представлены на рисунках П.1–П.10.

Таблица 3.12. Частоты собственных колебаний

№ п/п	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Частота, Гц	0.230	0.258	0.354	0.835	1.112	1.245	1.735	2.345	2.563	3.015

Частоты вычислены с учетом собственного веса несущих конструкций на жестком основании. Модуль упругости железобетонных и металлических элементов принимается равным начальному  $1,0E0$ , в соответствии с принятыми классами бетона и стали.

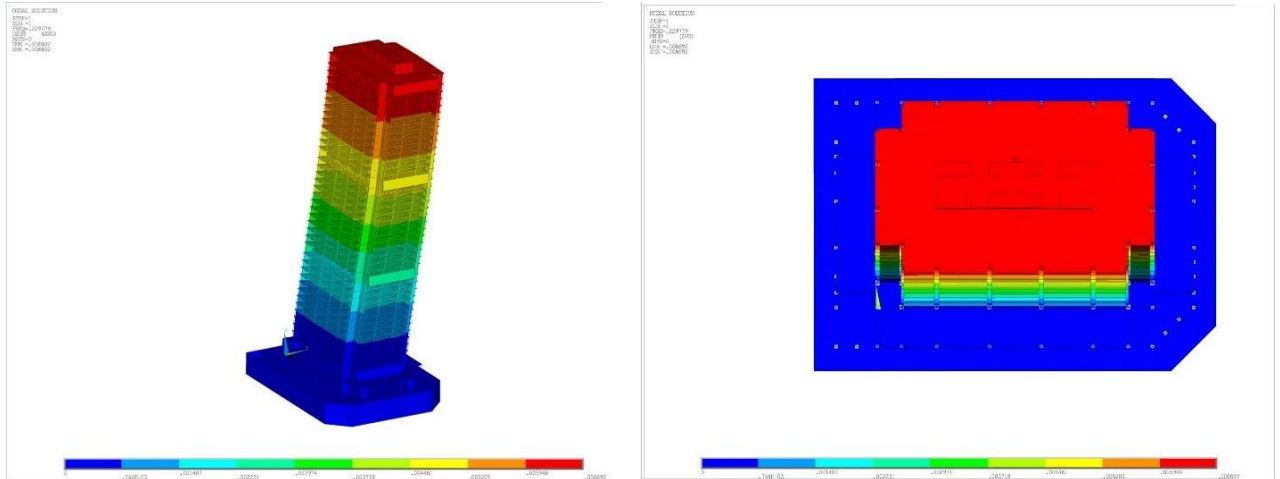


Рис 3.5. 1-ая форма собственных колебаний,  $f_1 = 0,230$  Гц.

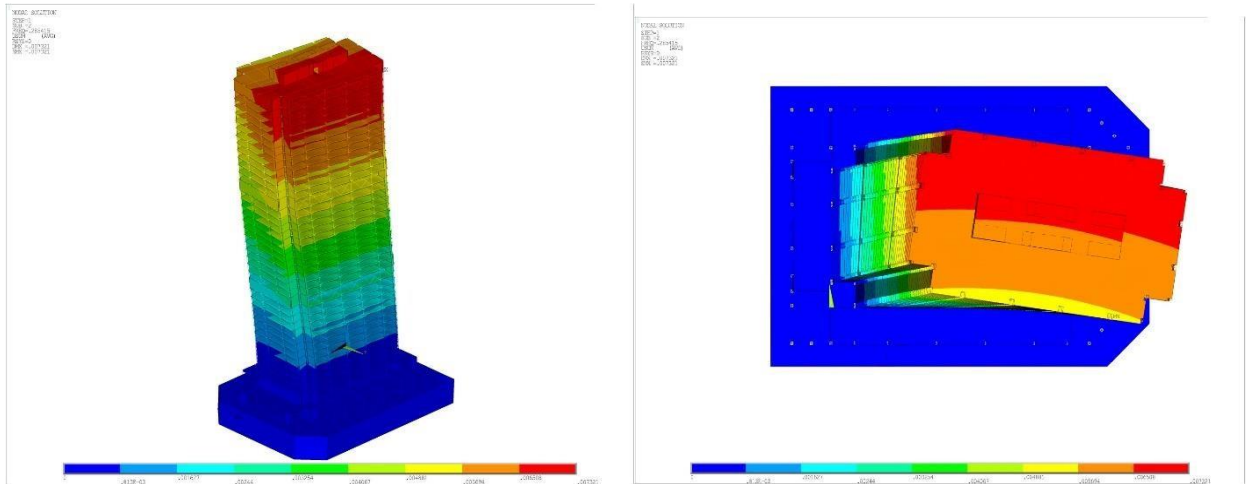


Рис 3.6. 2-ая форма собственных колебаний,  $f_2 = 0,285$  Гц.

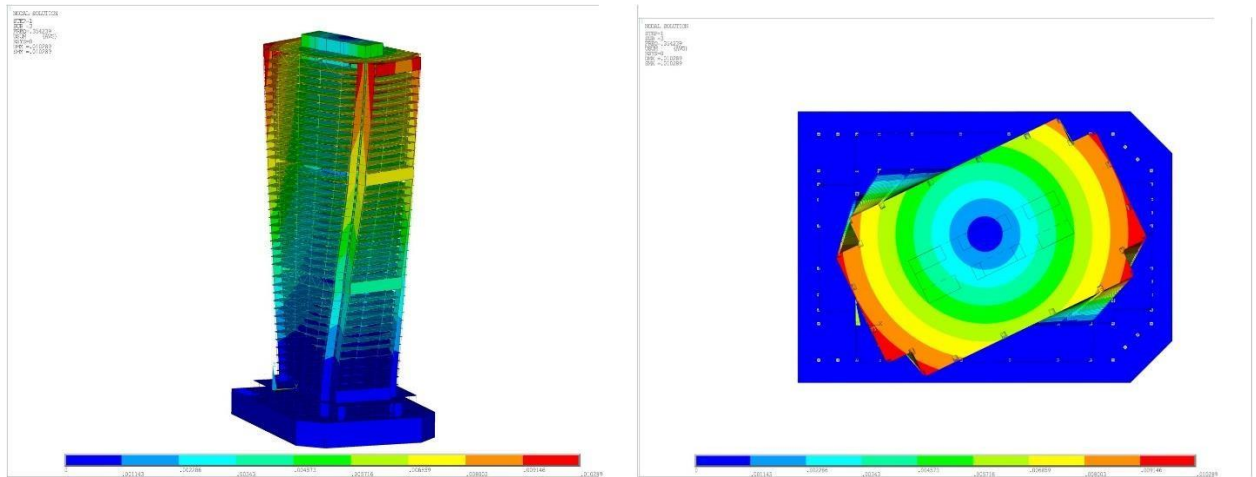


Рис 3.7. 3-ая форма собственных колебаний,  $f_3 = 0,354$  Гц.

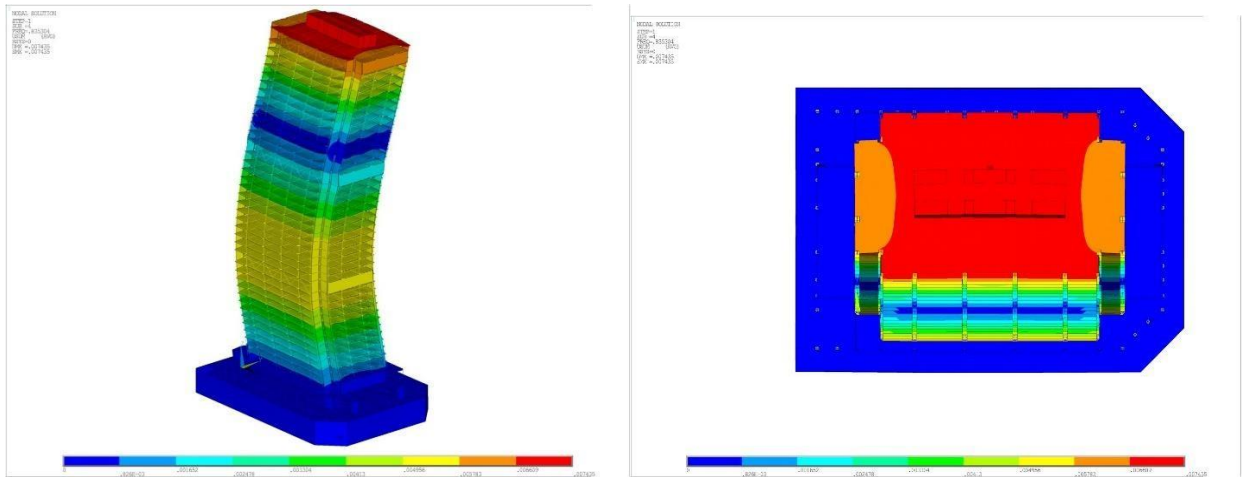


Рис 3.8. 4-ая форма собственных колебаний,  $f_4 = 0,835$  Гц.

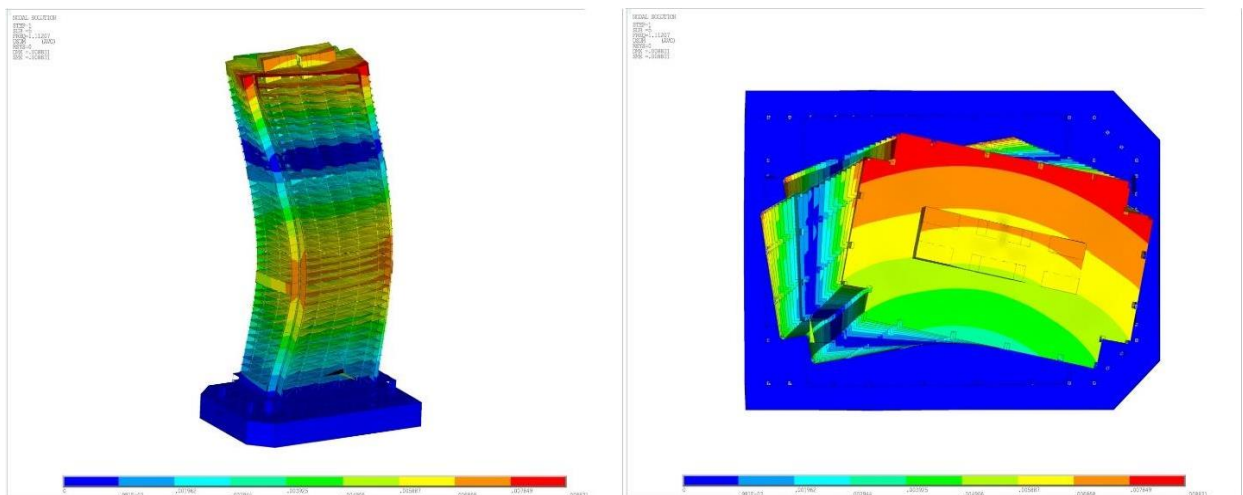


Рис 3.9. 5-ая форма собственных колебаний,  $f_5 = 1,112$  Гц.

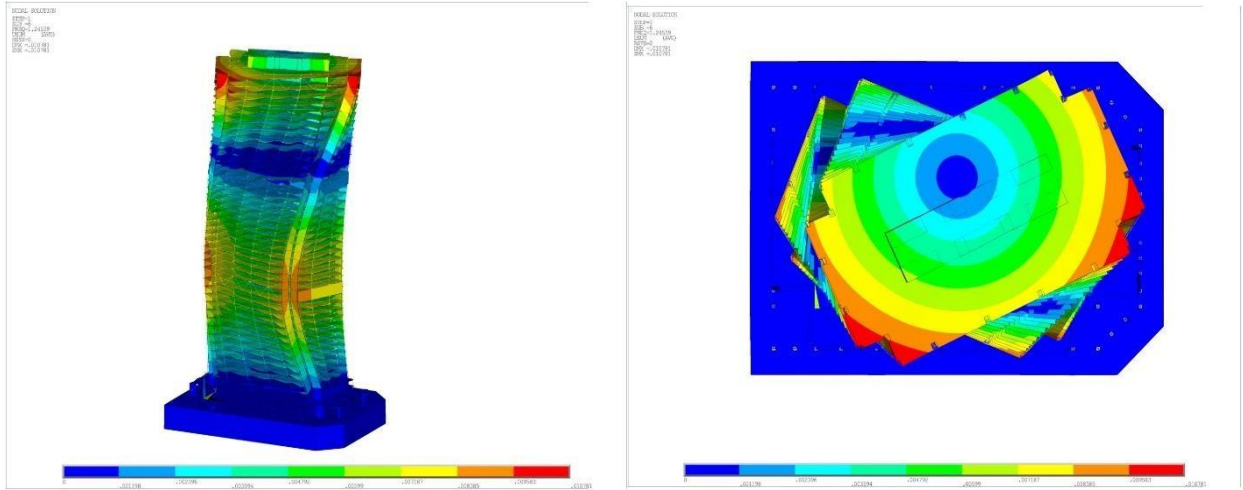


Рис 3.10. 6-ая форма собственных колебаний,  $f_6 = 1,245$  Гц.

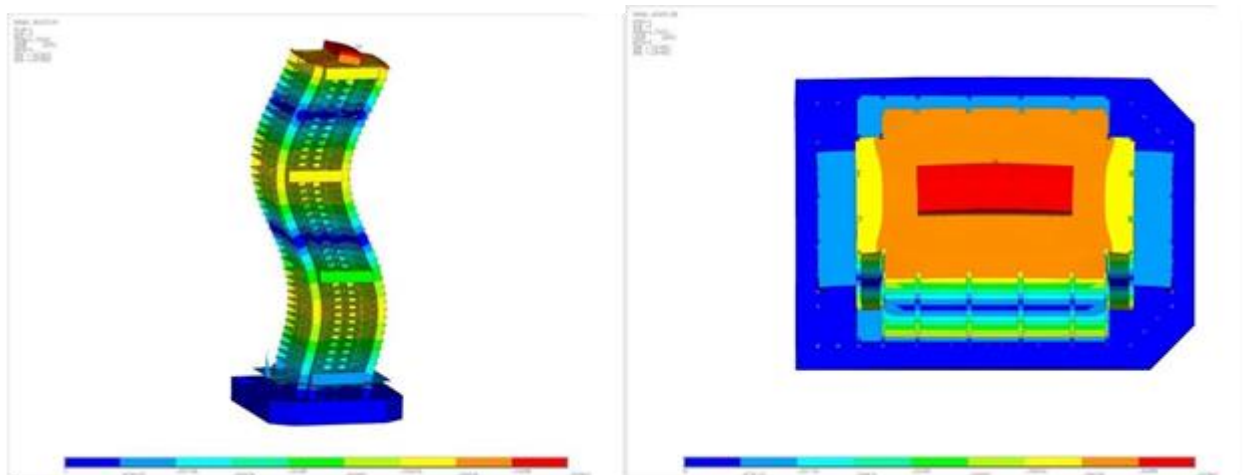


Рис 3.11. 7-ая форма собственных колебаний,  $f_7 = 1,753$  Гц.

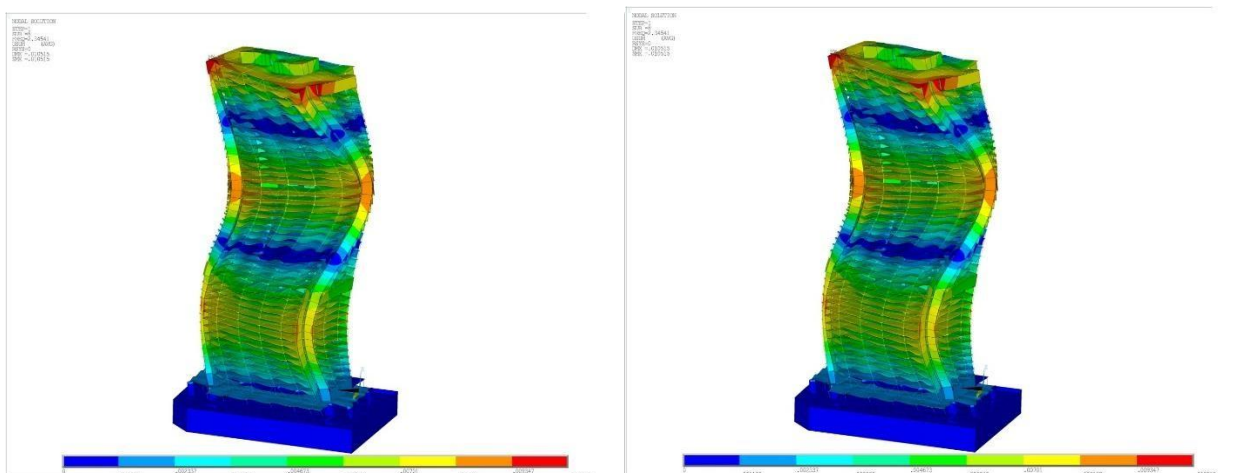


Рис 3.12. 8-ая форма собственных колебаний,  $f_8 = 2,345$  Гц.

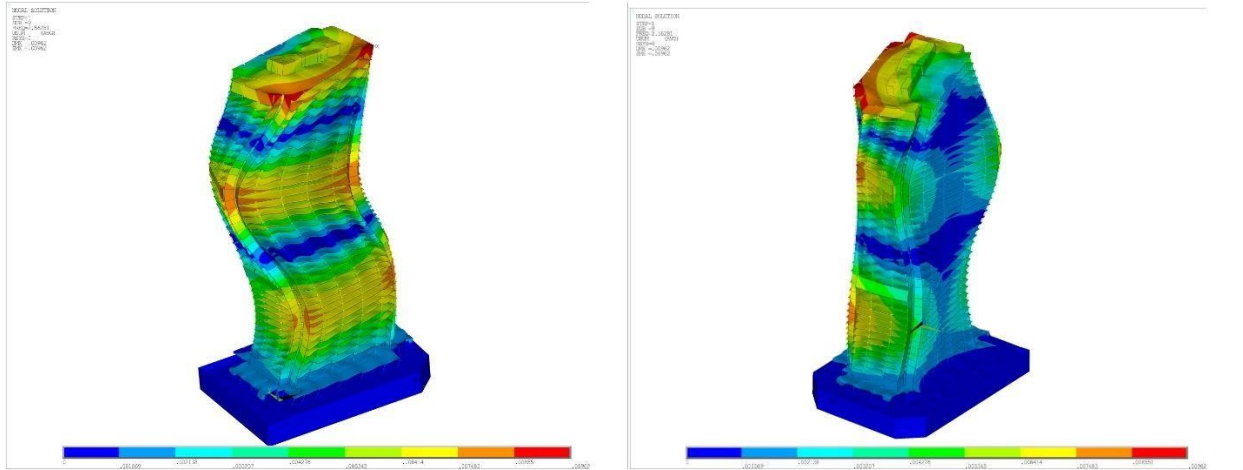


Рис 3.13. 9-ая форма собственных колебаний,  $f_9 = 2,563$  Гц.

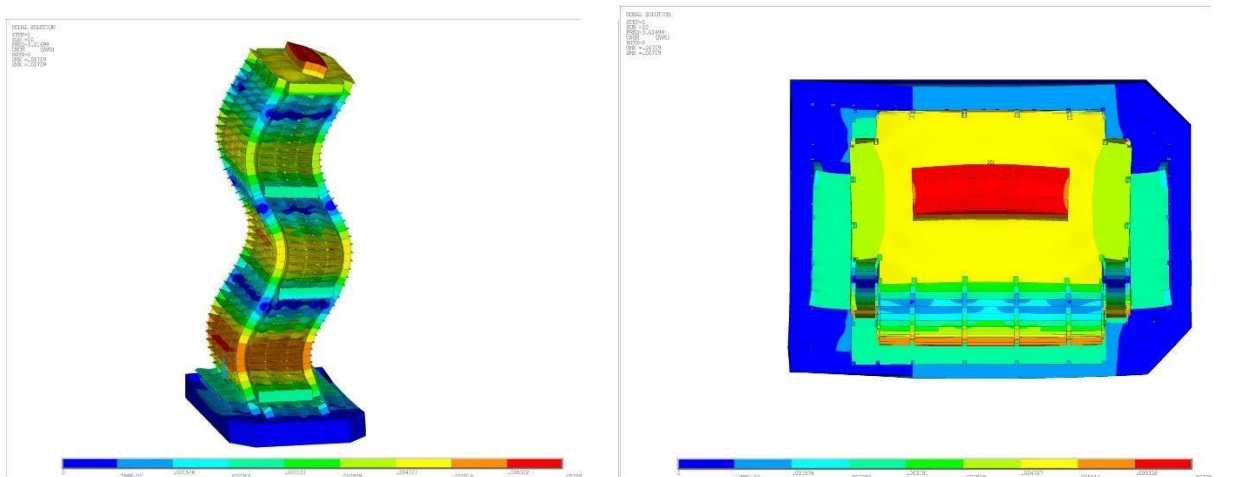


Рис 3.14. 10-ая форма собственных колебаний,  $f_{10} = 3,015$  Гц.

Значение динамической составляющей равномерно распределенной ветровой нагрузки в  $i$ -й части работы определяется по формуле:

$$W_p = W_m \times \zeta(z_e) \times C,$$

где,  $W_m$  - нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки;

$\zeta(z_e)$  - коэффициент пульсации давления ветра;

$C$  - Аэродинамический коэффициент, принимаемый  $C = 0,8$  для данного здания с наветренной и  $C = -0,6$  с подветренной стороны;

$\psi$  - коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления  
ветра.

Таблица 3.13. Расчёт ветровой нагрузки

№ Этажи	z, [м]	Статические ветровые нагрузки		Динамические ветровые нагрузки			
				Направление X		Направление Y	
		W <sub>t</sub> , кН / м		W <sub>p</sub> , кН / м		W <sub>p</sub> , кН / м	
		Наветр.	Подветр.	Наветр.	Подветр.	Наветр.	Подветр.
1	0.0	0	0	0	0	0	0
2	4.5	4.471	3.353	0.011	0.008	0.031	0.023
3	9.5	4.505	3.379	0.027	0.021	0.077	0.057
4	12.8	3.854	2.890	0.049	0.037	0.134	0.101
5	16.1	3.94	2.955	0.077	0.058	0.205	0.154
6	19.4	4.059	3.045	0.110	0.083	0.287	0.215
7	22.7	4.169	3.126	0.15	0.112	0.378	0.283
8	26.0	4.276	3.207	0.194	0.146	0.476	0.357
9	29.3	4.383	3.288	0.244	0.183	0.581	0.436
10	32.6	4.462	3.348	0.299	0.224	0.69	0.517
11	35.9	4.534	3.399	0.358	0.269	0.802	0.601
12	39.2	4.605	3.454	0.422	0.317	0.915	0.686
13	42.5	4.677	3.508	0.49	0.368	1.028	0.771
14	45.8	4.964	3.724	0.563	0.422	1.140	0.855
15	49.4	6.289	4.715	0.646	0.484	1.259	0.944
16	54.4	6.166	4.626	0.77	0.578	1.422	1.066
17	57.7	4.951	3.714	0.856	0.642	1.523	1.143
18	61.0	4.997	3.749	0.945	0.709	1.621	1.216
19	64.3	5.038	3.779	1.037	0.778	1.714	1.286
20	67.6	5.08	3.811	1.132	0.849	1.804	1.353
21	70.9	5.122	3.841	1.230	0.923	1.889	1.417
22	74.2	5.163	3.873	1.331	0.998	1.972	1.479
23	77.5	5.205	3.903	1.433	1.075	2.051	1.539
24	80.8	5.245	3.933	1.538	1.154	2.13	1.597
25	84.1	5.281	3.960	1.645	1.234	2.208	1.656
26	87.4	5.317	3.987	1.754	1.315	2.286	1.715
27	90.7	5.596	4.197	1.864	1.398	2.367	1.775
28	94.3	7.025	5.269	1.983	1.488	2.456	1.842
29	99.3	6.849	5.137	2.158	1.619	2.596	1.947
30	102.6	5.476	4.106	2.273	1.705	2.694	2.021
31	105.9	5.505	4.128	2.389	1.792	2.80	2.100
32	109.2	5.533	4.150	2.506	1.880	2.915	2.186
33	112.5	5.562	4.171	2.624	1.968	3.037	2.278



34	115.8	5.59	4.193	2.743	2.057	3.169	2.377
35	119.1	5.619	4.215	2.862	2.146	3.31	2.482
36	122.4	5.648	4.236	2.981	2.236	3.459	2.594
37	125.7	5.676	4.258	3.101	2.326	3.617	2.713
38	129.0	5.705	4.280	3.221	2.416	3.782	2.837
39	132.3	5.733	4.301	3.341	2.506	3.955	2.966
40	135.6	6.024	4.517	3.462	2.596	4.134	3.101
41	139.2	7.549	5.661	3.589	2.692	4.331	3.248
Покрытие	144.2	8.843	6.632	4.667	3.500	5.718	4.289

Общая статическая ветровая нагрузка:

$$W = W_t + W_p,$$

где,  $W_t$  - значения статической составляющей ветра равномерно распределенной на уровне пола;

$W_p$  - значение динамических составляющих ветра распределено равномерно на уровне пола.

Таблица 3.14. Расчёт ветровой нагрузки равнодействующих на фасаде здания

№ Этажи	z, [м]	Направление X		Направление Y		Сумма ветровой нагрузки	
		$W_t, \text{кН / м}$		$W_p, \text{кН / м}$		$W, \text{кН / м}$	
		Наветр.	Подветр.	Наветр.	Подветр.	Наветр.	Подветр.
1	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	4.5	4.482	3.361	4.502	3.376	8.984	6.737
3	9.5	4.532	3.400	4.582	3.436	9.114	6.836
4	12.8	3.903	2.927	3.988	2.991	7.891	5.918
5	16.1	4.017	3.013	4.145	3.109	8.162	6.122
6	19.4	4.169	3.128	4.346	3.260	8.515	6.388
7	22.7	4.319	3.238	4.547	3.409	8.866	6.647
8	26.0	4.470	3.353	4.752	3.564	9.222	6.917
9	29.3	4.627	3.471	4.964	3.724	9.591	7.195
10	32.6	4.761	3.572	5.152	3.865	9.913	7.437
11	35.9	4.892	3.668	5.336	4.000	10.228	7.668
12	39.2	5.027	3.771	5.520	4.140	10.547	7.911
13	42.5	5.167	3.876	5.705	4.279	10.872	8.155
14	45.8	5.527	4.146	6.104	4.579	11.631	8.725
15	49.4	6.935	5.199	7.548	5.659	14.483	10.858
16	54.4	6.936	5.204	7.588	5.692	14.524	10.896

17	57.7	5.807	4.356	6.474	4.857	12.281	9.213
18	61.0	5.942	4.458	6.618	4.965	12.560	9.423
19	64.3	6.075	4.557	6.752	5.065	12.827	9.622
20	67.6	6.212	4.660	6.884	5.164	13.096	9.824
21	70.9	6.352	4.764	7.011	5.258	13.363	10.022
22	74.2	6.494	4.871	7.135	5.352	13.629	10.223
23	77.5	6.638	4.978	7.256	5.442	13.894	10.420
24	80.8	6.783	5.087	7.375	5.53	14.158	10.617
25	84.1	6.926	5.194	7.489	5.616	14.415	10.810
26	87.4	7.071	5.302	7.603	5.702	14.674	11.004
27	90.7	7.460	5.595	7.963	5.972	15.423	11.567
28	94.3	9.008	6.757	9.481	7.111	18.489	13.868
29	99.3	9.007	6.756	9.445	7.084	18.452	13.84
30	102.6	7.749	5.811	8.170	6.127	15.919	11.938
31	105.9	7.894	5.920	8.305	6.228	16.199	12.148
32	109.2	8.039	6.030	8.448	6.336	16.487	12.366
33	112.5	8.186	6.139	8.599	6.449	16.785	12.588
34	115.8	8.333	6.250	8.759	6.570	17.092	12.820
35	119.1	8.481	6.361	8.929	6.697	17.410	13.058
36	122.4	8.629	6.472	9.107	6.830	17.736	13.302
37	125.7	8.777	6.584	9.293	6.971	18.070	13.555
38	129.0	8.926	6.696	9.487	7.117	18.413	13.813
39	132.3	9.074	6.807	9.688	7.267	18.762	14.074
40	135.6	9.486	7.113	10.158	7.618	19.644	14.731
41	139.2	11.138	8.353	11.880	8.909	23.018	17.262
Покрытие	144.2	13.510	10.132	14.561	10.921	28.071	21.053

### 3.3. Расчет и проектирование колонны

Площадь поперечного сечения колонн предварительно выбираем по формуле:

$$F = (1,2 \langle 1,5 \rangle) \times \frac{N}{R_b},$$

где,  $R_b = 17 \text{ МПа}$  - прочность бетона В30 на сжатие;

$N$  - Нагрузка на колонну, предварительно с толщиной пола 18 см, мы выбираем постоянному и временному нагрузку:

$$q = 10 \text{ МПа} = 1000 \text{ кН} / \text{см}^2 \nless N = n \times N_1;$$

$n = 44$  - количество этажей с подвалом;

$N_1$  - нагрузка приложена к колонне на первом этаже,  $N_1 = F \times q$ .

Для основных колонн:

$$N = 44 \times 1000 \times 10,7 \times 6,6 = 3170280 \text{ кН},$$

Площадь поперечного сечения основных колонн:

$$F = (1,2 \langle 1,5) \times \frac{3107280}{170} = (21933 \langle 27416) \text{ см}^2,$$

Для расширенных колонн:

$$N = 44 \times 1000 \times (3,6 \times 6,6 + 3,6 \times 2,5) = 1441440 \text{ кН},$$

Площадь поперечного сечения расширенных колонн:

$$F = (1,2 \langle 1,5) \times \frac{1441440}{170} = (10175 \langle 12719) \text{ см}^2,$$

В таблице 3.15. представлены сечения колонн (единица измерения см).

Таблица 3.15. Сечение колонны на этажах

Номер этажей	Подвал < 15	16 < 28	29 < Крыша
С3, С5, С6	150x150	140x140	130x130
С1, С2, С4	120x120	110x110	100x100

*Сечение стены и сердечника:* принимаем жесткую стену и сердечник лестницы толщиной 350 см и подвальную стену толщиной 800 см.

### 3.4. Расчет и проектирование стены в грунте

По характеристикам данного объекта, инженерно-геологических и гидро- геологических условий площадки строительства принимаем толщину стены в грунте равной 800 мм и глубину равной 25 м от отметки -0,6 м до -25,6 м, которая почти в 2 раза больше чем глубина котлована.

#### 3.4.1. Расчетное сопротивление основания на глубине заложения стены

Расчет производим по второму предельному состоянию, что расчетное сопротивление основания под стеной должно превышать нагрузку на здание (если есть) плюс нагрузку на саму стену, т.е:

$$P = \frac{N + G}{b} \leq R,$$

где,  $R_b = 17 \text{ МПа}$  - стандартное давление у подножия стены,  $\text{кН/м}^2$ ;

$N$  - проектная нагрузка на метр,  $\text{кН/м}$ ;

$G$  - Собственный вес каждого метра длины стены,  $\text{кН/м}$ ;

$b$  - Ширина стены в грунте, м;

$R$  - Расчетное основания сопротивление у подножия стены,  $\text{кН/м}^2$ ;

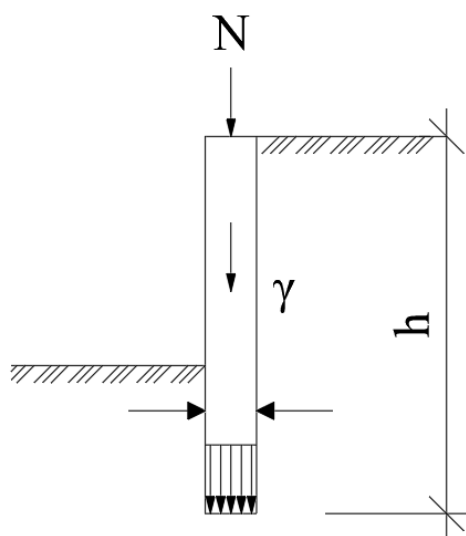


Рис 3.15. Схема несущей способности грунта у подножия стены

Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e},$$

– Для слоя ИГЭ 2 «глина текучая, коричневатая-серая, смешанная с органическим включение»:

$$\gamma_{sb,2} = \frac{\gamma_{s,2} - \gamma_w}{1 + e_2} = \frac{26,5 - 10}{1 + 1,245} = 7,35 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

– Для слоя ИГЭ 3 «песок рыхлый, пепельно-серый, средне-коричневый средний плотный, маловажный»:

$$\gamma_{sb,3} = \frac{\gamma_{s,3} - \gamma_w}{1 + e_3} = \frac{26,7 - 10}{1 + 0,771} = 9,43 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

– Для слоя ИГЭ 4 «глина текучепластичная, коричневатая-серая, смешанная с органическим включение»:

$$\gamma_{sb,4} = \frac{\gamma_{s,4} - \gamma_w}{1 + e_4} = \frac{26,3 - 10}{1 + 1,171} = 7,51 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

Расчетное сопротивление основания у подножия стены определяется по формуле:

$$R = M_\gamma b \gamma + M_q b \gamma' + M_c c_{II},$$

где,  $\gamma$  - средневзвешенное значение удельного веса грунтов у подножия стены,  $\gamma = 7,51 \text{кН} / \text{м}^3$ ;

$\gamma'$  - средневзвешенное значение удельного веса грунтов от глубины заложения до поверхности земли,  $\text{кН} / \text{м}^3$ ;

$$\gamma' = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{16 \times 1,6 + 17 \times 2,3 + 7,35 \times 13,8 + 9,43 \times 5,1 + 7,51 \times 2,2}{1,6 + 2,3 + 13,8 + 5,1 + 2,2} = 9,23 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

$M_\gamma, M_q, M_c$  – коэффициенты, принимаемые по СНиП в зависимости от

угла внутреннего трения. Для  $\varphi = 18^\circ$ :

$$M_\gamma = 0,43; M_q = 2,73; M_c = 5,31;$$

тогда,  $R = 0,43 \times 0,8 \times 7,51 + 2,73 \times 25 \times 9,23 + 5,31 \times 9,1 = 681 \text{кН} / \text{м}^2$ .

Стандартное давление у подножия стены определяется по формуле:

$$P = \frac{N + G}{b} = \frac{20 + 500}{0,8} = 650 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

где,  $N$  - проектная нагрузка на метр,  $N = q = 20 \text{кН/м}$ ;

$G$  - Собственный вес каждого метра длины стены,  $\text{кН/м}$ ;

$$G = b \times h \times l \times \gamma_{\text{жб}} = 0,8 \times 25 \times 1 \times 25 = 500 \text{кН/м},$$

Проверка условия:  $P = 650 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} < R = 681 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ . Условие выполняется!

### 3.4.2. Расчет армирования конструкции стены в грунте

Подбор полосы: ширина стены и толщины защитного бетонного слоя 7 см, рабочая высота сечения  $h_0 = 73 \text{см}$ , в направлении изгиба - короткая сторона 80 см (толщина стены).

Определяем  $\xi_R$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma} \times \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{\alpha - 0,008 \times R_b}{1 + \frac{R_s}{\sigma} \times \left(1 - \frac{\alpha - 0,008 \times R_b}{1,1}\right)} = \frac{0,85 - 0,008 \times 14,5}{1 + \frac{280}{400} \times \left(1 - \frac{0,85 - 0,008 \times 14,5}{1,1}\right)} = 0,595,$$

$$\Rightarrow \alpha_R = \xi_R \times (1 - 0,5 \times \xi_R) = 0,595 \times (1 - 0,5 \times 0,595) = 0,418,$$

Определяем коэффициент  $\alpha_M$

$$\alpha_M = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{37,32 \times 10^6}{14,5 \times 1000 \times 730^2} = 0,048 < \alpha_R = 0,408.$$

При  $\alpha_M = 0,048$ , определяем относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_M} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048} = 0,05,$$

$$\Rightarrow \zeta = 1 - 0,5 \times \xi = 1 - 0,5 \times 0,05 = 0,975,$$

Проверяем выполнение условие  $\xi \leq \xi_R \Leftrightarrow \xi = 0,05 < \xi_R = 0,595$ ,

Условие выполняется, следовательно, сечение не переармировано.

Площадь продольной рабочей арматуры из условия прочности

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{37,32 \times 10^6}{280 \times 0,975 \times 730} = 28,08 \text{ см}^2,$$

Поэтому мы выбираем 6.25 а150 (на 1 м в длину) с  $F_a = 29,45 \text{ см}^2$ .

$$\text{Проверка условие: } \mu = \frac{100 \times F_a}{b \times h_0} = \frac{100 \times 29,45}{100 \times 73} = 0,4\%.$$

Для изгибаемых железобетонных элементов проверяем условие прочности при действии поперечной силы:

$$Q \leq k \times R_b \times b \times h_0,$$

где,  $Q$  - поперечная сила в нормальном сечении элемента,  $Q = 247,72 \text{ кН}$ ;

$k$  - коэффициент, принимаемый равным 0,6.

Проверяем выполнение условия прочности бетона на сдвиг:

$$Q = 247,72 \text{ кН} < 0,6 \times 17 \times 100 \times 73 = 74460 \text{ кг} = 744,6 \text{ кН},$$

Условие выполняется! Поэтому мы выбираем пояс в соответствии со структурой стальной пояс типа стали АII с диаметром  $\varnothing 16$  а300.

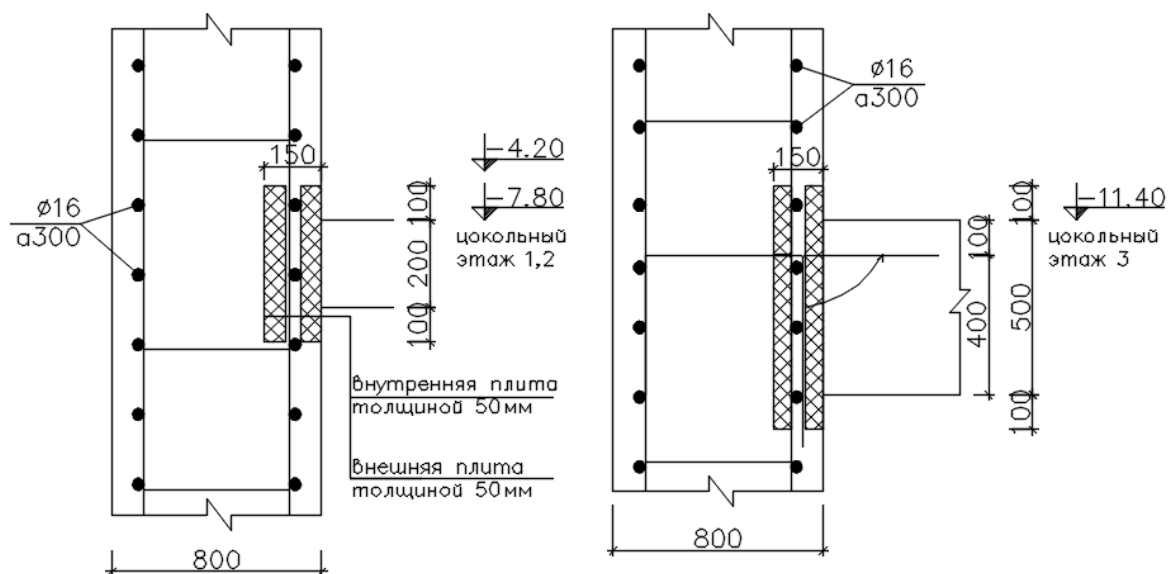


Рис 3.16. Армированный пояс подвальной стены

### Проектные решения

- Стена в грунте принимается толщиной равно 800 мм;
- Глубина погружения стены принимается равной 25 м, пята стены находится в слое ИГЭ4;

#### *Армирование конструкции:*

- Основная арматура: 6Ø20 с расстоянием 150 мм (для длины 1 метр);
- Армированный пояс выбран в соответствии со структурой Ø16a300.

## 3.5. Расчет и проектирование котлована

### 3.5.1. Построение эпюры природного и бокового давления

Исходные данные: по инженерно-геологическим условиям на площадке предполагаемого строительства выявлено 4 грунтовых слоев, УГВ проходит по кровле 2-го грунтового слоя.

Вычисление ординат эпюры природного давления производится по формуле:

$$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i,$$

- На отметке поверхности земли природное давление равно нулю;
- $\sigma_{zg,1} = \gamma_1 \times h_1 = 16 \times 1,6 = 25,6 \text{ кПа};$
- $\sigma_{zg,2} = \sigma_{zg,1} + \gamma_{sb,2} \times h_2 = 25,6 + 7,35 \times 16,1 = 143,94 \text{ кПа};$
- $\sigma_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_{sb,3} \times h_3 = 299,3 + 9,43 \times 5,1 = 192,03 \text{ кПа};$
- $\sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,3} + \gamma_{sb,4} \times h_4 = 192,03 + 7,51 \times 10,2 = 268,63 \text{ кПа};$



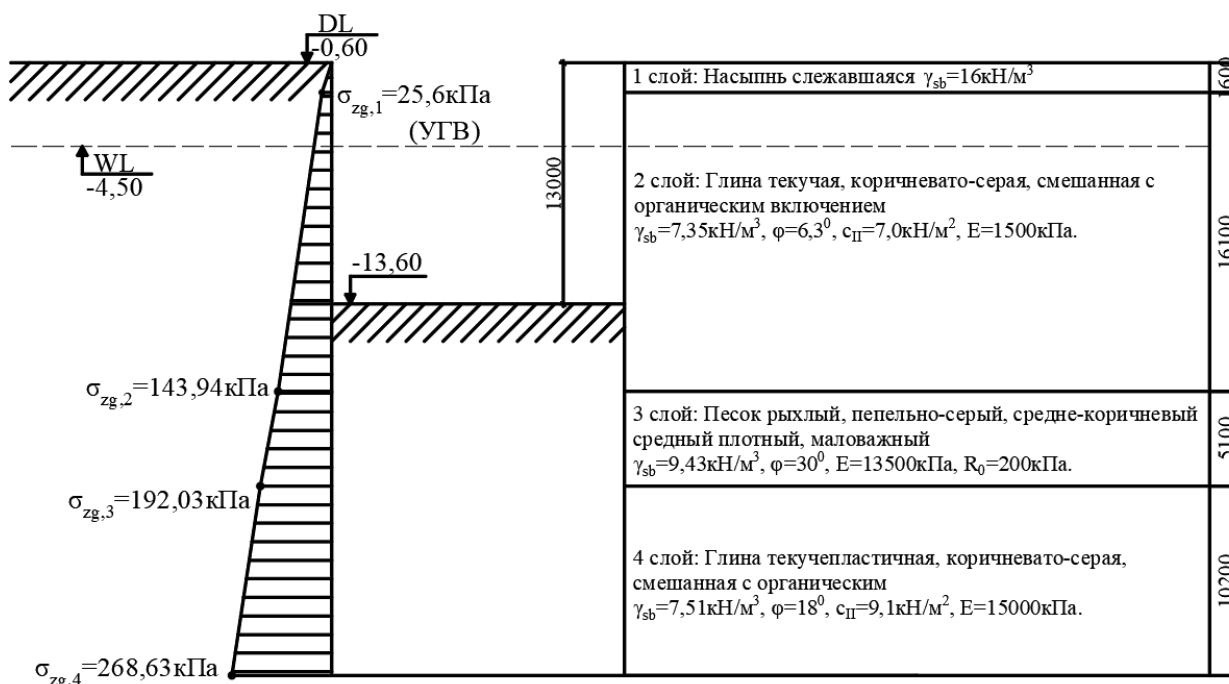


Рис 3.17. Схема к расчету и построению эпюры природного давления

### Активное давление грунта

Формула для расчета активного давления грунта при чрезмерной нагрузке на засыпку:

- Для песчаных грунтов:  $P_a = (\gamma z + q) \times K_a$ ;
- Для глинистых грунтов:  $P_a = (\gamma z + q) \times K_a - 2c\sqrt{K_a}$ ;

где,  $\gamma_i$  - удельный вес  $i$ -го слоя грунта ( $\text{кН} / \text{м}^3$ );

$Z$ - глубина от расчетной точки до засыпке (М);

$c$ - удельное сцепление (кПа);

$q$  - чрезмерная нагрузка, принимаемая 20кПа;

$K_a$  - коэффициент давления активной грунта;

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

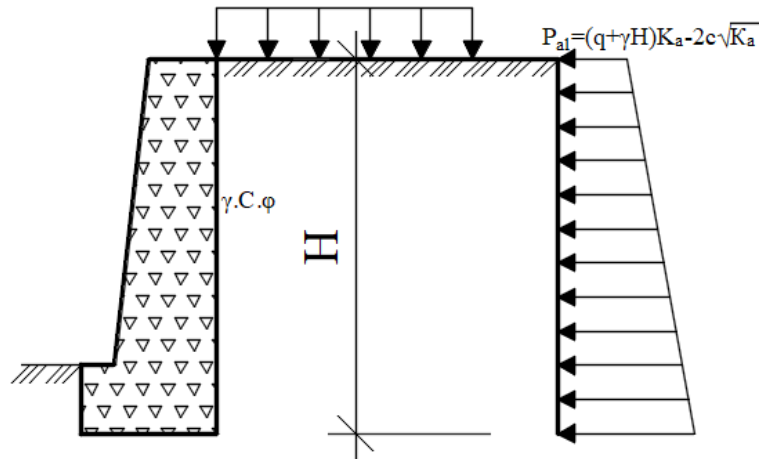


Рис 3.18. Схема расчетного активного давления грунта при чрезмерной нагрузке на засыпку

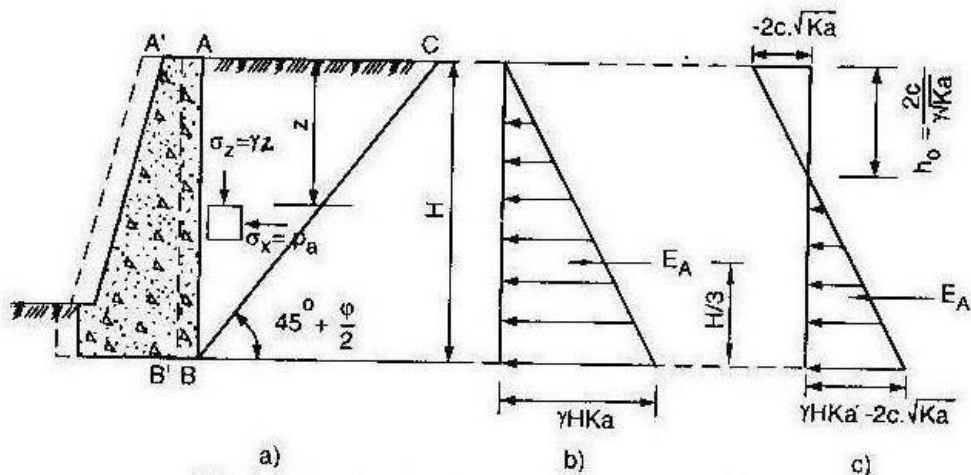


Рис 3.19. Схема расчетного активного давления грунта

Расчет активного давления грунта производится по формуле:

$$P_a = (q + \gamma h) \times \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right);$$

Таблица 3.16. Расчета активного давления на подвальной стене

№ слой	z, м	h <sub>i</sub> , м	γ <sub>i</sub> , кН / м <sup>3</sup>	c <sub>п</sub> , кПа	φ, град.	K <sub>a</sub>	P <sub>a</sub> , кПа	
							вверх	вниз
1	-2,20	1,60	16,00	-	-	-	-	-
2	-4,50	2,30	17,00	7,00	6,30	0,64	11,60	36,60
2 (ниже УГВ)	-11,40	6,90	2,927	7,00	6,30	0,64	36,00	67,52

### Пассивное давление грунта

Формула для расчета пассивного давления грунта приводится:

$$P_{\text{п}} = (q + \gamma h) \times \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \times \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$P_{\text{п},1} = 2,3 \times 17,2 \times 0 \times \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{6,3^\circ}{2} \right) + 2 \times 7 \times \tan \left( 45^\circ + \frac{6,3^\circ}{2} \right) = 15,63 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{п},2} = 2,3 \times 6,9 \times 7 \times \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{6,3^\circ}{2} \right) + 2 \times 7 \times \tan \left( 45^\circ + \frac{6,3^\circ}{2} \right) = 154,1 \text{ кПа};$$

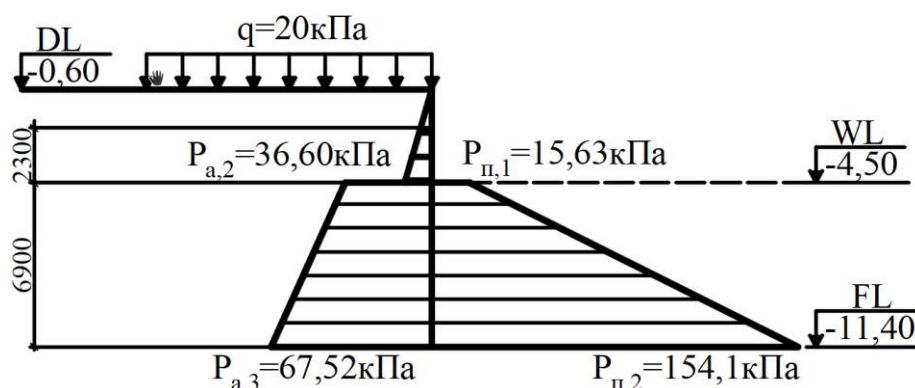


Рис 3.20. Построение эпюры природного давления на подвальной стене

### 3.5.2. Расчет ограждающих конструкций котлована

Проектирование устройства котлована при строительстве здания выполняется путем математического моделирования изменения напряженно-деформированного состояния грунтового основания с применением метода конечных элементов с помощью программного комплекса Plaxis 2D.

Расчет PLAXIS — это система конечно-элементного анализа, используемая для решения задач инженерной геотехники и проектирования. Комплекс представляет собой пакет вычислительных программ для оценки методом конечных элементов напряженно-деформированного состояния сооружений, фундаментов и оснований.

Программа PLAXIS поддерживает следующие различные модели, воспроизводящие поведение грунта и других материалов:

- линейная упругая модель;
- модель Мора-Кулона;
- модель упрочняющегося грунта.

Модель Мора-Кулона требует ввода 6 основных расчетных параметров, получаемых путем традиционных лабораторных или полевых испытаний грунтов:линейная упругая модель;

- объемный вес грунта  $\gamma$ ;
- модель деформации  $E$ ;
- коэффициент Пуассона  $\nu$ ;
- сцепление  $c$ ;
- угол дилатансии  $\psi$ ;

Задачей расчёта в программном комплексе Plaxis является:

1. Построение модели 2D подземной части существующего здания;
2. Приложение нагрузок на несущие элементы;
3. Устройство и разработка котлована в несколько стадий с укреплением стенок котлована;
4. Определение осадок существующих сооружений методом конечных элементов;
5. В Сравнение полученных результатов осадок в ПК Plaxis с нормативными из СП 22.13330.2016 "Основания зданий и сооружений".

Таблица 3.19. Расчетные параметры грунтов модели “Mohr-Coulomb model”

№ ИГЭ	Тип	$\gamma_{\text{unsat}}$ , кН / м <sup>3</sup>	$\gamma_{\text{sat}}$ , кН / м <sup>3</sup>	$k_x$ , 10 <sup>-4</sup>	$k_y$ , 10 <sup>-4</sup>	$E$ , кН / м <sup>2</sup>	$\nu$ , (nu)	$C_{\text{ref}}$ , кН / м <sup>2</sup>	$\varphi, ^\circ$	$\Psi$	$R_{\text{inter}}$
<b>ИГЭ 1</b> Насыпнь слежавшаяся	Drained	11.8	16	12	12	2000	0.33	8.9	7.2	0	0.50

<b>ИГЭ 2</b> Глина текучая	Drained	11.8	17	12	12	1500	0.35	7.0	6.3	0	0.55
<b>ИГЭ 3</b> песок рыхлый	Drained	14.95	19	95	95	13500	0.28	1.0	30	1.2	0.62
<b>ИГЭ 4</b> глина текучеплас- тичная	Drained	12.1	17.2	12	12	15000	0.23	9.1	18	0	0.53
<b>ИГЭ 5</b> песок мелкий	Drained	15.2	19.2	95	95	13500	0.29	1.0	30	1.6	0.68
<b>ИГЭ 6</b> суглинок мягкопласти- чный	Drained	13.3	17.8	16	16	5000	0.39	9.6	7.4	0	0.56
<b>ИГЭ 7</b> песок мелкий	Drained	15.2	19.1	95	95	13500	0.29	1.0	30	2	0.67

Расчетные параметры строительных конструкций:

– *Котлован* глубиной  $h=13$  м от отметки  $-0,6$  м до  $-13,6$  м. Длина котлована  $61$  м. Глубина заделки  $48$  м. Тип ограждения: стена в грунте;

– *Уровень грунтовых вод (УГВ)* на площадке строительства находится на отметке  $-4,50$  м, это слой ИГЭ 2 «глина текучая, коричневатосерая, смешанная с органическим включением»;

– *Стена в грунта* толщиной  $d = 800$  мм, глубина  $H = 25$  м от отметки  $-0,6$  м до  $-25,6$  м. Материал принят бетон класса В25;

Модуль упругости:  $E = 30000 \text{ МПа} = 3 \times 10^7 \text{ кН / м}^2$ ;

Поперечная жесткость:  $EA = Ehb = 3 \times 10^7 \times 0,8 \times 1 = 2,4 \times 10^7 \text{ кН / м}$ ;

Изгибная жесткость:

$$EJ = E \times \frac{h^3 \times b}{12} = 3 \times 10^7 \times \frac{0,8^3 \times 1}{12} = 1280000 \frac{\text{кНм}^2}{\text{м}};$$

– *Распорка* толщиной  $t = 0,18$  мм. Материал принят бетон класса В25;

– Поперечная жесткость:

$$EA = E \times 1 \text{ м} \times t = 3 \times 10^7 \times 1 \times 0,18 = 5,4 \times 10^6 \text{ кН / м};$$

Параметры строительных конструкций приведены в таблице.

Таблица 3.20. Параметры конструкции

<b>Параметры поперечного сечения ограждения</b>						
Plates	Тип	EA, кН/м	EJ, кНм <sup>2</sup> /м	d, м	w, м	v
W800 (Стена)	Elastic	24000000	1280000	0.8	15.2	0.2
<b>Параметры связей</b>						
Anchors	Тип	EA, кН/м	L <sub>spacing</sub> , М	t, м		
Распорка	Elastic	5400000	1	0.18		

Программное обеспечение PLAXIS для расчета внутренних сил и испытания смещения подпорных стенок состоит из 8 этапов, которые приведены в таблице.

Таблица 3.21. Последовательная работа

Этапы	Наименование работы
1	Устойство распорки на отметке -0,6 м
2	Откопка грунта на глубине -4,4 м
3	Устройство распорки для перекрытия первого подвального этажа на отметке -4,4 м
4	Откопка грунта на глубине -8,0 м
5	Устройство распорки для перекрытия второго подвального этажа на отметке -8,0 м
6	Откопка грунта до глубине -10,6 м
7	Устройство распорки для перекрытия третьего подвального этажа на отметке -10,6 м
8	Устройство котлована на глубине -13,0 м

Результаты поэтапного расчета ограждения котлована приведены в таблице.

Таблица 3.22. Результаты расчета ограждения котлована

Параметры	Ед. Изм.	Значение
<i>Этап 1: Устойчивость распорки на отметке -0,6 м</i>		
Максимальное горизонтальное перемещение, $U_x$	см	1,953
Максимальное вертикальное перемещение, $U_y$	см	8,671
Изополю полного перемещения, $U_{tot}$	см	2,000
Расчетное продольное усилие, $Q$	кН	6,520
Максимальный изгибающий момент, $M$	кНм/м	36,01
<i>Этап 2: Откопка грунта на глубине -4,4 м</i>		
Максимальное горизонтальное перемещение, $U_x$	см	1,954
Максимальное вертикальное перемещение, $U_y$	см	8,684
Изополю полного перемещения, $U_{tot}$	см	1,998
Расчетное продольное усилие, $Q$	кН	6,501
Максимальный изгибающий момент, $M$	кНм/м	35,80
<i>Этап 3: Устройство распорки для перекрытия первого подвального этажа на отметке -4,4 м</i>		
Максимальное горизонтальное перемещение, $U_x$	см	1,954
Максимальное вертикальное перемещение, $U_y$	см	8,685
Изополю полного перемещения, $U_{tot}$	см	1,999
Расчетное продольное усилие, $Q$	кН	6,498
Максимальный изгибающий момент, $M$	кНм/м	35,65
<i>Этап 4: Откопка грунта на глубине -8,0 м</i>		
Максимальное горизонтальное перемещение, $U_x$	см	1,955
Максимальное вертикальное перемещение, $U_y$	см	8,698
Изополю полного перемещения, $U_{tot}$	см	2,000
Расчетное продольное усилие, $Q$	кН	6,512
Максимальный изгибающий момент, $M$	кНм/м	36,12
<i>Этап 5: Устройство распорки для перекрытия второго подвального этажа на отметке -8,0 м</i>		
Максимальное горизонтальное перемещение, $U_x$	см	1,955

Максимальное вертикальное перемещение, $U_y$	см	8,699
Изополя полного перемещения, $U_{tot}$	см	1,998
Расчетное продольное усилие, $Q$	кН	6,505
Максимальный изгибающий момент, $M$	кНм/м	35,94
<i>Этап 6: Откопка грунта до глубине -10,6 м</i>		
Максимальное горизонтальное перемещение, $U_x$	см	1,955
Максимальное вертикальное перемещение, $U_y$	см	8,709
Изополя полного перемещения, $U_{tot}$	см	2,001
Расчетное продольное усилие, $Q$	кН	6,611
Максимальный изгибающий момент, $M$	кНм/м	36,71
<i>Этап 7: Устройство распорки для перекрытия третьего подвального этажа на отметке -10,6 м</i>		
Максимальное горизонтальное перемещение, $U_x$	см	1,955
Максимальное вертикальное перемещение, $U_y$	см	8,709
Изополя полного перемещения, $U_{tot}$	см	2,000
Расчетное продольное усилие, $Q$	кН	6,621
Максимальный изгибающий момент, $M$	кНм/м	36,49
<i>Этап 8: Устройство котлована на глубине -13,0 м</i>		
Максимальное горизонтальное перемещение, $U_x$	см	1,956
Максимальное вертикальное перемещение, $U_y$	см	8,719
Изополя полного перемещения, $U_{tot}$	см	2,002
Расчетное продольное усилие, $Q$	кН	6,630
Максимальный изгибающий момент, $M$	кНм/м	37,32
<b>Максимальные значения поэтапного расчета</b>		
Максимальное горизонтальное перемещение, $U_x$ (8 этап)	см	1,956
Максимальное вертикальное перемещение, $U_y$ (8 этап)	см	8,719
Изополя полного перемещения, $U_{tot}$ (8 этап)	см	2,002
Расчетное продольное усилие, $Q$ (8 этап)	кН	6,630
Максимальный изгибающий момент, $M$ (8 этап)	кНм/м	37,32



На рисунках ниже приведены эпюры перемещений, изгибающие моменты для последнего этапа (8 этапа).

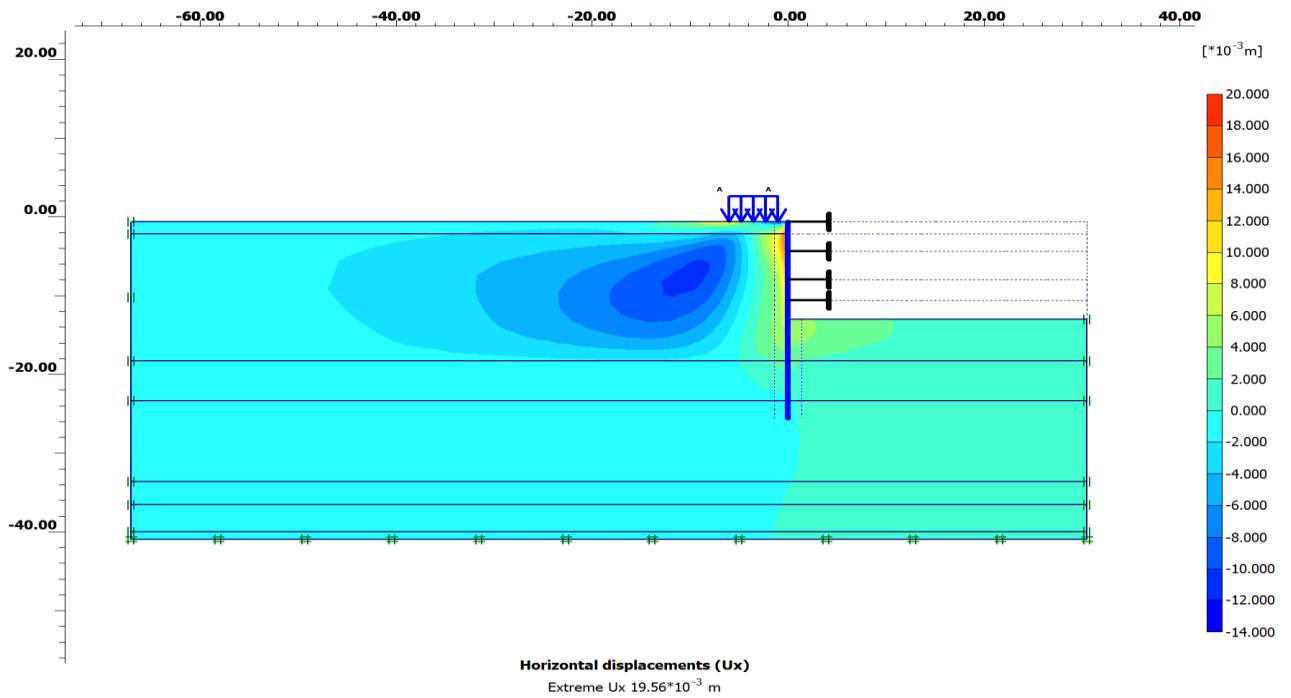


Рис 3.21. Горизонтальные перемещения при приложении нагрузки, м

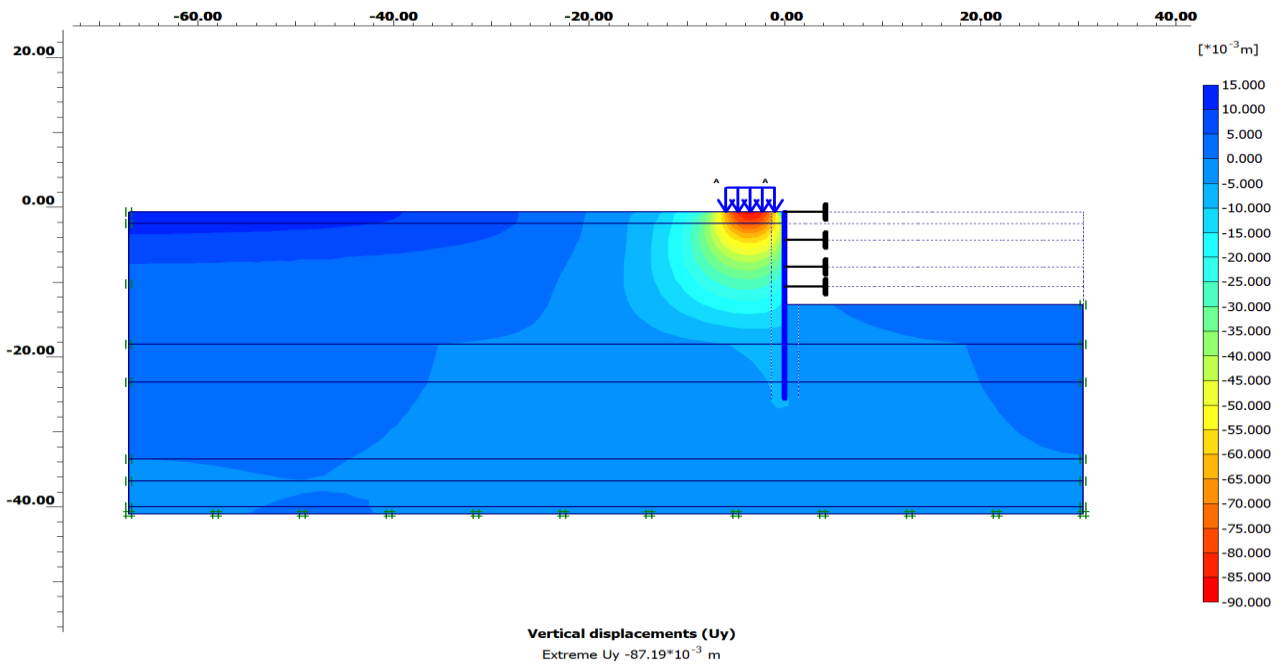


Рис 3.22. Вертикальные перемещения при приложении нагрузки, м

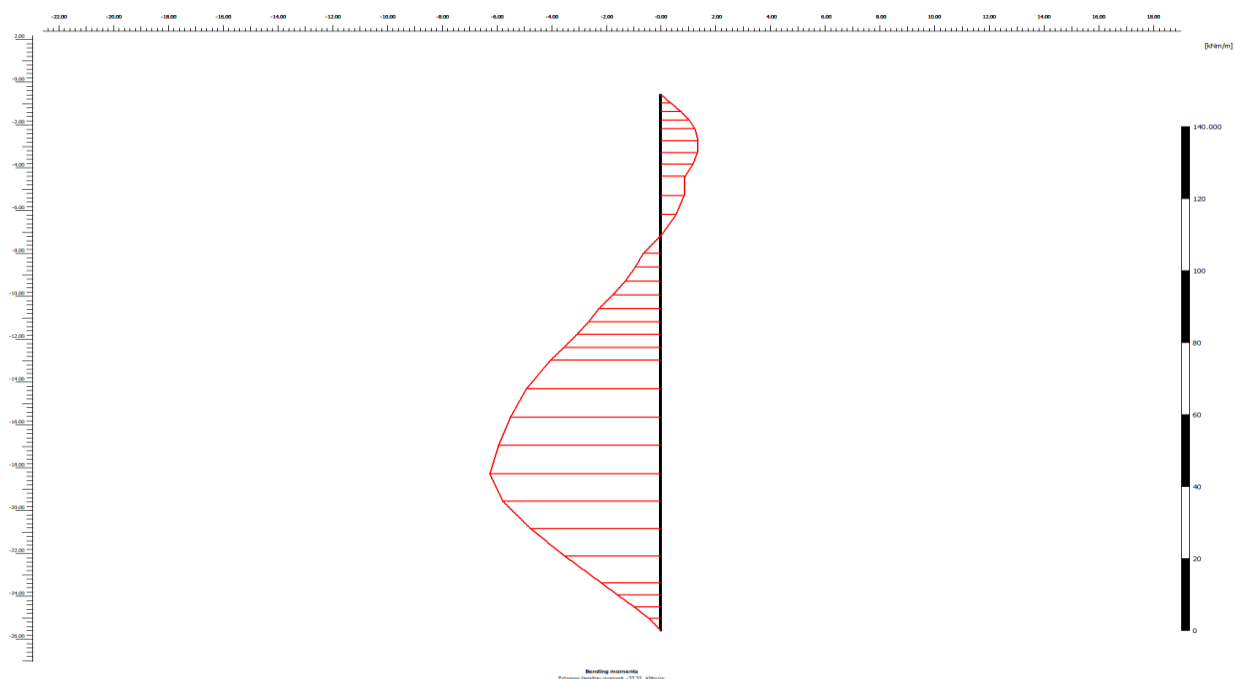


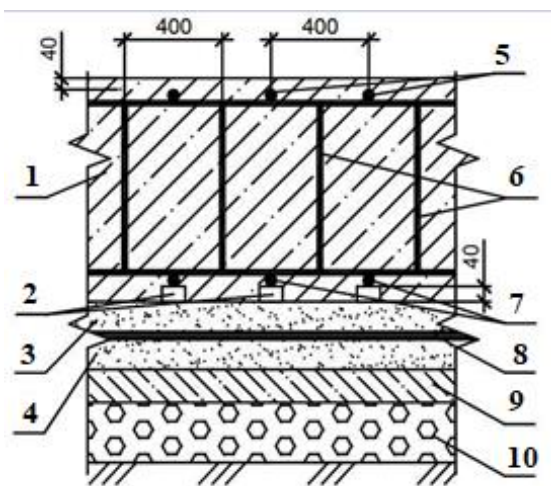
Рис 3.23. Эпюра изгибающего момента, кНм/м

### 3.6. Расчет и проектирование фундаментной плиты

#### 3.6.1. Общее описание фундаментной плиты

Настоящий расчет фундаментной плиты выполнен с применением программного комплекса «ЛИРА-САПР 2013». Расчетная модель построена таким образом, что описывает конструктивную схему здания, в том числе с учетом грунтовых условий. В результате расчетов получены данные для конструирования всех основных несущих конструкций.

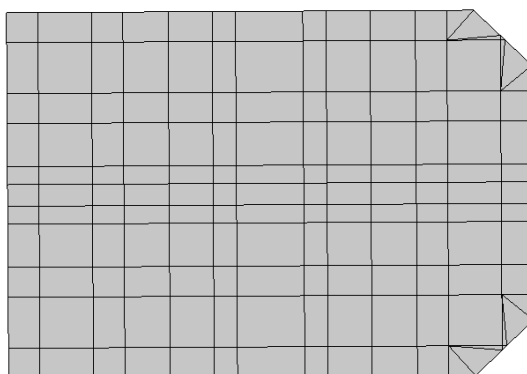
Для устройства монолитной фундаментной плиты с размерами в плане 61 x 83,5 м и толщиной 1000 мм принят бетон по прочности класса В25, арматура класса А400. Бетонная подготовка - класс В7.5 толщины 100 мм.



1 – монолитная железобетонная плита толщиной 40 см; 2 – пластмассовые фиксаторы; 3 – защитная цементно-песчаная стяжка толщиной 9 см; 4 – выравнивающая цементно-песчаная стяжка толщиной 9 см; 5 – верхние продольные стержни; 6 – плоские поддерживающие каркасы; 7 – нижний ряд арматурных стержней; 8 – гидроизоляция с 3 слоем флизолола; 9 – бетонная подготовка толщиной 10 см; 10 – щебеночная подготовка толщиной 20 см.

*Рис 3.24. Конструкция фундаментной плиты*

Деформации фундаментной плиты приводят к перераспределению реактивного давления грунта по подошве фундамента. Расчет фундаментной плиты производится с учетом коэффициента постели.



*Рис 3.25. Расчетная схема*

### 3.6.2. Определение коэффициентов постели

Определение коэффициента постели основания данного объекта были проведены в программе «ЛИРА САПР 2013». Значения коэффициентов жесткости грунтового основания определялись с учетом общей инженерно-геологической ситуации площадки строительства и физико-механических характеристик.

Таблица 3.23. Характеристики геология грунта

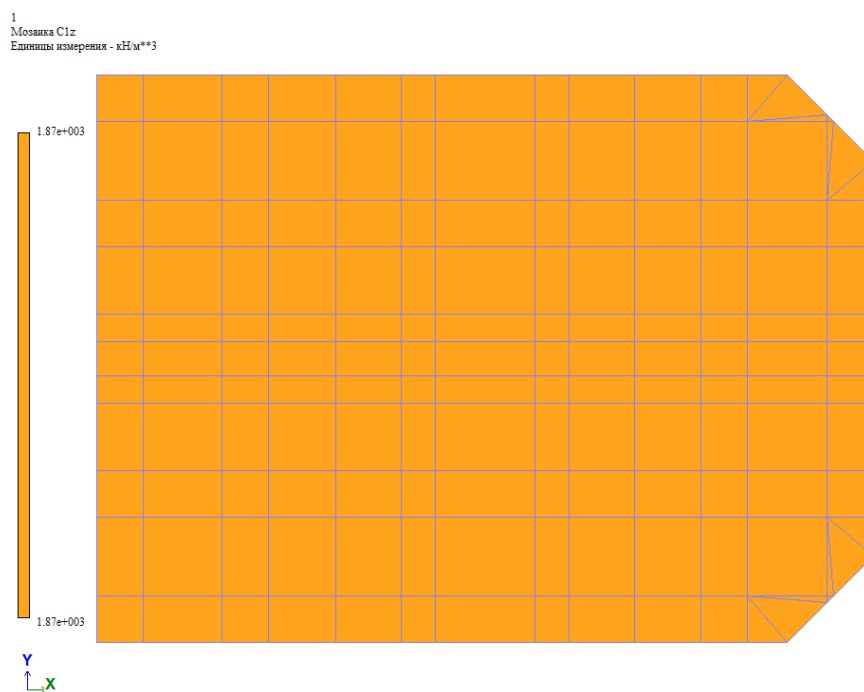
Наименование	Ед. Изм.	Значение		
		ИГЭ 1	ИЭС 2	ИГЭ 3
Модуль деформации слоя	кН / м <sup>2</sup>	2000	1500	13500
Коэффициент к модулю деформации по ветви вторичного нагружения	-	5.00	5.00	5.00
Коэффициент Пуассона	-	0.33	0.35	0.25
Толщина слоя	м	1.60	16.1	5.10
Удельный вес грунта	кН / м <sup>3</sup>	16.0	17.0	19.0
Признак грунта	-	пылевато-глинистый	пылевато-глинистый	песчаный
Коэффициент жесткости для формулы О.А.Савинова	кН / м <sup>3</sup>	500	1000	1200

Результаты расчета коэффициента постели представлены в таблице.

Таблица 3.24. Результаты расчеты

Наименование	Ед. Изм.	Значение
Осадка (S)	см	3.1
Глубина сжимаемой толщи (H <sub>c</sub> )	м	5.774
Среднее значение модуля деформации (E <sub>гр</sub> )	кН / м <sup>2</sup>	8540.133
Среднее значение коэффициента Пуассона (m <sub>гр</sub> )	-	0.344

Усредненное значение модуля деформации ( $E_{гр3}$ )	кН / м <sup>2</sup>	4555.389
Коэффициент постели (C1)	кН / м <sup>3</sup>	1939.233
Коэффициент постели (C2)	кН / м	6112.917



*Рис 3.26. Расчет коэффициентов постели*

### 3.6.3. Расчет арматуры фундаментной плиты

Расчёт монолитной фундаментной плиты произведен согласно СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Название: Пластина 1000мм

Вид расчета: Оболочка (Изгиб, Сжатие/Рак)

Система: Статически неопределимая

**Расчет**

Подбирать арматуру по теории Вуда

Минимальный % армирования: 0.05

Максимальный % армирования: 10

Точность предварит. расчета, %: 20

Точность основного расчета, %: 1

Подбирать поперечную арматуру на 1 кв.м.

**Расстояние к ц.т. арматуры**

a1: A1X 5 см, A1Y 3 см

a2: A2X 5 см, A2Y 3 см

Расчет по предельным состояниям II группы

Трещина продолжительного раскрытия, мм: 0.3

Трещина непродолжительного раскрытия, мм: 0.4

Шаг арматурных стержней, мм: 200

Диаметр арматурных стержней:

Учитывать расчетную высоту стены

Высота стены: 0 см, Значение: 1

Коэффициент  Расчетная высота

СП 63.13330.2012

Название: Характеристики бетона фун.плиты

Класс бетона: B25

Вид бетона: тяжелый

Марка легкого бетона по средней плотности: 2000

**Коэффициенты условий работы**

$\gamma_{b2}$ : 0.9,  $\gamma_{b3}$ : 0.85,  $\gamma_{b5}$ : 1

Относительная влажность воздуха, %: 80

**Диаграмма напряжение-деформация**

2-х линейная диаграмма состояния сжат

**Случайные эксцентриситеты**

По высоте сечения EY: 0 см

По ширине сечения EZ: 0 см

	B25 (МПа)
Eb	30000.00
Rbn	18.50
Rbtn	1.55
Rb	14.50
Rbt	1.05
Eps_b0 (*1000)	3.00

СП 63.13330.2012

Название: Характеристики арматуры фун.плиты

**Классы арматуры**

Продольная вдоль X: A400 d=6...40

Продольная вдоль Y: A400 d=6...40

ПОПЕРЕЧНАЯ АРМАТУРА: A400 d=6...40

max 40,  1,  Ø

**Учет сейсмического воздействия**

Коэффициент из т.6 СП 14.13330.2014: 1

Коэфф. условий работы при расчете наклонных сечений, т.6 СП: 1

	A400 d=6...40 (МПа)
Поперечная	A400 d=6...40 (МПа)
Es	200000.00
Rsn	400.00
Rs	350.00
Rsw	280.00
Rsc	350.00

Рис 3.27. Материалы расчета фундаментной плиты

Схемы результата численного моделирования конструкции фундаментной плиты – изополя армирования верхней и нижней арматуры, поперечных стержней полученные в программном комплексе «ЛИРА САПР 2013».

Результаты расчета в программном комплексе «ЛИРА САПР 2013», получили следующую мозаику изгибающих моментов.

1  
Изополю напряжений по  $M_x$   
Единицы измерения - (кН\*м)/м

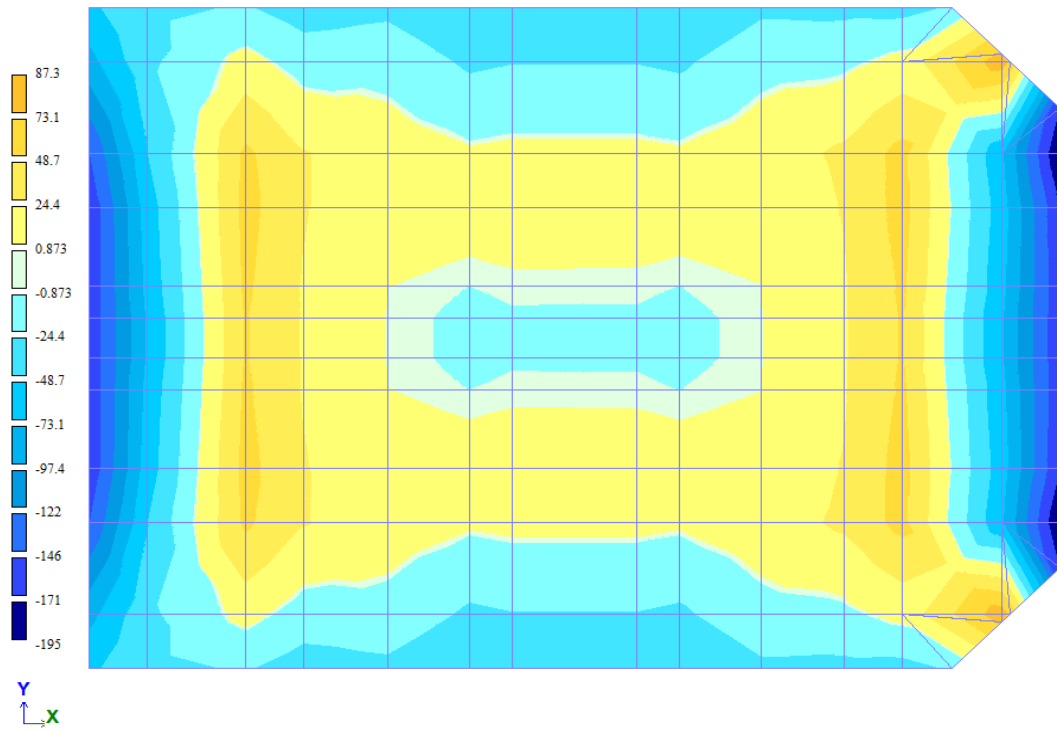


Рис 3.28. Изополю перемещений по  $M_x$  в фундаментной плите

1  
Изополю напряжений по  $M_y$   
Единицы измерения - (кН\*м)/м

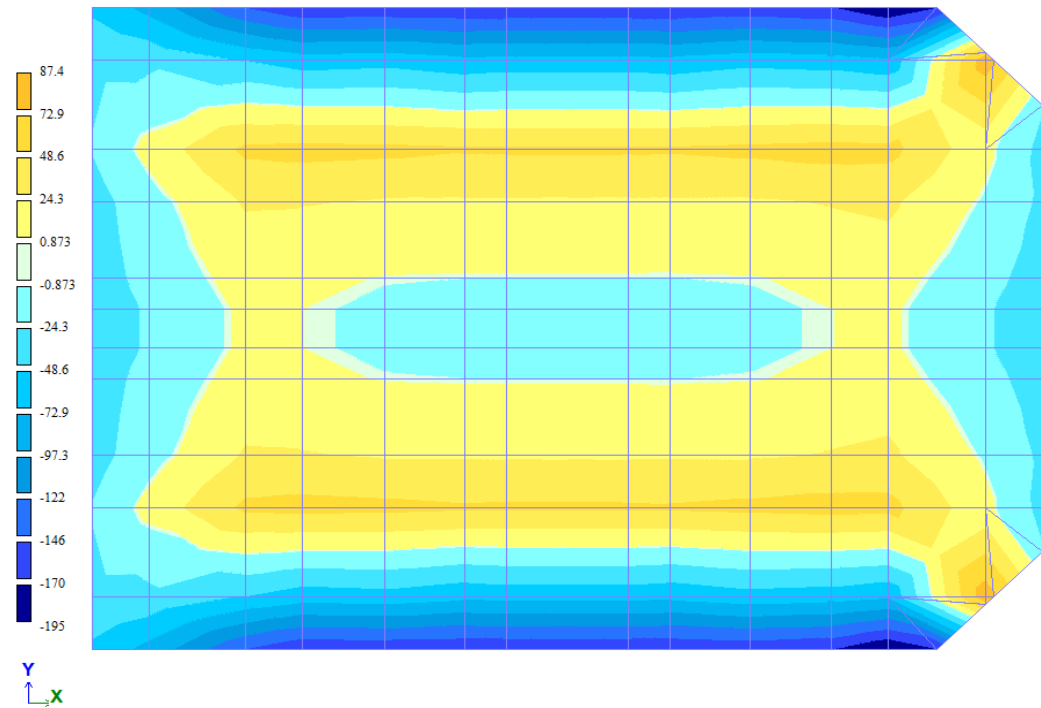


Рис 3.29. Изополю перемещений по  $M_y$  в фундаментной плите

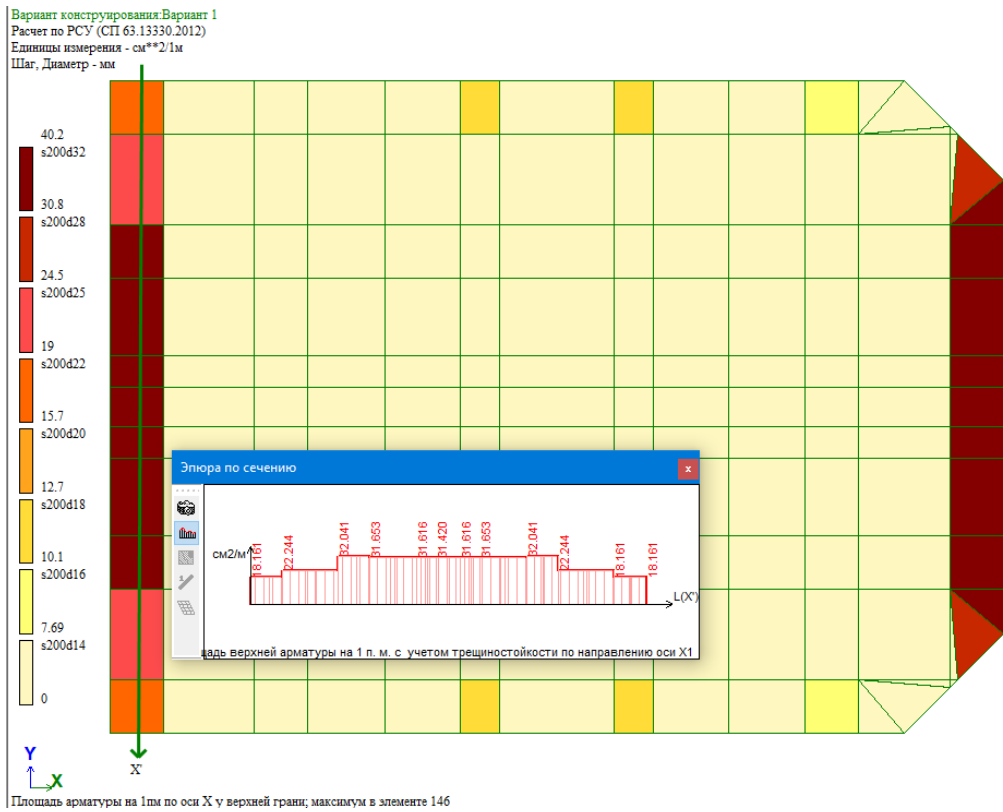


Рис 3.30. Изополя армирования. Верхняя арматура по оси OX

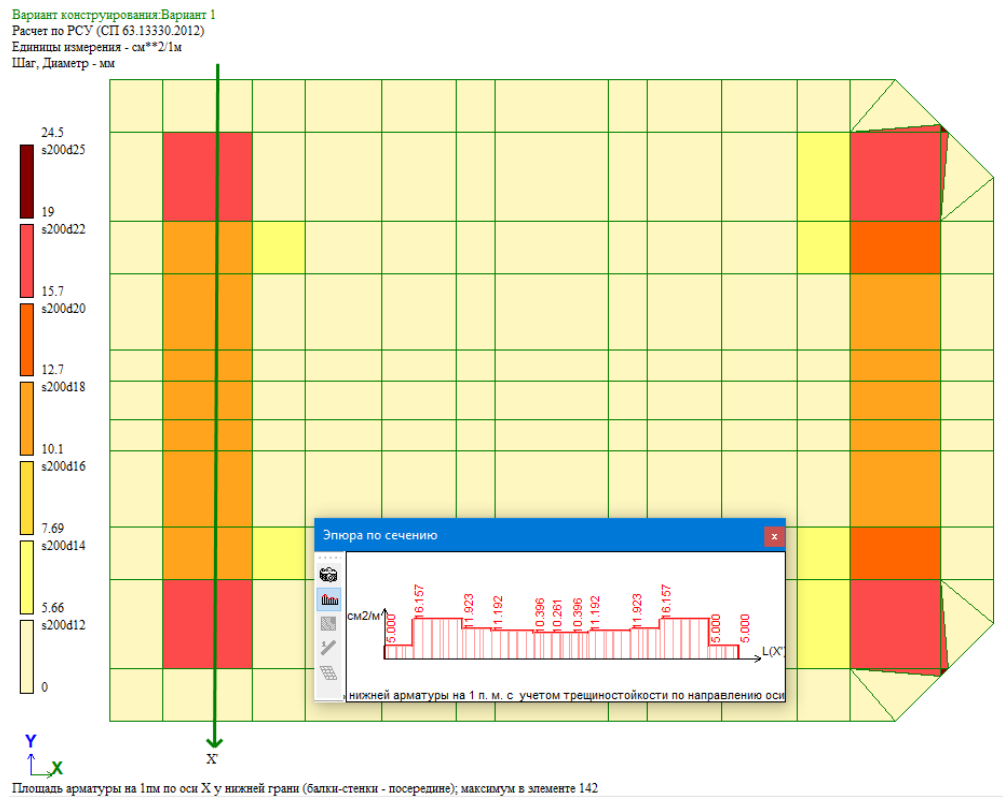


Рис 3.31. Изополя армирования. Нижняя арматура по оси OX



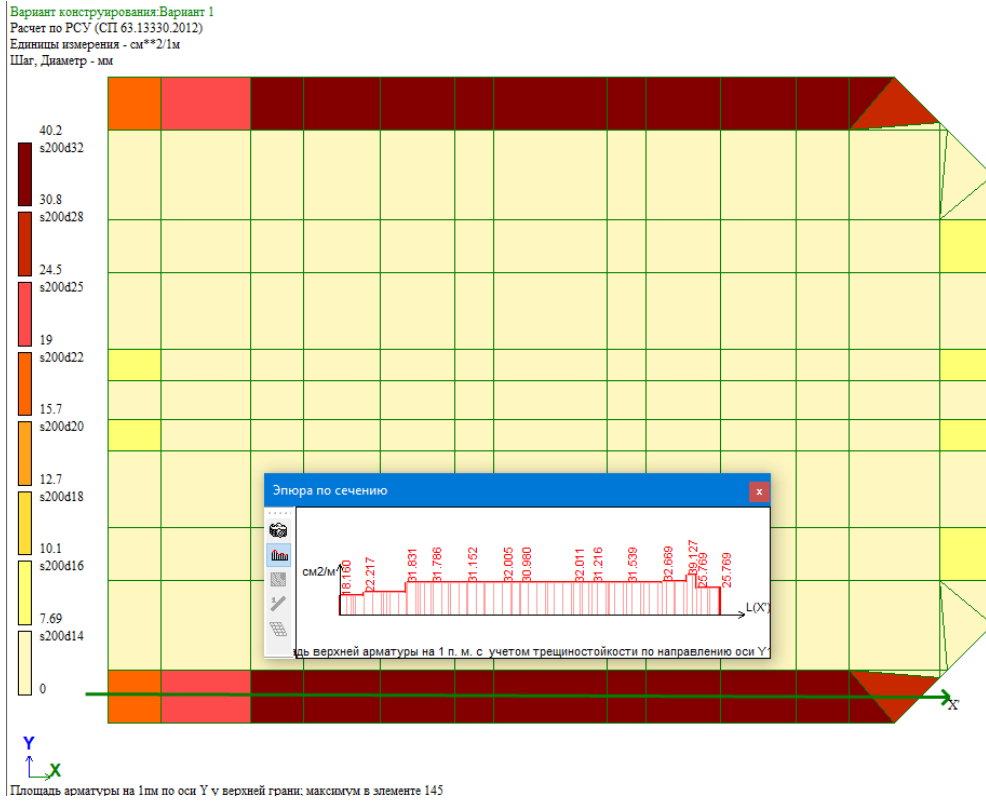


Рис 3.32. Изополя армирования. Верхняя арматура по оси OY

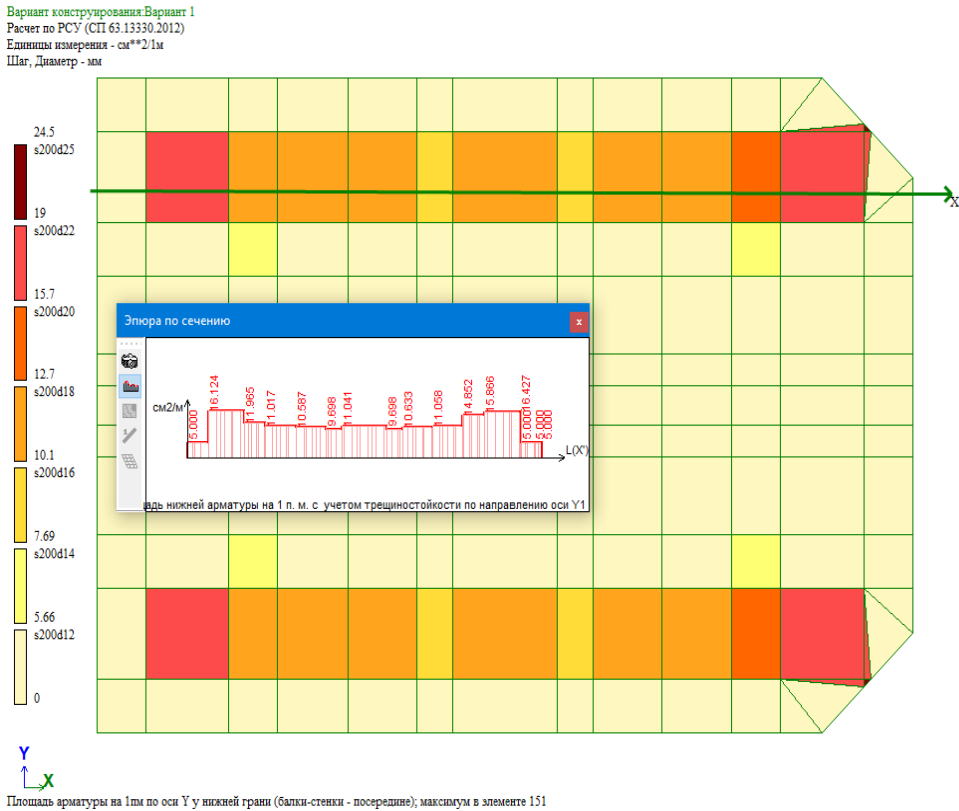


Рис 3.33. Изополя армирования. Нижняя арматура по оси OY

### 3.6.4. Расчет арматуры фундаментной плиты

Рассмотрим разность осадок по изополям перемещений по Z, полученных в программе «Лира-САПР 2013».

Из следующего рисунка видно, что максимальная и минимальная значения осадки соответствуют 15,6 мм и 1,94 мм. Разность осадок получится:

$$\frac{\Delta S}{L} = \frac{15,6 - 1,94}{20000} = 0,000683 < 0,03,$$

Таким образом, по СП 22.13330.2011 «Нагрузка и воздействия» расчетная разность осадок не превышает допустимую.

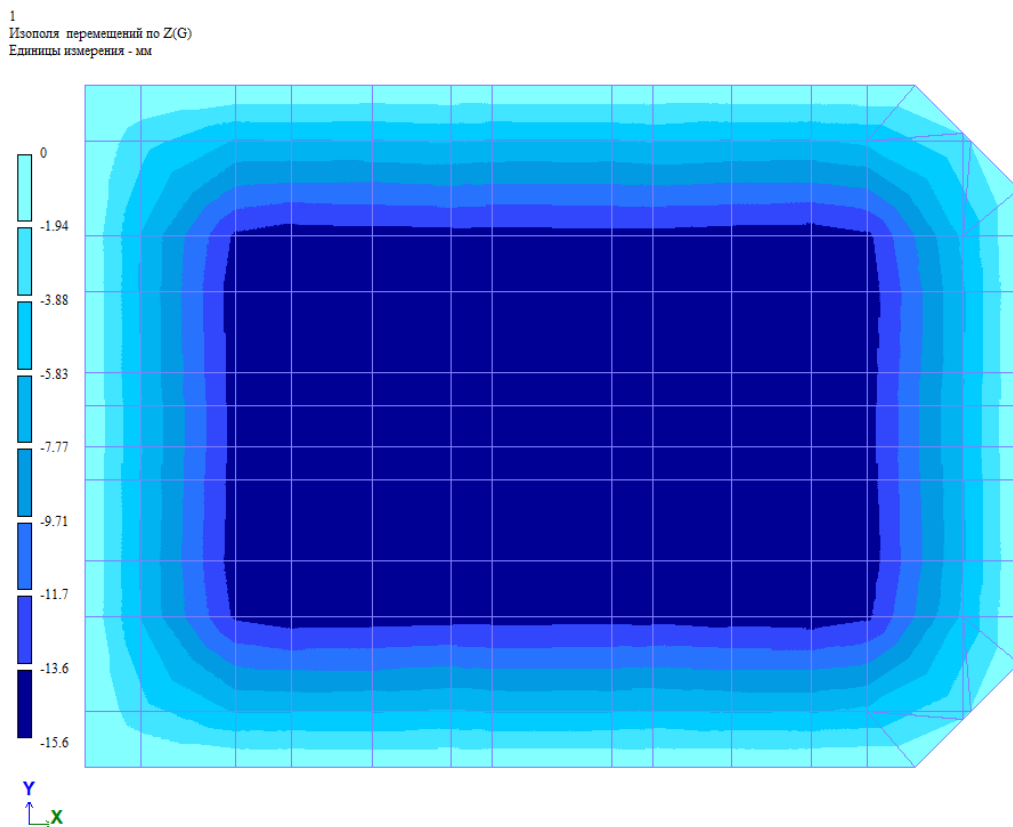


Рис 3.34. Осадка. Изополя перемещений по Z(G)

### 3.7. Расчет и проектирование свайного фундамента

При проектировании свайного фундамента данного объекта принято следующее решение:

- Для основной колонны примем от 1 до 2 свай-баррет
- В основании расширенной колонны примем буронабивные сваи;
- Под жестким сердечником (лифт) примем фундаментную плита из комбинации свай-баррет;
- Для основного фундамента примем 1x3 м, а 0,5x0,8 м – для расширенного фундамента.

#### 3.7.1. Определение нагрузок на фундамента

Сбор нагрузок для расчёта свайного фундамента произведен согласно СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». Сбор нагрузки на сваю произведеи в программном комплексе «SAP2000 v9.03.0». Результаты расчета сведены в таблицу.

Таблица 3.25. Нагрузка на сваю

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	637	TH5	-13,08	45,38	-24999	-64,07	-26,55	-0,03
BASE	451	TH5	-2,77	16,66	-1451	-31,90	-6,36	-0,0068

#### 3.7.2. Проверка максимальных усилий передаваемых на сваю баретты

Свай-барретты – это сваи, изготавливаемые технологическим оборудованием типа плоский грейфер или грунтовая фреза. Эти сваи представляют собой вид свай повышенной несущей способности, выполняемых в форме прямоугольников или различных комбинаций из них.

Баретты целесообразно применять на слабых грунтах, благодаря большим размерам они воспринимают большие нагрузки по материалу и грунту.

Материалы: бетон класса В25,  $R_b = 14,5$  МПа, арматура класса АII –  $R_s = 280$  МПа, усиленный пояс AI –  $R_{sw} = 175$  МПа.

Расчет несущей способности свай-баррет по материалу

$$F_{dm} = \varphi [\gamma_c \times \gamma_m \times R_b \times A + \gamma_a \times R_s \times A_s],$$

где,  $\varphi$  - коэффициент продольного изгиба, обычно  $\varphi = 1$ ;

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы, для свай сечением менее  $0,3 \times 0,3$  м:  $\gamma_c = 0,85$ ;

$\gamma_m$  - коэффициент условий работы бетона ( $0,7 \dots 1$  – в зависимости от вида свай);

$R_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, зависит от класса бетона,  $R_b = 14,5$  МПа;

$A$  - площадь поперечного сечения свай, обычно

$$A_{cb} = 0,8 \times 2,8 = 2,24 \text{ м}^2;$$

$\gamma_a$  - коэффициент условий работы арматуры,  $\gamma_a = 1$ ;

$R_s$  - расчетное сопротивление сжатию арматуры,  $R_s = 280$  МПа;

$A_s$  - площадь поперечного сечения арматуры,

$$A_s = 167 \times 10^{-4} \text{ м}^2 (35 \varnothing 25);$$

тогда,

$$F_{dm} = 1 \times [0,85 \times 0,7 \times 14,5 \times 2,24 + 1 \times 280 \times 167 \times 10^{-4}] \times 1000 = 24002 \text{ кН.}$$

$$\text{Расчетная нагрузка на сваю } P_{cb} = \frac{F_{dm}}{\gamma_k} = \frac{24002}{1,4} = 17114 \text{ кН,}$$

где,  $\gamma_k = 1,4$  - коэффициент надежности по грунту.

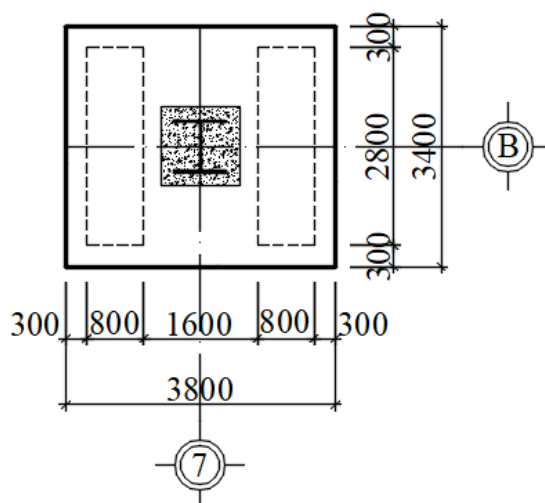


Рис 3.35. Предварительное проектирование подошвы свай

Проверка максимальных усилий передаваемых на сваю:

- Площадь подошвы свай  $A_{\text{п}} = 3,8 \times 3,4 = 12,92 \text{ м}^2$ ;
- Расчетный вес свай и грунта:

$$N = n \times A_{\text{п}} \times h \times \gamma_{\text{ср}} = 1,1 \times 12,92 \times 4,5 \times 25 = 1599 \text{ м}^3;$$

где,  $\gamma_{\text{ср}}$  – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его обрезах, принимаемый равным  $25 \text{ кН/м}^3$ ;

- Расчетная вертикальная сила, действующая по подошве фундамента:  $N = 24999 + 1599 = 26598 \text{ кН}$ ;
- вычислим расчетные моменты относительно осей, проходящих через центр подошвы ростверка:

$$M_x^{\text{р}} = M_x + F_y^{\text{р}} \times h_d = 64,07 + 39,46 \times 4,5 = 242 \text{ кН},$$

$$M_y^{\text{р}} = M_y + F_x^{\text{р}} \times h_d = 26,55 + 13,08 \times 4,5 = 85 \text{ кН};$$

- расчетные усилия, передаваемые на сваю от нагрузок продольного направления:

$$N_{\text{макс,мин}} = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x \times y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \times x}{\sum x_i^2},$$

где,  $N_d$  – расчетная сжимающая сила, кН;

$M_x, M_y$  – расчетные изгибающие моменты, кНм, относительно главных центральных осей  $x$  и  $y$  плана свай в плоскости подошвы ростверка;

$n$  – число свай в фундаменте;

$x_i, y_i$  – расстояния от главных осей до оси каждой сваи, м;

$x, y$  – расстояния от главных осей до оси каждой сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м;

$$N_{\text{макс}} = \frac{26598}{2} + \frac{85 \times 1,2}{2 \times 1,2^2} = 13334 \text{ кН},$$

$$N_{\text{мин}} = \frac{26598}{2} - \frac{85 \times 1,2}{2 \times 1,2^2} = 13264 \text{ кН},$$

– расчетная допускаемая нагрузка на сваю определяется по формуле:

$$P_c = n \times A_{\text{св}} \times l_{\text{св}} \times \gamma_{\text{жб}} = 1,1 \times 2,24 \times 35,5 \times 25 = 2187 \text{ кН};$$

– проверка условия:

$$N_{\text{макс}} + P_c = 13334 + 2187 = 15521 \text{ кН} < P_{\text{св}} = 17114 \text{ кН};$$

Условие выполняется. Следовательно, размещение свай в плане и ширина ростверка принимается для дальнейших расчетов. Принятые размеры свайного фундамента будут считаться окончательными при удовлетворении условия расчета по второму предельному состоянию – по деформациям.

### 3.7.3. Расчет основания свай-баретты по второму предельному состоянию

Необходимо определить площадь подошвы условного фундамента  $A_{\text{усл}}$ :

$$A_{\text{усл}} = b_{\text{усл}} \times l_{\text{усл}},$$

$$b_{\text{усл}} = c_p + 2 \times \frac{b}{2} + 2 \times l_{\text{св}} \times \text{tg} \frac{\varphi_{\text{ср}}}{4},$$

$$l_{\text{усл}} = c_p + 2 \times \frac{l}{2} + 2 \times l_{\text{св}} \times \text{tg} \frac{\varphi_{\text{ср}}}{4},$$

где,  $\gamma_{\text{ср}}$  – среднее значение угла внутреннего трения грунтов, залегающих в пределах рабочей длины сваи  $l_{\text{св}} = 35,5$  м;

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_4 h_4 + \gamma_5 h_5 + \gamma_6 h_6 + \gamma_7 h_7 + \gamma_8 h_8}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7 + h_8},$$

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{6,3 \times 1,8 + 30 \times 9,1 + 7,3 \times 6,2 + 30 \times 3 + 7,4 \times 3,4 + 30 \times 1 + 8 \times 4,8 + 38 \times 6,1}{1,8 + 9,1 + 6,2 + 3 + 3,4 + 1 + 4,8 + 6,1} = 21,6^\circ,$$

$$b_{\text{усл}} = 0 + 2 \times \frac{2,8}{2} + 2 \times 35,5 \times \text{tg} \frac{21,6^\circ}{4} = 9,5 \text{ м},$$

$$l_{\text{усл}} = c_p + 2 \times \frac{3,2}{2} + 2 \times 35,5 \times \text{tg} \frac{21,6^\circ}{4} = 9,9 \text{ м},$$

$$A_{\text{усл}} = b_{\text{усл}} \times l_{\text{усл}} = 9,5 \times 9,9 = 94,05 \text{ м}^2,$$

### Расчет осадок свайного фундамента:

Объем свай не вычитается из объема  $V_{\text{усл}}$ . При подсчете веса грунта в условном фундаменте  $G_{\text{гр.усл}}$  не учитывается увеличение его удельного веса за счет уплотнения при забивке свай.

Принимается, что  $G_{\text{гр.усл}} = V_{\text{гр.усл}} \times \gamma_{\text{ср}} - (V_{\text{гр.усл}} - V_{\text{св}}) \times \gamma_{\text{ср}}^{\text{усл}}$ ,

Грунт в объеме условного фундамента:  $G_{\text{гр}} = A_{\text{усл}} \times h_{\text{усл}} \times \gamma_{\text{ср}}$ ,

– Для слоя ИГЭ 1 «насыпнь слежавшаяся»:

$$G_{\text{гр}}^1 = A_{\text{усл}} \times h_1 \times \gamma_{\text{ср},1} = 94,05 \times (4,5 + 0,5 + 0,1) \times 20 = 9593 \text{ кН};$$

– Для слоя ИГЭ 2 «глина текучая, коричневатая-серая, смешанная с органическими включениями»:

$$G_{\text{гр}}^2 = (A_{\text{усл}} - 2A_{\text{св}}) \times h_2 \times \gamma_{\text{ср},2} = (94,05 - 2 \times 2,24) \times 1,8 \times 7,4 = 1312 \text{ кН};$$

– Для слоя ИГЭ 3 «песок рыхлый, пепельно-серый, средне-коричневый средний плотный, маловажный водой»:

$$G_{\text{гр}}^3 = (A_{\text{усл}} - 2A_{\text{св}}) \times h_3 \times \gamma_{\text{ср},3} = (94,05 - 2 \times 2,24) \times 5,1 \times 9,4 = 4294 \text{ кН};$$

– Для слоя ИГЭ 4 «глина текучепластичная, коричневатая-серая, смешанная с органическими включениями»:

$$G_{гр}^4 = (A_{усл} - 2A_{св}) \times h_4 \times \gamma_{ср,4} = (94,05 - 2 \times 2,24) \times 10,2 \times 7,5 = 6852 \text{кН};$$

– Для слоя ИГЭ 5 «песок песок мелкий, серый, желтовато-серый, средней плотности, маловажный водой»:

$$G_{гр}^5 = (A_{усл} - 2A_{св}) \times h_5 \times \gamma_{ср,5} = (94,05 - 2 \times 2,24) \times 3,0 \times 9,5 = 2553 \text{кН};$$

– Для слоя ИГЭ 6 «суглинок мягкопластичный, коричневатого-серый»:

$$G_{гр}^6 = (A_{усл} - 2A_{св}) \times h_6 \times \gamma_{ср,6} = (94,05 - 2 \times 2,24) \times 3,4 \times 8,4 = 2558 \text{кН};$$

– Для слоя ИГЭ 7 «песок мелкий, средний крупности, маловажный водой»:

$$G_{гр}^7 = (A_{усл} - 2A_{св}) \times h_7 \times \gamma_{ср,7} = (94,05 - 2 \times 2,24) \times 1,0 \times 9,5 = 851 \text{кН};$$

– Для слоя ИГЭ 8 «суглинок текучепластичный, коричнево-серый, темно-серый, смешанный органический»:

$$G_{гр}^8 = (A_{усл} - 2A_{св}) \times h_8 \times \gamma_{ср,8} = (94,05 - 2 \times 2,24) \times 4,8 \times 7,9 = 3396 \text{кН};$$

– Для слоя ИГЭ 9 «гравийно-галечный грунт»:

$$G_{гр}^9 = (A_{усл} - 2A_{св}) \times h_9 \times \gamma_{ср,9} = (94,05 - 2 \times 2,24) \times 6,1 \times 10,8 = 5901 \text{кН};$$

– Для сваи-барреты:

$$G_{гр}^{св} = 2A_{св} \times h_{св} \times \gamma_{жб} = 2 \times 2,24 \times 35,5 \times 25 = 3976 \text{кН};$$

тогда,

$$\sum G_{гр} = 9593 + 1312 + 4294 + 6852 + 2553 + 2558 + 851 + 3396 + 5901 + 3976 = 41286 \text{кН}.$$

Расчетная вертикальная сила, действующая под подошвой фундамента:

$$N = 21783 + 41286 = 63069 \text{кН},$$

Нормальные изгибающие моменты, кНм, относительно главных центральных осей  $x$  и  $y$  плана свай в плоскости подошвы ростверка:

$$M^H = M_0^H + V_0^H \times (h' + l),$$

– По оси  $X$

$$M_{OX}^H = M_{OX}^X + F_{OY} \cdot (h' + l_{св}) = 55,71 + 39,46 \times (4,5 + 35,5) = 1634 \text{кНм},$$

– По оси  $Y$



$$M_{OY}^H = M_{OY}^X + F_{OX} \cdot (h' + l_{CB}) = 23,09 + 11,37 \times (4,5 + 35,5) = 478 \text{ кНм},$$

Эксцентричность:

$$- \text{ По оси } X - e_x = \frac{M_{OY}^H}{N_B} = \frac{478}{63069} = 0,0076 \text{ м},$$

$$- \text{ По оси } Y - e_y = \frac{M_{OX}^H}{N_B} = \frac{1634}{63069} = 0,026 \text{ м},$$

Нормальные давления, действующие под подошвой фундамента:

$$P_{\text{макс,мин}}^H = \frac{N_B^H}{A_{\text{усл}}} \times \left( 1 \pm \frac{6e_x}{b_{\text{усл}}} \pm \frac{6e_y}{l_{\text{усл}}} \right),$$

$$P_{\text{макс}}^H = \frac{63069}{94,05} \times \left( 1 + \frac{6 \times 0,0076}{9,5} + \frac{6 \times 0,026}{9,9} \right) = 684 \text{ кН},$$

$$P_{\text{мин}}^H = \frac{63069}{94,05} \times \left( 1 - \frac{6 \times 0,0076}{9,5} - \frac{6 \times 0,026}{9,9} \right) = 657 \text{ кН},$$

$$P_{\text{cp}}^H = \frac{P_{\text{макс}}^H + P_{\text{мин}}^H}{2} = \frac{684 + 657}{2} = 670,5 \text{ кН},$$

Вычисляется расчетное сопротивление грунта основания под нижним концом сваи по формуле:

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

где,  $\gamma_{c1}$  – коэффициент условий работы грунтов, зависящий от вида грунтов, лежащих в основании здания;  $\gamma_{c1} = 1,4$  для песка с плотным гравием;

$\gamma_{c2}$  – для зданий с гибкой конструктивной схемой  $\gamma_{c2} = 1,1$ ;

$k = 1$  – коэффициент при непосредственном определении физико-механических характеристик грунта;

$M_{\gamma}, M_q, M_c$  – коэффициенты, принимаемые по таблице 4 СНиП в зависимости от угла внутреннего трения. Для  $\varphi = 38^{\circ}$ :

$$M_{\gamma} = 2,11; M_q = 9,44; M_c = 10,80;$$

$k_z$  – коэффициент, равный 1 при  $b < 10$  м,  $b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$\gamma_{II}$  – средневзвешенное значение удельного веса грунтов ниже подошвы фундамента,  $\gamma_{II} = 10,8 \text{ кН} / \text{м}^3$ ;

$\gamma'_{II}$  – средневзвешенное значение удельного веса грунтов выше подошвы фундамента,  $\text{кН} / \text{м}^3$ ;

$$\gamma'_{II} = \frac{7,4 \times 6,9 + 9,4 \times 9,1 + 7,5 \times 6,2 + 9,5 \times 3,0 + 8,4 \times 3,4 + 9,5 \times 1,0 + 7,9 \times 4,8 + 10,8 \times 6,1}{6,9 + 9,1 + 6,2 + 3,0 + 3,4 + 1,0 + 4,8 + 6,1} = 8,73 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

$c_{II}$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего под подошвой фундамента, для слоя 9:  $c_{II} = 2 \text{ кПа} = 2 \text{ кН} / \text{м}^2$ ;

$$\text{Тогда, } R = \frac{1,4 \times 1,1}{1} [2,11 \times 1 \times 9,5 \times 10,8 + 9,44 \times 40,5 \times 8,73 + 0 + 10,8 \times 2] = 5507 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Проверка условия:

$$P_{\text{cp}}^H = 670,5 \text{ кН} < R = 5507 \text{ кН},$$

$$P_{\text{макс}}^H = 684 \text{ кН} < 1,2R = 1,2 \times 5507 = 6608 \text{ кН},$$

Условие выполняется. Вычисление ординат эпюры дополнительного (осадочного) давления от сооружения.

Сначала вычисляется верхняя ордината эпюры непосредственно под подошвой фундамента при  $z = 0$ :  $\sigma_{zq,0} = p_0 - \sigma_{zg,0}$ .

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_{\text{cp}} \times h_i = 1,6 \times 16 + 17 \times 2,3 + 7,4 \times 13,8 + 9,4 \times 9,1 + 7,5 \times 6,2 + 9,5 \times 3,0 + 8,4 \times 3,4 + 9,5 \times 1,0 + 7,9 \times 4,8 + 10,8 \times 6,1 = 469 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

$$\sigma_{zp,0} = p_0 - \sigma_{zg,0} = 670,5 - 469 = 201,5 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Распределение напряжений ниже фундамента  $\sigma_{zp,i} = \sigma_{zg,0} \times \alpha_i$ ,

Результаты вычислений ординат эпюры  $\sigma_{zp,i}$  приводятся в таблице.

Таблице 3.26. Эпюры давления под свайным фундаментом

Наименование	$\xi = \frac{2z}{b}$	$z = \frac{\xi \cdot b}{2}, \text{ м}$	$\alpha_i$	$\sigma_{zp, i},$ кПа	$h_i,$ М
ИГЭ 9:	0	0	1,000	201,50	0
	0,4	1,9	0,960	193,44	1,9
	0,8	3,8	0,800	161,20	1,9
	1,2	5,7	0,606	122,11	1,9
	1,6	7,6	0,449	90,47	1,9
	1,68	8,0	0,426	85,84	0,4

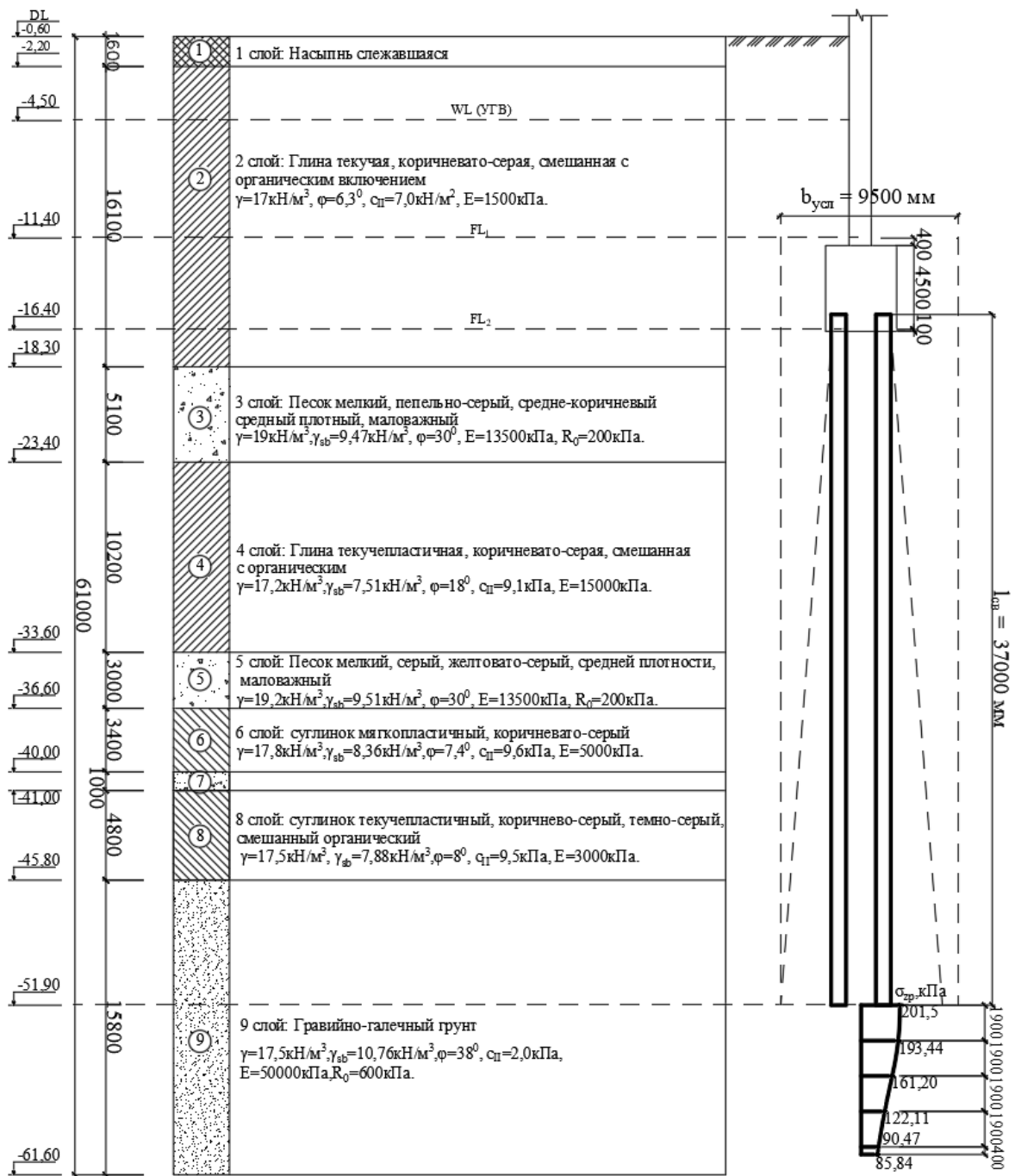


Рис 3.36. Расчетная схема для определения осадки свайного фундамента

Расчет стабилизированной осадки проводится по формуле:

$$S = \frac{\beta}{E} \sum \frac{\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,(i+1)}}{2} \times h_i,$$

где,  $\beta$  – безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,8;

$E = 50000 \text{ кН / м}^2$  – значения модулей деформации грунтов;

тогда,

$$S = \frac{0,8}{50000} \times \left( \frac{201,5 + 193,44}{2} \times 1,9 + \frac{193,44 + 161,2}{2} \times 1,9 + \frac{161,2 + 122,11}{2} \times 1,9 + \frac{122,11 + 90,47}{2} \times 1,9 + \frac{90,47 + 85,84}{2} \times 0,4 \right) =$$

$$\frac{0,8}{50000} \times 1218 = 0,0195 \text{ м} = 1,95 \text{ см}.$$

**Осадка допустимая.**  $S = 1,95 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}$  – предельная допустимая осадка для зданий.

### 3.7.4. Проектирование и расчет пяты сваи-баретты

Необходимо определить материал: бетон по прочности класса В25,  $R_b = 14,5 \text{ Мпа}$ . Под бетонный слой устраивается облицовки дна цементным раствором, песком, битым кирпичом или камнями 4х6, М75 толщиной 100 мм, крепежный бетон также толщиной 100 мм.

Проверка моментов и выбора арматуры:

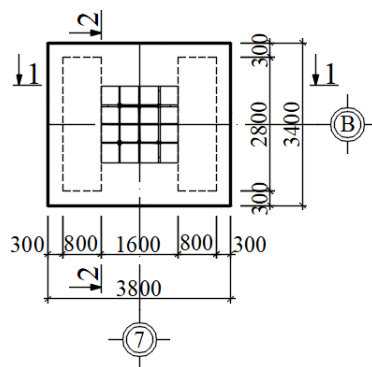


Рис 3.37. Расчетная схема арматуры у сваи с пятой

Момент, соответствующий сечения II-II:

$$M_{II} = r_2 \times P_{\text{макс}} = 0,4 \times 13334 = 5334 \text{ кНм.}$$

Усиление расположено в двух равных направлениях, один слой выше и один слой ниже, и рассчитывается следующим образом, используя сталь 18х20 а200 с  $A_s = 56,55 \text{ см}^2$ , рабочая высота  $h_0 = 450 - 50 = 400 \text{ см}$ .

Армированная стальная арматура группы АП имеет:

$$R_s = 280 \text{ кПа} = 280000 \text{ кН / м}^2.$$

тогда,  $M_{\text{пред}} = A_s \times R_s \times (h - a) = 56,55 \times 10^{-4} \times 280000 \times 4 = 6334 \text{ кНм}$ .

Проверка условия:  $M_{II} = 5334 \text{ кНм} < M_{\text{пред}} = 6334 \text{ кНм}$ .

Условия выполняется! Армирование обеспечивает несущую способность.

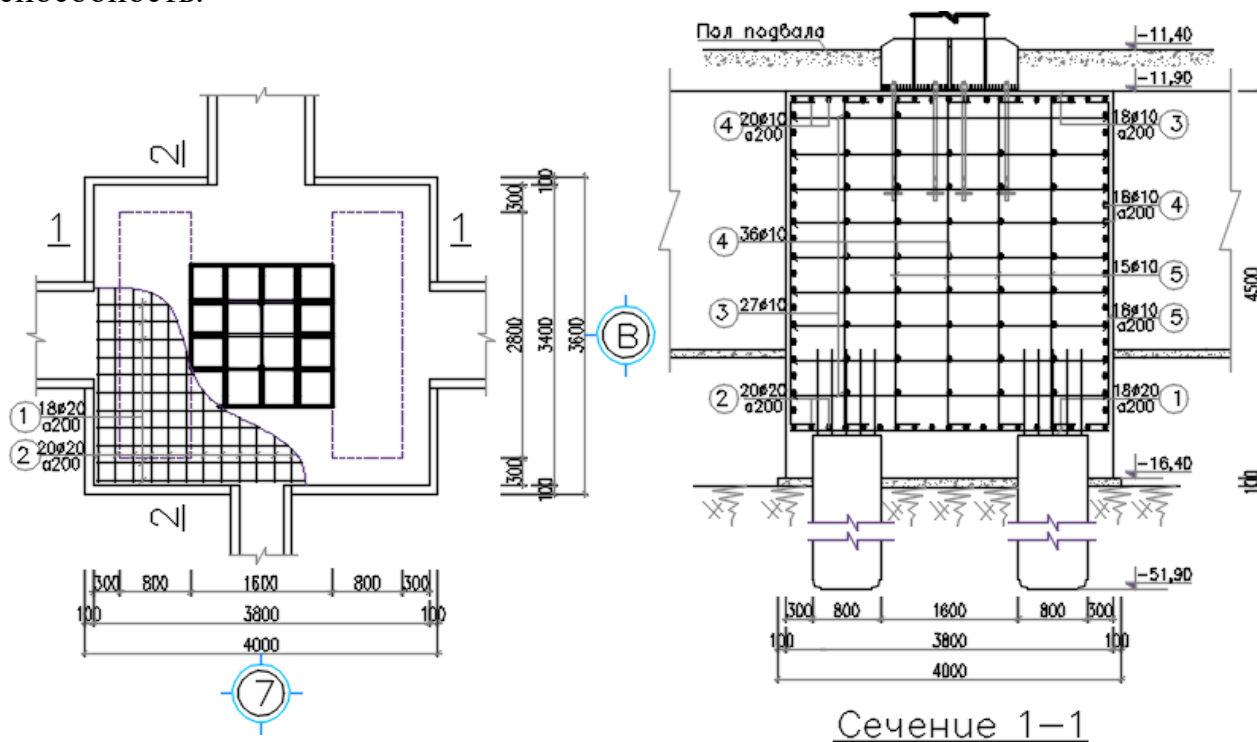


Рис 3.38. Армирование для подошвы сваи

### 3.7.5. Проектирование и расчет несущей способности буронабивной сваи

Материалы: бетон класса В25,  $R_b = 14,5$  МПа, арматура класса АII –  $R_s = 280$  МПа, усиленный пояс AI -  $R_{sw} = 175$  МПа. Буронабивная свая с диаметром  $D = 800$  мм. Предполагается, что усиленная вертикальная арматура включает 14х18 имеет  $A_s = 35,63 \text{ см}^2$ ,  $\mu = 71\%$ .

Расчет несущей способности буронабивной сваи по материалу:

$$F_{dm} = \varphi [\gamma_c \times \gamma_m \times R_b \times A + \gamma_a \times R_s \times A_s],$$

где,  $\varphi$  - коэффициент продольного изгиба, обычно  $\varphi = 1$ ;

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы, для свай сечением менее  $0,3 \times 0,3$  м:  
 $\gamma_c = 0,85$ ;

$\gamma_m$  - коэффициент условий работы бетона ( $0,7 \dots 1$  – в зависимости от вида свай)

$R_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, зависит от класса бетона,  $R_b = 14,5$  МПа;

$A$  - площадь поперечного сечения сваи,  $A_{cb} = 3,14 \times 40^2 - 35,63 = 4899 \text{ м}^2$ ;

$\gamma_a$  - коэффициент условий работы арматуры,  $\gamma_a = 1$

$R_s$  - расчетное сопротивление сжатию арматуры,  $R_s = 280$  МПа;

$A_s$  - площадь поперечного сечения арматуры,  $A_s = 35,63 \text{ см}^2$ ;

тогда,  $F_{dm} = 1 \times [0,85 \times 0,7 \times 1,45 \times 4988 + 1 \times 28 \times 35,63] = 5301 \text{ кН}$ .

Расчетная нагрузка допускаемая на сваю по грунту, составит:

$$P_{св} = \frac{F_{dm}}{\gamma_k} = \frac{5301}{1,4} = 3467 \text{ кН},$$

где,  $\gamma = 1,4$  - коэффициент надежности по грунту.

Для расчета свайный фундамент по 1-ой группе предельных состояний, мы получили результаты в програмном комплексе «SAP2000 v9.03.0».

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	451	TH5	-2,77	16,66	-1451	-31,90	-6,36	-0,0068

Расчет среднего давления под подошвой фундамента:

$$P_{\text{cp}}^{\text{II}} = \frac{N_{\text{II}}}{A_{\text{II}}} = \frac{3467}{(3 \times 0,8)^2} = 602 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

Определение предварительной площади подошвы фундамента:

$$A_{\text{II}} = \frac{N_{\text{I}}}{P_{\text{cp}}^{\text{II}} - \gamma_{\text{cp}} \times h \times n} = \frac{1451}{602 - 25 \times 1 \times 1,1} = 2,52 \text{ м}^2,$$

где,  $N_{\text{I}}$  - расчетная нагрузка по 1-ой группе предельных состояний;

$n = 1,1$  - коэффициент перегрузки;

$\gamma_{\text{cp}}$  - коэффициент средний удельный вес материала фундамента и грунта, принимаемый равным  $25 \text{ кН} / \text{м}^3$ ;

$h = 1$  - толщина слоев над подошвой фундамента;

Определение предварительного веса подошвы фундамента:

$$G_{\text{II}} = n \times A_{\text{II}} \times h \times \gamma_{\text{жб}} = 1,1 \times 2,52 \times 1 \times 25 = 69,3 \text{ кН},$$

Необходимое предварительное число свай фундамента:

$$n_{\text{св}} = \frac{N_{\text{I}} + G_{\text{II}}}{P_{\text{св}}} = \frac{1451 + 69,3}{3467} = 0,44 \text{ свай},$$

Принимаем количество свай  $n_{\text{св}} = 1$ .

Расстояние от внешней грани вертикально нагруженной сваи до края ростверка принимается равным 70см при однорядном размещении свай.

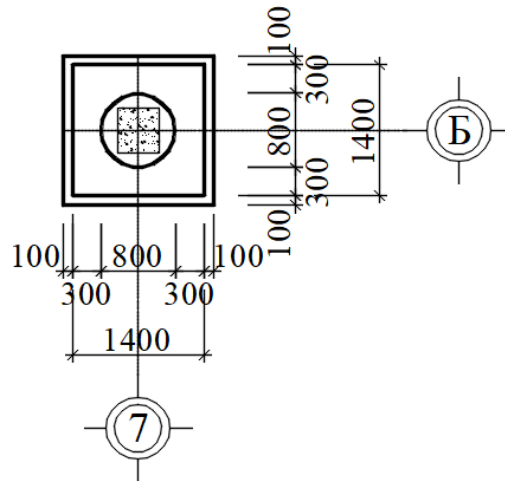


Рис 3.39. Проектирование буронабивной сваи

Определение площади подошвы фундамента:

$$A_{\text{п}} = b_{\text{п}} \times h_{\text{п}} = 1,4 \times 1,4 = 1,96 \text{ м}^2,$$

Необходимое предварительное число свай фундамента:

$$G_{\text{п}} = n \times A_{\text{п}} \times h \times \gamma_{\text{жб}} = 1,1 \times 1,96 \times 1 \times 25 = 54 \text{ кН},$$

Расчетная вертикальная сила, действующая по подошве фундамента:

$$N_{\text{р}} = N_{\text{I}} + G_{\text{п}} = 1451 + 54 = 1505 \text{ кН},$$

Расчетная нагрузка передаваемая на сваю:

$$F_1 = \frac{N_{\text{р}}}{n_{\text{св}}} = \frac{1505}{1} = 1505 \text{ кН}.$$

Определение веса свайного фундамента:

$$G_{\text{св}} = 34,5 \times 3,14 \times 0,4^2 \times 25 \times 1,1 = 477 \text{ кН}.$$

Проверяем условие первого предельного состояния:

$$F = \frac{F_1 + G_{\text{св}}}{1} = \frac{1505 + 477}{1} = 1982 \text{ кН} < P_{\text{св}} = 3467 \text{ кН},$$



Условие выполняется! Принятый размер свайного фундамента будет считаться окончательным при удовлетворении условия расчета по второму предельному состоянию – по деформациям.

### 3.7.6. Расчет основания буронабивной сваи по второму предельному состоянию

Необходимо определить площадь подошвы условного фундамента  $A_{\text{усл}}$ :

$$b_{\text{усл}} = l_{\text{усл}} = 0 + 2 \times \frac{0,8}{2} + 2 \times 34,4 \times \text{tg} \frac{17,6^\circ}{4} = 6,1 \text{ м},$$

$$A_{\text{усл}} = b_{\text{усл}} \times l_{\text{усл}} = 6,1 \times 6,1 = 37,21 \text{ м}^2,$$

где,  $\gamma_{\text{ср}}$  – среднее значение угла внутреннего трения грунтов, залегающих в пределах рабочей длины сваи  $l_{\text{св}} = 34,5$  м;

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{6,3 \times 5,3 + 30 \times 9,1 + 7,3 \times 6,2 + 30 \times 3 + 7,4 \times 3,4 + 30 \times 1 + 8 \times 4,8 + 38 \times 6,1}{5,3 + 9,1 + 6,2 + 3 + 3,4 + 1 + 4,8 + 6,1} = 17,6^\circ,$$

#### Расчет осадок свайного фундамента:

Все грунта в объеме условного фундамента:  $G_{\text{гр}} = A_{\text{усл}} \times h_{\text{усл}} \times \gamma_{\text{ср}}$ ,

– Для слоя ИГЭ 1 «насыпнь слежавшаяся»:

$$G_{\text{гр}}^1 = A_{\text{усл}} \times h_1 \times \gamma_{\text{ср},1} = 37,21 \times (1 + 0,5 + 1) \times 20 = 1191 \text{ кН};$$

– Для слоя ИГЭ 2 «глина текучая, коричневатая-серая, смешанная с органическими включениями»:

$$G_{\text{гр}}^2 = (A_{\text{усл}} - A_{\text{св}}) \times h_2 \times \gamma_{\text{ср},2} = (37,12 - 0,502) \times 5,3 \times 7,4 = 1436 \text{ кН};$$

– Для слоя ИГЭ 3 «песок рыхлый, пепельно-серый, средне-коричневый средний плотный, маловажный водой»:

$$G_{\text{гр}}^3 = (A_{\text{усл}} - A_{\text{св}}) \times h_3 \times \gamma_{\text{ср},3} = (37,12 - 0,502) \times 5,1 \times 9,4 = 1755 \text{ кН};$$

– Для слоя ИГЭ 4 «глина текучепластичная, коричневато-серая, смешанная с органическими включениями»:

$$G_{гр}^4 = (A_{усл} - A_{св}) \times h_4 \times \gamma_{ср,4} = (37,12 - 0,502) \times 10,2 \times 7,5 = 2801 \text{кН};$$

– Для слоя ИГЭ 5 «песок песок мелкий, серый, желтовато-серый, средней плотности, маловажный водой»:

$$G_{гр}^5 = (A_{усл} - A_{св}) \times h_5 \times \gamma_{ср,5} = (37,12 - 0,502) \times 3,0 \times 9,5 = 1044 \text{кН};$$

– Для слоя ИГЭ 6 «суглинок мягкопластичный, коричневато-серый»:

$$G_{гр}^6 = (A_{усл} - A_{св}) \times h_6 \times \gamma_{ср,6} = (37,12 - 0,502) \times 3,4 \times 8,4 = 1046 \text{кН};$$

– Для слоя ИГЭ 7 «песок мелкий, средний крупности, маловажный водой»:

$$G_{гр}^7 = (A_{усл} - A_{св}) \times h_7 \times \gamma_{ср,7} = (37,12 - 0,502) \times 1,0 \times 9,5 = 348 \text{кН};$$

– Для слоя ИГЭ 8 «суглинок текучепластичный, коричнево-серый, темно-серый, смешанный органический»:

$$G_{гр}^8 = (A_{усл} - A_{св}) \times h_8 \times \gamma_{ср,8} = (37,12 - 0,502) \times 4,8 \times 7,9 = 1389 \text{кН};$$

– Для слоя ИГЭ 9 «гравийно-галечный грунт»:

$$G_{гр}^9 = (A_{усл} - A_{св}) \times h_9 \times \gamma_{ср,9} = (37,12 - 0,502) \times 6,1 \times 10,8 = 2412 \text{кН};$$

– Для буронабивной сваи:

$$G_{гр}^{св} = A_{св} \times h_{св} \times \gamma_{жб} = 0,502 \times 34,4 \times 25 = 432 \text{кН};$$

тогда,

$$\sum G_{гр} = 1191 + 1436 + 1755 + 2801 + 1044 + 1046 + 348 + 1389 + 2412 + 432 = 13854 \text{кН}.$$

Расчетная вертикальная сила, действующая под подошвой фундамента:

$$N = 1262 + 13854 = 15116 \text{кН},$$

Нормальные изгибающие моменты, кНм, относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка:

$$M^H = M_0^H + V_0^H \times (h' + 1),$$

– По оси X

$$M_{OX}^H = M_{OX}^X + F_{OY} \times (h' + l_{CB}) = 31,9 + 16,66 \times (1 + 34,5) = 623 \text{ кНм};$$

– По оси Y

$$M_{OY}^H = M_{OY}^X + F_{OX} \times (h' + l_{CB}) = 6,36 + 2,77 \times (1 + 34,5) = 105 \text{ кНм};$$

Эксцентрисичность:

$$– \text{ По оси X - } e_x = \frac{M_{OY}^H}{N_B} = \frac{105}{15116} = 0,0069 \text{ м};$$

$$– \text{ По оси Y - } e_y = \frac{M_{OX}^H}{N_B} = \frac{623}{15116} = 0,0418 \text{ м};$$

Нормальные давления, действующие под подошвой фундамента:

$$P_{\text{макс, мин}}^H = \frac{N_B^H}{A_{\text{усл}}} \times \left( 1 \pm \frac{6e_x}{b_{\text{усл}}} \pm \frac{6e_y}{l_{\text{усл}}} \right),$$

$$P_{\text{макс}}^H = \frac{15116}{37,12} \times \left( 1 + \frac{6 \times 0,0069}{6,1} + \frac{6 \times 0,048}{6,1} \right) = 427 \text{ кН},$$

$$P_{\text{мин}}^H = \frac{15116}{37,12} \times \left( 1 - \frac{6 \times 0,0069}{6,1} - \frac{6 \times 0,0418}{6,1} \right) = 338 \text{ кН},$$

$$P_{\text{ср}}^H = \frac{P_{\text{макс}}^H + P_{\text{мин}}^H}{2} = \frac{427 + 388}{2} = 407,5 \text{ кН},$$

Вычисляется расчетное сопротивление грунта основания под нижним концом сваи по формуле:

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

$$\text{тогда, } R = \frac{1,4 \times 1,1}{1} \left[ 2,11 \times 1 \times 6,1 \times 10,8 + 9,44 \times 36 \times 8,73 + 0 + 10,8 \times 2 \right] = 4816 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Проверка условия:

$$P_{\text{ср}}^H = 407,5 \text{ кН} < R = 4861 \text{ кН},$$

$$P_{\text{макс}}^H = 427 \text{ кН} < 1,2R = 1,2 \times 4816 = 5779 \text{ кН},$$

Условие выполняется! Таким образом, мы рассчитаем осадки по методу линейного деформированного грунта.

Верхняя ордината эпюры непосредственно под подошвой фундамента вычисляем при  $z = 0$ :  $\sigma_{zq,0} = p_0 - \sigma_{zg,0}$ .

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_{cp} \times h_i = 1,6 \times 16 + 17 \times 2,3 + 7,4 \times 13,8 + 9,4 \times 9,1 + 7,5 \times 6,2 + 9,5 \times 3,0 + 8,4 \times 3,4 + 9,5 \times 1,0 + 7,9 \times 4,8 + 10,8 \times 6,1 = 462 \text{ кН / м}^2.$$

$$\sigma_{zp,0} = p_0 - \sigma_{zg,0} = 407,5 - 462 = -54,5 \text{ кН / м}^2 < 0,$$

Определяем разницу осадок фундамента между свай-барретой и буронабивной (В7 и Б7):

$$\Delta = \frac{S_1 - S_2}{B} = \frac{1,95 - 0}{850} = 0,0023 < 0,004.$$

Условие выполняется!

### 3.7.7. Расчет и проектирование пяты буронабивной сваи

Материал: бетон класса В25,  $R_b = 14,5$  МПа. Бетонный слой облицовывает дно основания с помощью 100-миллиметрового кирпичного раствора М75.

Проверка моментов и выбора арматуры у сваи пяты:

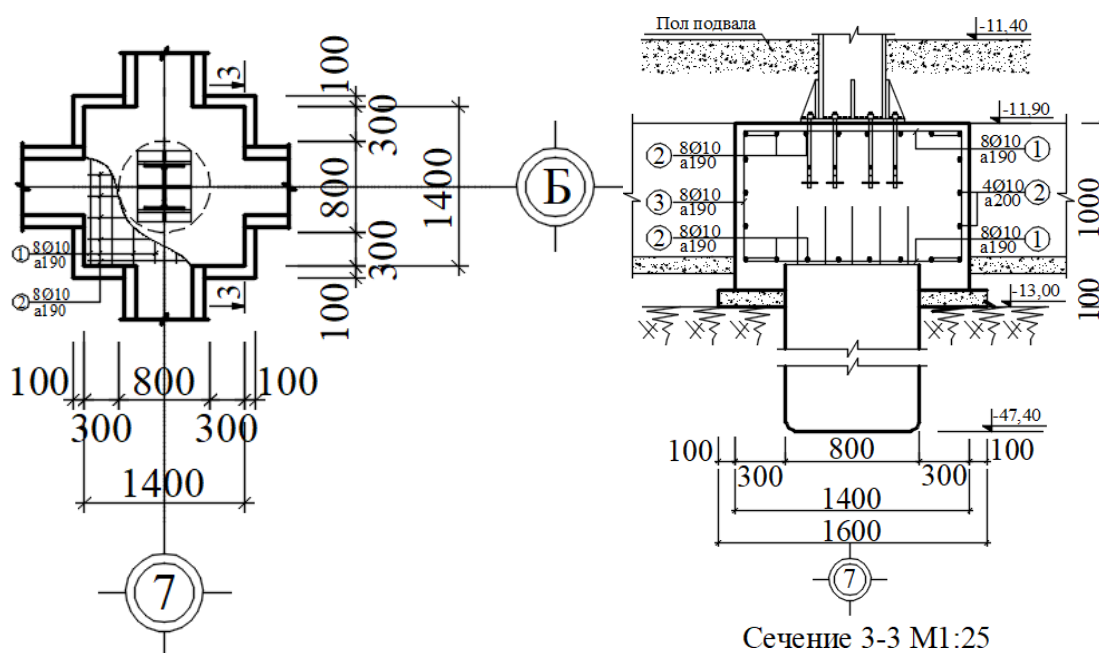


Рис 3.40. Армирование пяты буронабивной сваи

Расчет крутящего момента и стальной установки для свайных станций: сталь размещается в соответствии со структурой:

– *Арматурная сталь* в направлении X размещена 8x10, расстояние между сердечником 2 арматурной стали бок о бок составляет  $a = 190$  мм. Длина каждого стержня составляет 1330 мм;

– *Арматурная сталь* в соответствии с направлением Y 8x10, расстояние между двумя арматурными стержнями рядом = 190 мм. Длина каждого стержня составляет 1330 мм.

### 3.8. Расчет железобетонной конструкции

Материал:

– *Бетон* - тяжелый, класса по прочности В30;

Модуль упругости:  $E = 32500 \text{ МПа} = 32,5 \times 10^6 \text{ кН} / \text{м}^2$ .

Расчетные сопротивления по предельным состояниям первой группы:

$$R_b = 17 \text{ МПа} = 17000 \text{ кН} / \text{м}^2, R_{bt} = 1,15 \text{ МПа} = 1150 \text{ кН} / \text{м}^2,$$

Расчетные сопротивления по предельным состояниям второй группы:

$$R_{b,ser} = 22 \text{ МПа} = 22000 \text{ кН} / \text{м}^2, R_{bt,ser} = 1,75 \text{ МПа} = 1750 \text{ кН} / \text{м}^2,$$

– *Арматур:*

Модуль упругости:  $E = 32500 \text{ МПа} = 32,5 \times 10^6 \text{ кН} / \text{м}^2$ .

Сталь  $\varnothing < 10$  группы АІ имеет расчетно сопротивление сжатия для предельных состояний первой группы:  $R_s = 225 \text{ МПа} = 225000 \text{ кН} / \text{м}^2$ .

Сталь  $\varnothing > 10$  группы АІІ имеет расчетно сопротивление сжатия для предельных состояний первой группы:  $R_s = 280 \text{ МПа} = 280000 \text{ кН} / \text{м}^2$ .

Сталь  $\varnothing < 10$  группы АІ имеет расчетно сопротивление сжатия для предельных состояний первой группы:  $R_s = 225 \text{ МПа} = 225000 \text{ кН} / \text{м}^2$ .

### 3.8.1. Расчет и проектирование плиты типового этажа

Нагрузка на  $1\text{ м}^2$  плиту перекрытия считаем в таблице.

Таблица 3.27. Нагрузки на  $1\text{ м}^2$  перекрытия типового этажа

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<b><u>Постоянная:</u></b>			
Керамическая плитка 300x300 $\delta = 10\text{ мм}$ , $\rho = 1800\text{ кг / м}^3$	0,18	1,10	0,198
Цементная стяжка $\delta = 10\text{ мм}$ , $\rho = 1800\text{ кг / м}^3$	0,27	1,30	0,351
Железобетонный пол $\delta = 180\text{ мм}$ , $\rho = 2500\text{ кг / м}^3$	4,50	1,10	4,95
<b>Итого постоянная нагрузка <math>g_1</math></b>	<b>4,95</b>	-	<b>5,5</b>
<b><u>Временная:</u></b>			
Полезная	2,00	1,20	2,40
Перегородки	0,50	1,10	0,65
<b>Итого временная нагрузка <math>v_1</math></b>	<b>2,50</b>	-	<b>3,05</b>
<b>Полная нагрузка <math>g_1 + v_1</math></b>	<b>7,45</b>	-	<b>8,55</b>

Размер плиты: 7,2 м x 10,7 м.

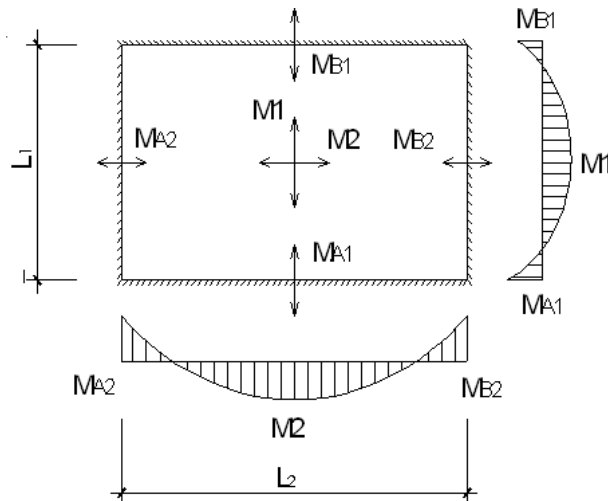


Рис 3.41. Расчетная схема

Крайний расчетный пролет:

$$l_{01} = l_1 - \frac{b_{s,b}}{2} - \frac{b_{m,b}}{2} = 7,2 - \frac{0,3}{2} - \frac{0,35}{2},$$

Крайний расчетный пролет:

$$l_{02} = l_2 - 2 \times \frac{b_{m,b}}{2} = 10,7 - 2 \times \frac{0,35}{2} = 10,35,$$

Определение внутренних усилий в плите:

- Уравнение для определения крутящего момента выглядит следующим образом:

$$\frac{q_0 \times l_{01}^2 \times (3l_{02} - l_{01})}{12} = (2M_1 + M_{A1} + M_{B1}) \times l_{02} + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2}) \times l_{01},$$

где, отношение  $\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{10,35}{6,75} = 1,5$ , согласно СП 63.13330.2018 «бетонные и

железобетонные конструкции» получаем:

$$\theta = \frac{M_2}{M_1} = 0,56; A_1 = B_1 = \frac{M_{A1}}{M_1} = \frac{M_{B1}}{M_1} = 1,1; A_2 = B_2 = \frac{M_{A2}}{M_1} = \frac{M_{B2}}{M_1} = 0,75,$$

Из уравнения, мы определяем значения крутящего момента:

$$M_1 = 13,2 \text{ кНм}; M_2 = 7,4 \text{ кНм}; M_{A1} = M_{B1} = 14,6 \text{ кНм}; M_{A2} = M_{B2} = 9,9 \text{ кНм},$$

- Определение арматуры:

Выбираем  $a_0 = 2 \text{ см} \ll h_0 = 18 - 2 = 16 \text{ см}$ .

Определяем  $\xi_R$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \times \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{\alpha - 0,008 \times R_b}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \times \left(1 - \frac{\alpha - 0,008 \times R_b}{1,1}\right)} = \frac{0,85 - 0,008 \times 17}{1 + \frac{225}{400} \times \left(1 - \frac{0,008 \times 17}{1,1}\right)} = 0,596,$$

$$\Rightarrow \alpha_R = \xi_R \times (1 - 0,5 \times \xi_R) = 0,596 \times (1 - 0,5 \times 0,596) = 0,418,$$

Расчет арматуры  $M_1 = 13,2 \text{ кНм}$ .

Определяем коэффициент  $\alpha_M$

$$\alpha_M = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{13,2 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 160^2} = 0,03 < \alpha_R = 0,418.$$

При  $\alpha_M = 0,03$ , определяем относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_M} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03} = 0,03,$$

$$\Rightarrow \zeta = 1 - 0,5 \times \xi = 1 - 0,5 \times 0,03 = 0,985,$$

Площадь продольной рабочей арматуры из условия прочности

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{13,2 \times 10^6}{225 \times 0,985 \times 160} = 372 \text{ мм}^2 = 3,72 \text{ см}^2,$$

По сортаменту принимаем  $\varnothing 10$ ,  $a = 180 \text{ мм}$ ,  $A_s = 4,36 \text{ см}^2$ .

Площадь продольной арматуры при  $\mu = 0,05\%$  из симметричном армировании:

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{4,36}{100 \times 16} \times 100\% = 0,28\% > \mu_{\text{мин}} = 0,05\%.$$

Размер плиты: 3,6 м x 10,7 м.

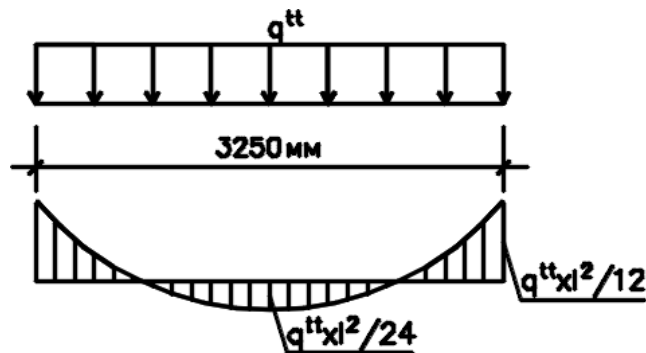


Рис 3.42. Расчетная схема



Расчетный пролет:

$$l_0 = l_1 - 2 \times \frac{b_{m,b}}{2} = 3,6 - 2 \times \frac{0,35}{2} = 3,25 \text{ м},$$

Изгибающие моменты с учетом перераспределения внутренних усилий:

В первом пролете:

$$M_1 = \frac{q^u \times l_0^2}{12} = \frac{9,75 \times 3,25^2}{12} = 8,67 \text{ кНм}.$$

В средних пролете:

$$M_2 = \frac{q^u \times l_0^2}{24} = \frac{9,75 \times 3,25^2}{24} = 4,34 \text{ кНм}.$$

– Расчет арматуры:  $M_1 = 8,67 \text{ кНм}$ .

Определяем коэффициент  $\alpha_M$

$$\alpha_M = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{8,67 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 160^2} = 0,03 < \alpha_R = 0,418.$$

При  $\alpha_M = 0,03$ , определяем относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_M} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03} = 0,03,$$

$$\Rightarrow \zeta = 1 - 0,5 \times \xi = 1 - 0,5 \times 0,03 = 0,985,$$

Площадь продольной рабочей арматуры из условия прочности

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{8,67 \times 10^6}{225 \times 0,985 \times 160} = 301 \text{ мм}^2 = 3,01 \text{ см}^2,$$

По сортаменту принимаем  $\varnothing 10, a = 200 \text{ мм}, A_s = 3,93 \text{ см}^2$ .

Площадь продольной арматуры при  $\mu = 0,05\%$  из симметричном армировании:

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{3,93}{100 \times 16} \times 100\% = 0,25\% > \mu_{\text{мин}} = 0,05\%.$$

– Расчет арматуры:  $M_2 = 3,34 \text{ кНм}$ .

Определяем коэффициент  $\alpha_M$

$$\alpha_M = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{4,34 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 160^2} = 0,015 < \alpha_R = 0,418.$$

При  $\alpha_M = 0,015$ , определяем относительную высоту сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_M} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015} = 0,015,$$

$$\Rightarrow \zeta = 1 - 0,5 \times \xi = 1 - 0,5 \times 0,015 = 0,992,$$

Площадь продольной рабочей арматуры из условия прочности

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{4,34 \times 10^6}{225 \times 0,992 \times 160} = 150 \text{ мм}^2 = 1,50 \text{ см}^2,$$

По сортаменту принимаем  $\varnothing 10, a = 200 \text{ мм}, A_s = 3,93 \text{ см}^2$ .

Площадь продольной арматуры при  $\mu = 0,05\%$  из симметричном армировании:

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{3,93}{100 \times 16} \times 100\% = 0,25\% > \mu_{\text{мин}} = 0,05\%.$$

Таблица 3.28. Классификация армирования плиты типового этажа

№	Момент, кНм		$\alpha_M$	$\zeta$	$A_s, \text{ см}^2$	Арматура	$\mu$
П1	$M_1$	13.2	0.03	0.985	3.72	f10a180( $F_a = 4,36 \text{ см}^2$ )	0.28
	$M_2$	7.4	0.017	0.991	2.03	f10a200( $F_a = 3,93 \text{ см}^2$ )	0.25
	$M_{A1} = M_{B1}$	14.6	0.034	0.983	4.04	f10a180( $F_a = 4,36 \text{ см}^2$ )	0.28
	$M_{A2} = M_{B2}$	9.9	0.023	0.988	2.78	f10a200( $F_a = 3,93 \text{ см}^2$ )	0.25
П2	$M_1$	11.2	0.026	0.987	3.08	f10a200( $F_a = 3,93 \text{ см}^2$ )	0.25
	$M_2$	7.7	0.018	0.991	2.11	f10a200( $F_a = 3,93 \text{ см}^2$ )	0.25
	$M_{A1} = M_{B1}$	13.8	0.032	0.984	3.81	f10a200( $F_a = 3,93 \text{ см}^2$ )	0.25

	$M_{A2}=M_{B2}$	9.7	0.022	0.989	2.67	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
Π3	$M_1$	7	0.016	0.992	1.92	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
	$M_2$	7	0.016	0.992	1.92	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
	$M_{A1}=M_{B1}$	9.8	0.023	0.989	2.69	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
	$M_{A2}=M_{B2}$	9.8	0.023	0.989	2.69	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
Π4	$M_1$	8.1	0.028	0.986	2.81	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.3
	$M_2$	3.62	0.013	0.994	1.25	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.3
	$M'_1$	18.04	0.063	0.968	6.23	f10a120( $F_a = 6,54\text{cm}^2$ )	0.48
	$M'_2$	8.01	0.028	0.986	2.78	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.3
Π5	$M_1$	4.34	0.015	0.992	1.50	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
	-	-	-	-	-	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
	$M'_1$	8.67	0.03	0.985	3.01	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
	-	-	-	-	-	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
Π6	$M_1$	7.7	0.018	0.991	2.11	f10a180( $F_a = 4,36\text{cm}^2$ )	0.28
	-	-	-	-	-	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
	$M'_1$	15.4	0.035	0.982	4.26	f10a180( $F_a = 4,36\text{cm}^2$ )	0.28
	-	-	-	-	-	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
Π7	$M_1$	5.65	0.013	0.993	1.55	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
	$M_2$	3.5	0.008	0.996	0.96	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
	$M_{A1}=M_{B1}$	6.78	0.016	0.992	1.86	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
	$M_{A2}=M_{B2}$	4.52	0.010	0.995	1.24	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
Π8	$M_1$	8	0.018	0.991	2.19	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
	$M_2$	2.4	0.006	0.997	0.67	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
	$M_{A1}=M_{B1}$	8	0.018	0.991	2.19	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25
	$M_{A2}=M_{B2}$	4	0.009	0.995	1.09	f10a200( $F_a = 3,93\text{cm}^2$ )	0.25

П9	$M_1$	4.56	0.01	0.995	1.25	f10a200( $F_a = 3,93\text{см}^2$ )	0.25
	-	-	-	-	-	f10a200( $F_a = 3,93\text{см}^2$ )	0.25
	$M'_1$	9.12	0.021	0.989	2.51	f10a200( $F_a = 3,93\text{см}^2$ )	0.25
	-	-	-	-	-	f10a200( $F_a = 3,93\text{см}^2$ )	0.25
П10	$M_1$	3.85	0.009	0.996	1.05	f10a200( $F_a = 3,93\text{см}^2$ )	0.25
	$M_2$	0.97	0.002	0.999	0.26	f10a200( $F_a = 3,93\text{см}^2$ )	0.25
	$M_{A1}=M_{B1}$	8.26	0.019	0.99	2.27	f10a200( $F_a = 3,93\text{см}^2$ )	0.25
	$M_{A2}=M_{B2}$	2.07	0.005	0.998	0.56	f10a200( $F_a = 3,93\text{см}^2$ )	0.25
П11	$M_1$	1.17	0.003	0.999	0.32	f10a200( $F_a = 3,93\text{см}^2$ )	0.25
	$M_2$	0.98	0.002	0.999	0.27	f10a200( $F_a = 3,93\text{см}^2$ )	0.25
	$M_{A1}=M_{B1}$	2.73	0.006	0.997	0.74	f10a200( $F_a = 3,93\text{см}^2$ )	0.25
	$M_{A2}=M_{B2}$	2.26	0.005	0.997	0.62	f10a200( $F_a = 3,93\text{см}^2$ )	0.25

### 3.8.2. Расчет и проектирование лестницы

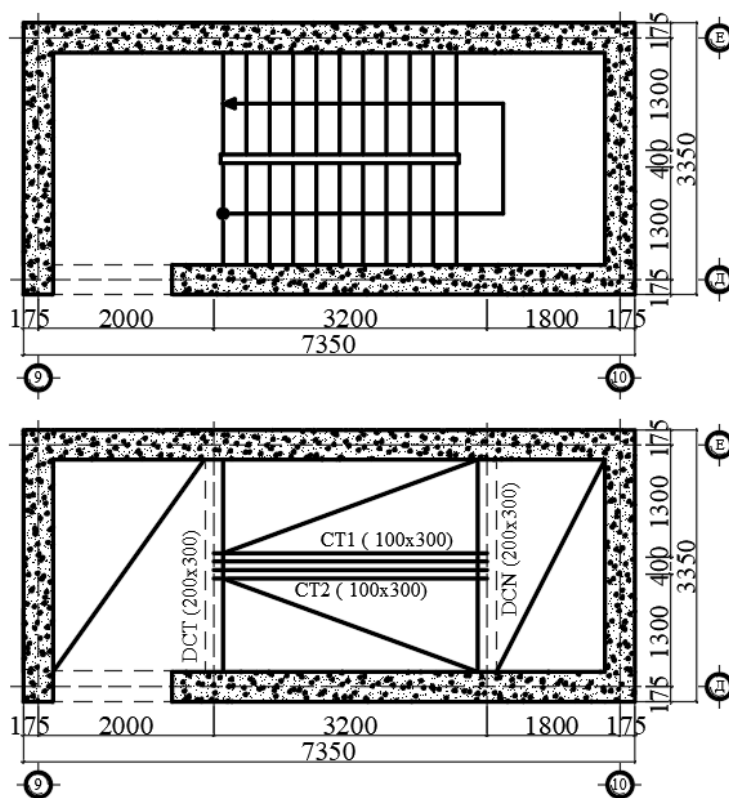


Рис 3.43. План лестницы

Определение внутренних усилий в плите:

- Параметры: Оптимальные значения;
- Высота подступенка: 150мм;
- Ширина проступи (ступеней): 300мм;
- Количество ступеней в одном марше: 11 шт.;
- Ширина пролета: 80мм;
- Размер лестничной балки:  $b \times h = 100 \times 300$  мм;
- Размер посадочной балки:  $b \times h = 200 \times 300$  мм.

Полная нагрузка:  $q^t = 8,58 \text{ кН/м}^2$ .

Определение внутренних усилий:

- Высота подступенки: 150мм;
- Ширина проступи (ступеней): 300мм;
- Угол наклона лестницы:

$$\cos \alpha = \frac{h_0}{\sqrt{b_b^2 \times h_b^2}} = \frac{300}{\sqrt{150^2 + 300^2}} = 0,89,$$

$$\Rightarrow l_2 = \frac{3220}{\cos \alpha} = \frac{3220}{0,89} = 3617 \text{ мм} = 3,617 \text{ м},$$

Отношение  $\frac{l_2}{l_1} = \frac{3,617}{1,3} = 2,8 > 2$ , допустимо рассчитывать как балочные.

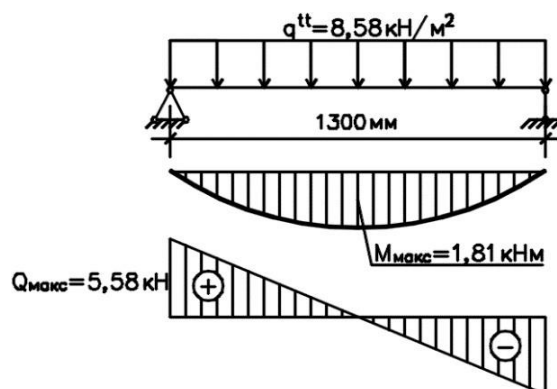


Рис 3.44. Расчетная схема

- Максимальный изгибающий момент в средних пролетах:

$$M_{\text{макс}} = \frac{q^{\text{tt}} \times l^2}{8} = \frac{8,58 \times 1,3^2}{8} = 1,81 \text{ кНм};$$

- Максимальное значение поперечной силы:

$$Q_{\text{макс}} = \frac{q^{\text{tt}} \times l}{2} = \frac{8,58 \times 1,3}{2} = 5,58 \text{ кН},$$

Расчет арматуры:

Выбираем  $a_0 = 1,5 \text{ см} \nless h_0 = h_b - a_0 = 8 - 1,5 = 6,5 \text{ см}$ .

Определяем коэффициент  $\alpha_M$

$$\alpha_M = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{1,81 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 65^2} = 0,025 < \alpha_R = 0,418.$$

При  $\alpha_M = 0,025$ , определяем относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_M} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025} = 0,025,$$

$$\Rightarrow \zeta = 1 - 0,5 \times \xi = 1 - 0,5 \times 0,025 = 0,9875,$$

Площадь продольной рабочей арматуры из условия прочности

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{1,81 \times 10^6}{225 \times 0,9875 \times 65} = 126 \text{ мм}^2 = 1,26 \text{ см}^2,$$

По сортаменту принимаем  $\varnothing 10, a = 200 \text{ мм}, A_s = 3,93 \text{ см}^2$ .

Площадь продольной арматуры при  $\mu = 0,05\%$  из симметричном армировании:

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{3,93}{100 \times 16} \times 100\% = 0,25\% > \mu_{\text{мин}} = 0,05\%.$$

**Раздел №4**

**ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ  
СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА**

#### 4.1. Характеристики возводимого объекта строительства

Проектируемый объект – национальный конференц-центр с 3-уровневым подземным паркингом. Проектируемый национальный конференц-центр располагается в городе Ханое.

Объект состоит из 41 этажа и 3 этажного подземного паркинга. Проектируемое сооружение подземном паркингом представляет собой национальный конференц-центр с размерами по осями 83,5х61,0 м. Общая площадь объекта составляет 5093,5 м<sup>2</sup>.

В проектируемом объекте приняты следующие высоты этажей:

- Высота типового этажа: 3,3 м;
- Высота первого этажа: 4,0 м;
- Высота второго этажа: 6,6 м;
- Высота первого подземного этажа: -4,2 м;
- Высота второго подземного этажа: -7,8 м;
- Высота третьего подземного этажа: -11,4 м;

Конструктивная схема подземного паркинга представляет собой каркас из монолитных железобетонных колонн, стен, плит перекрытий. Размеры в плане проектируемого подземного паркинга 83,5х61,0 м.

По природным условиям согласно СП 31.13330.2012 «Строительная климатология», объект расположен в климатическом районе строительства с нормативным значением ветровой нагрузки  $W = 0,95$  кН/м<sup>2</sup>.

Принятые размеры и материалы основных конструкций:

*Ограждающие стены паркинга* – монолитные железобетонные толщиной 800 мм, бетон класса В25, арматура класса А400.

*Монолитные колонны* – в подземной и надземной пристроенной части здания. Основные колонны выполнены сечением 750 х 750 мм и 1000 х 1200 мм для расширенных колонн. Бетон для колонн - класса В25. Колонны армируются отдельными стержнями арматуры класса А400.



*Перекрытия междуэтажные* - толщиной 200 мм, что соответствует условию достаточной жёсткости. Бетон для плиты перекрытия - класса В25, арматура класса А400.

*Наружные стены* в паркинге приняты стена в грунте толщиной 800 мм из бетона класса В25 и кирпичные с утеплителем в здании.

*Лестничные марши и площадки* – железобетонные монолитные из бетона класса В25 и арматуры класса А400.

*Фундаменты* под подземным паркингом – 2 типа:

1. Свая-баретты длиной 37 м;
2. Буриабивные сваи диаметром 800 мм, длиной 34,5 м.

Бетон принят класса В25. Армирование свайного фундамента произведено отдельными стержнями арматуры класса А400 в продольном и поперечном направлении. Шаг основной арматуры принят 200мм.

*Фундаментная плита* - монолитная железобетонная толщиной 1000 мм, бетон класса В25, арматура класса А400. Бетонная подготовка – бетон класса В7.5 толщиной 100 мм.

*Плита кровли* - монолитные железобетонные толщиной 500мм.

#### **4.2. Порядок организации строительных работ**

Строительные работы на объекте производятся в два основных этапа: подготовительные и основные.

Объект состоит из 41 этажа и 3 этажного подземного паркинга. Проектируемое сооружение подземной этажи представляет собой национальный конференц-центр с размерами по осям 83,5х61,0 м. Общая площадь объекта составляет 5093,5 м<sup>2</sup>.

1. К подготовительному этапу относятся следующие работы:
  - Инженерная подготовка выравнивание площадки;

- Устройство временных дорог, зданий и сетей водоснабжения, электроснабжения;
- Установка ограждения и осветительных приборов;
- Установка предупреждающих знаков, организация помещений для нужд работников;
- Создание геодезической сети и разметка котлована.

## 2. Возведение подземной части:

- Устройство стены в грунте (стена-баретта);
- Устройство котлована и распорной системы;
- Устройство свай-баррет;
- Устройство буронабивных свай;
- Возведение сооружения здания по методу сверху-вниз;
- Устройство ростверков свайных фундаментов и распорок.

### 4.3. Технология устройства стены в грунте

Стена в грунте применяется для ограждающих конструкций котлована, защиты объекта от уровня грунтовых вод в процессе строительства.

Стена в грунте глубиной 25 м от относительной отметки -0,6 м. Глубина котлована -13 м. Толщина стены по глубине 800 мм.

Материал: бетон по прочности класса В25 -  $R_b = 14,5$  МПа, раствор бентонита, арматура класса АII –  $R_s = 280$  МПа.

Возведение стены в грунте:

- Используем обычную колючую проволоку, привязанную к раме, размер которой соответствуют периметру котлована;
- Устройство котлована и распорной системы;
- Выбираем армированный защитный слой толщиной  $a=7$  см;
- Т.к. котлован большой глубины 25 м, мы разделили его на 2 рамы высотой 12,5м. Первая рама опускается в траншею и используются

горизонтальные барьерные устройства таким образом, чтобы верхняя часть рамы находилась на уровне земли и затем с помощью крана перемещаем вторую раму в положение первой рамы, и соединяем две рамы вместе, затем опускаем всю раму до проектной глубины;

- Расстояние между основными арматурными стержнями не менее 170 - 200 мм. Диаметр армирования от 20 до 32 мм;

- В процессе бетонирования для создания стыков для высококачественных подпорных стен, мы используем для формирования опалубки, в которой имеется прорезь для установки пластикового листа (резиновые прокладки), связывающего 2 стены.

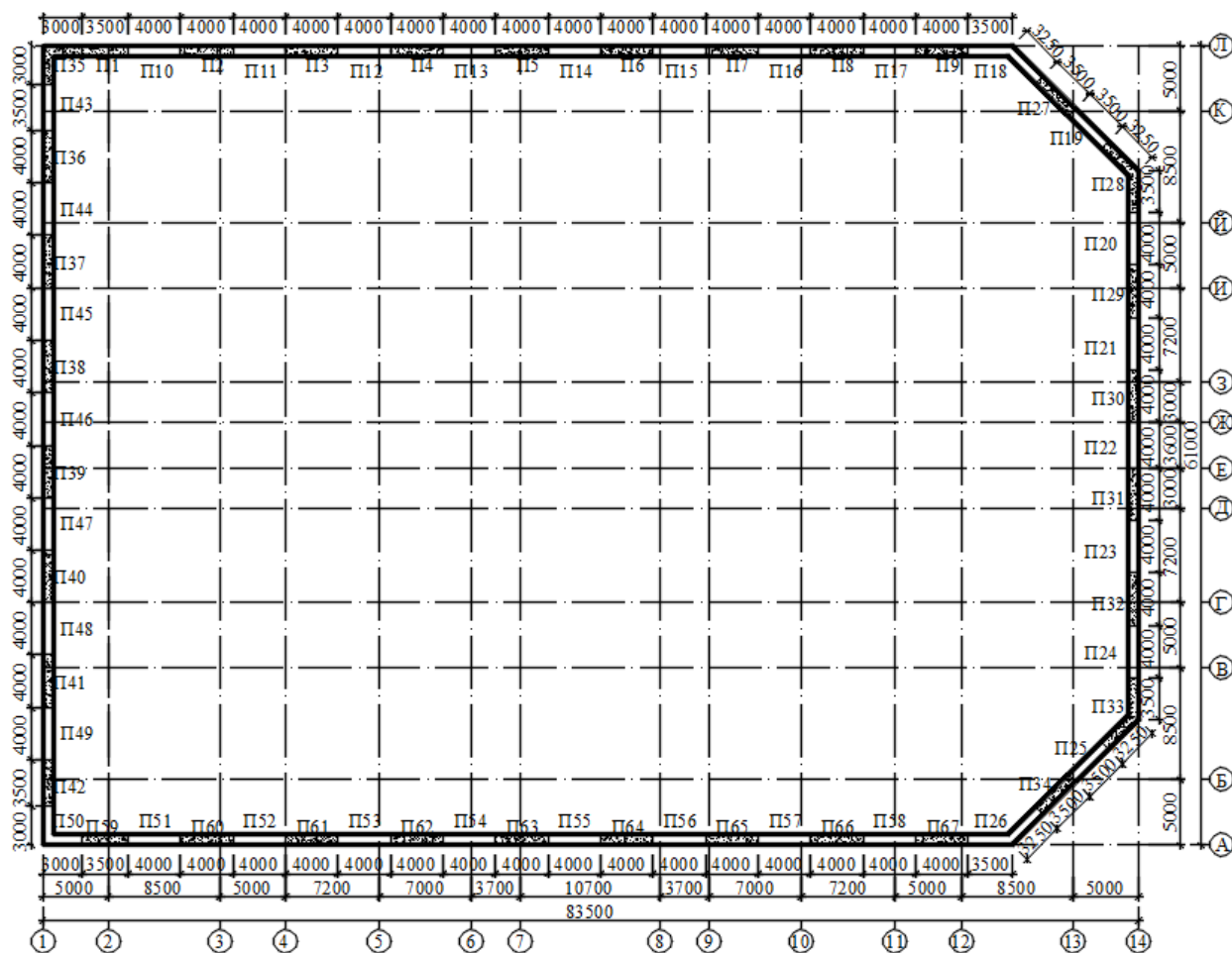


Рис 4.1. Структурные решения стены в грунте

Заливка бетона позиционирующей стены - назначение направляющей стены состоит в том, чтобы направлять строительную машину для

обеспечения устойчивости стенок траншеи в ее верхней части (аналогично стеновым сваям при строительстве буронабивных свай).

Верх опалубки должен быть выше на 10-20 см под поверхности строительной площадки. Обе стороны установочной стены должны быть отшлифованы плиткой. Разделение на каждый сегмент горения происходит прямо на позиционирующей стене.

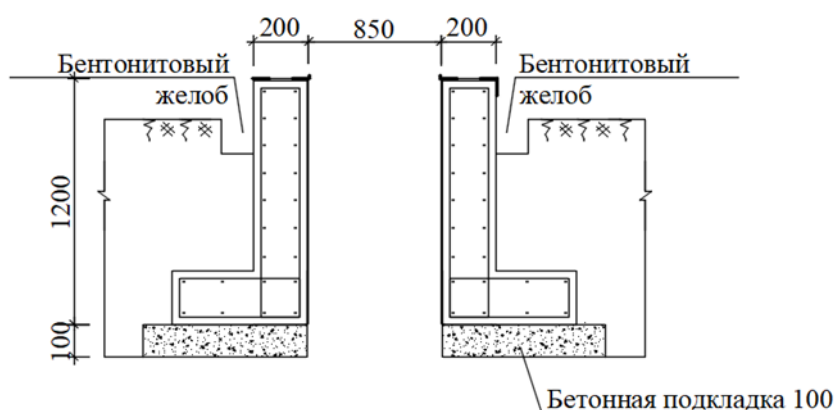


Рис 4.2. Устройство позиционирующей стены

Выбор машины для разработки стены в грунте. Для перемещения одну стену с двумя крюками, мы используем гусеничный кран КОBELCO 7045 с характеристиками представленными в таблице.

Таблица 4.1. Технические характеристики гусеничный кран КОBELCO 7045

Грузоподъемность	т	45	
Длина стрелы	м	48,77	
Тип стрелы	-	решетчатая	
Тип движения	-	гусеничный	
Тип двигателя	-	комбинированный	
Мощность двигателя	кВт	114 кВт/2,150 мин <sup>-1</sup>	
Давление на грунт	кг/см <sup>2</sup>	0,61	
Габариты гусеницы	длина	мм	7115
	ширина	мм	4300
Длина троса (рабочая длина)	м	170	
Диаметр троса	мм	20	
Длина шасси	м	5,4	

Грузоподъемность главного крюка	т	5,5
Максимальная скорость передвижения	км/ч	1,4
Объем топливного бака	м <sup>3</sup>	280
Эксплуатационный вес	т	45
Радиус поворота	м	3,7
Скорость вращения	об/мин	3,5
Высота в сложенном состоянии	м	3,07



*Рис 4.3. Гусеничный кран KOBELCO 7045*

Процесс устройства стеновой панели в грунте - Бетон классв В25 с наибольшим диаметром заполнителя  $\varnothing 50\text{мм}$ , бетон должен быть пластифицирован до максимального времени схватывания, а оседание составляет (16 - 20) см. Для увеличения времени схватывания бетона мы используем специальные добавки. Чтобы избежать оползня в траншии, строительная площадка первой панели должна быть на безопасном расстоянии. Поэтому устройство последующих стеновых панелей составляет через 1 панель от оригинальной стеновой панели.



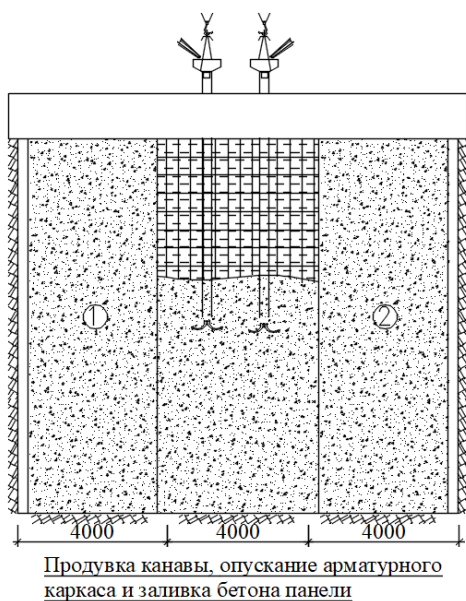


Рис 4.6. Заливка бетона на стеновые панели

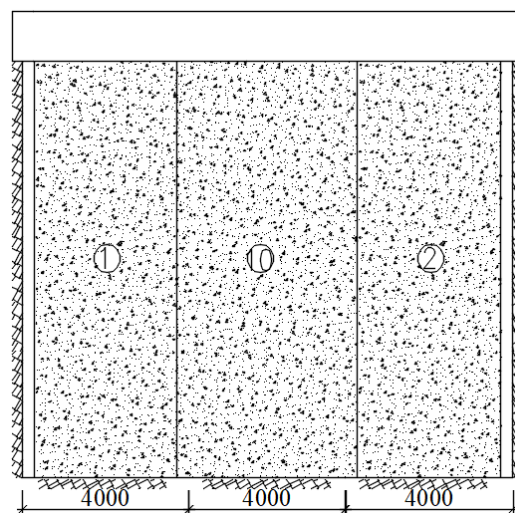


Рис 4.7. Полная средняя стеновая панель

#### 4.4. Технология устройства сваи-баретты

Сваи-баретты имеют 2 сечения:

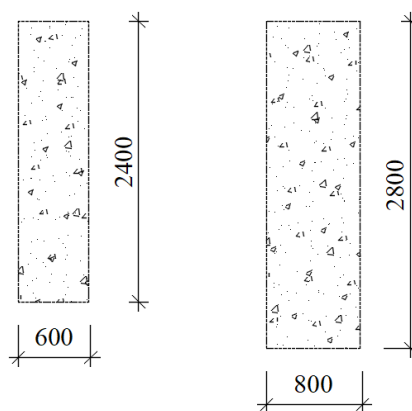


Рис 4.8. Размеры сваи-баретты

Материал - бетон по прочности класса В25 -  $R_b = 14,5$  МПа, арматура класса АП -  $R_s = 280$  МПа. Для изготовления арматуры сваи, мы используем колючую проволоку, которую нужно связать в каркас длиной и шириной, соответствующей 1 свае. Выбираем армированный защитный слой толщиной  $a = 7$  см. Основная арматурная сталь в вертикальном направлении не должна препятствовать движению бетона снизу вверх и потоку бетона в заливочном блоке. Для обеспечения этого условия расстояние между основными



арматурными стержнями составляет не менее 170 - 200 мм. Диаметр армирования от 20 до 32 мм.

Последовательность процесса устройства одной сваи-баретты – такое же как у первой панели стены в грунте.

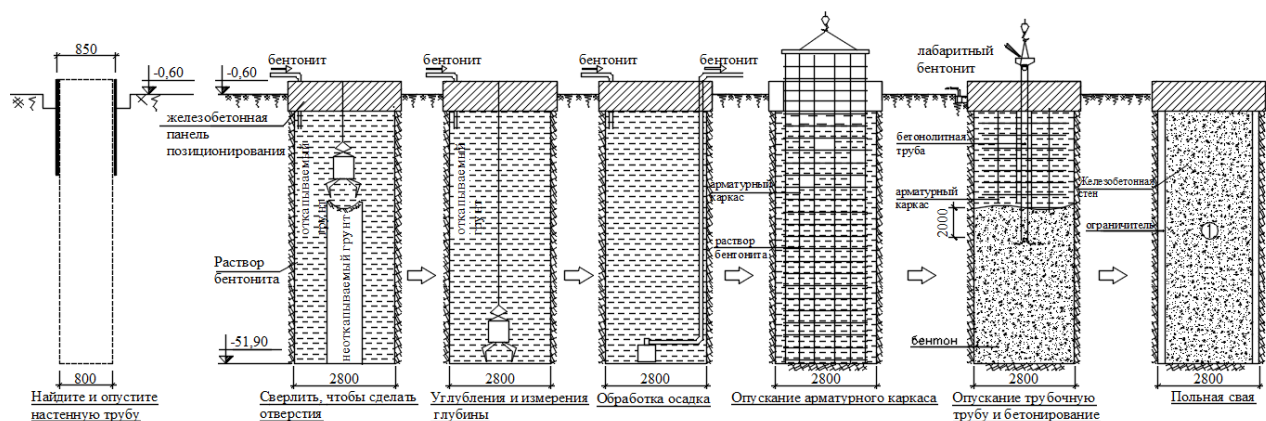


Рис 4.9. Процесса устройства 1 сваи баретты

Сразу после устройства свай-баретт мы используем сталь Н400 в сваи 2 м, для обеспечения временных стоек для подвальных этажей при возведении сверху-вниз.

#### 4.5. Технология устройства буронабивной сваи

Материалы - бетон класса В25,  $R_b = 14,5$  МПа, арматура класса АII –  $R_s = 280$  МПа, усиленный пояс АI –  $R_{sw} = 175$  МПа.

##### 4.5.1. Выбор машины при устройстве буронабивной сваи

###### 1. Сверлильный станок

Выбор зависит от многих факторов, таких как характеристики грунтов, условия площадки на строительстве, глубины траншеи котлованы. Разработка сваи диаметром 0,8 м, глубиной отверстия до 46,8 м (от естественного ядра – 0,6 м) следует выбрать станок КН-100D (от Hitachi) с техническими характеристиками, представлены в таблице.



Таблица 4.2. Технические характеристики сверлильного станка КН-100D

Эксплуатационная масса	кг	5500
Эксплуатационная мощность	кВт	150
Модель двигателя	-	Hino H06C-T
Глубина бурения	м	42
Длина стрелы	м	19
Масса противовеса	кг	8800
Ширина гусеничного башмака	мм	760
Скорость вращения ствола	об/мин	4
Грузоподъемность	т	30
Объем ковша	м <sup>3</sup>	0,80/1,00/1,20



Рис 4.10. Сверлильный станок КН-100D

## 2. Бетоносмеситель

Бетоносмеситель работает по принципу перемешивания под давлением воды благодаря центробежному насосу с техническими характеристиками, представленными в таблице.

Таблица 4.3. Технические характеристики бетоносмесители

Модель	-	BE-15A
Емкость бака	м <sup>3</sup>	1,5
Производительность	м <sup>3</sup> /ч	15...18
Расход	л/мин	2500
Давление потока	кН/м <sup>2</sup>	30

### 3. Кран

Выбор крана для установки арматуры, трубопроводов, бетонирования труб, ...

Монтажная высота:  $H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 0,6 + 0,5 + 1,5 + 12 = 14,6\text{м}$ ,

где,  $h_1$  - высота трубы на земле;

$h_2$  - безопасное расстояние;

$h_3$  - высота подвешенного каната;

$h_4$  - высота стальной клетки.

Выбираем гусеничный кран Э-2508 с техническими характеристиками, представлены в таблице.

Таблица 4.4. Технические характеристики гусеничного крана Э-2508

Длина основной стрелы	м	30	
Максимальная высота подъема	м	29	
Минимальная высота подъема крюка	м	19,2	
Скорость	подъема	м/мин	12,3; 1,15; 20,4
	опускания	м/мин	1,91; 30,6; 2,86
	поворота	об/мин	0,42; 4,48
Мощность двигателя	кВт	220 (300)	
Максимальный вылет	м	23	
Минимальный вылет	м	9	
Масса общая	т	82,5	
Давление потока	кН/м <sup>2</sup>	30	
Максимальная грузоподъемность	т	25	
Радиус вращения	м	8	

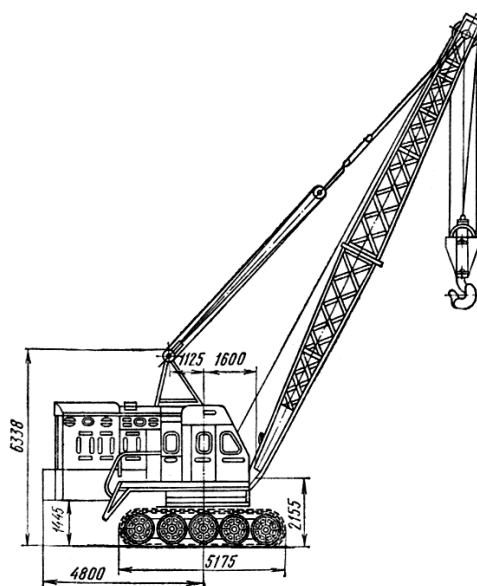


Рис 4.11. Гусеничный кран Э-2508

#### 4.5.2. Последовательность процесса устройства буронабивной сваи

1. Позиционирование сваи и свайного ростверка;
2. Опускание стеной трубы (труба casine) – После позиционирования положения сваи, процесс опускания стеной трубы осуществляется вибрирующим устройством. Диаметр трубы  $D = 800$  мм;

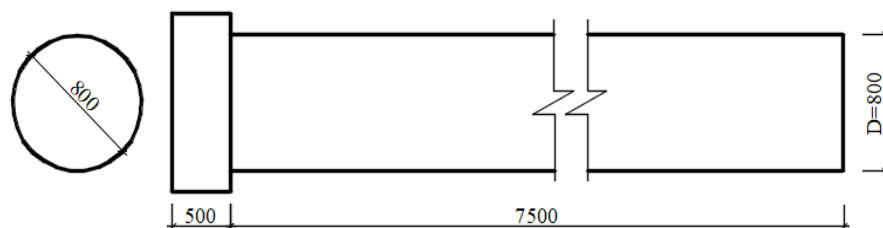


Рис 4.12. Структура стеной трубы

Вибромолот для опускания временного стояка представляет собой гидравлический молот с 4 эксцентриковыми шариками, каждая пара из 2 шариков поворачивается в противоположных направлениях, демпфируя

резиной. Молоток производства ICE (International Construction Equipment) со следующими техническими характеристиками.

Таблица 4.5. Технические характеристики вибромолота

Модель	-	KE-146
Частота вибрации	об/мин	800, 1600
Мощность	KW	188
Скорость	об/мин	2200
Эксцентрисный момент	кг.м	23
Размеры	длина	мм
	ширина	мм
	высота	мм
Усилие зажима	кН	1000

3. Буровые работы для создания отверстий;

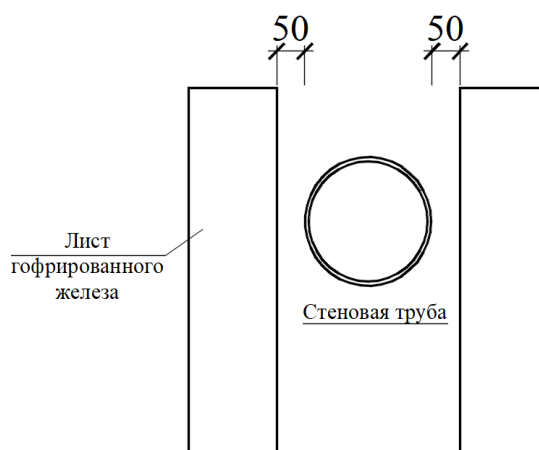


Рис 4.13. Буровые работы для создания отверстий

4. Установка арматуры каркаса;
5. Заливка бетона;
6. Отключение стеновой трубы;
7. Проверка качества свай.

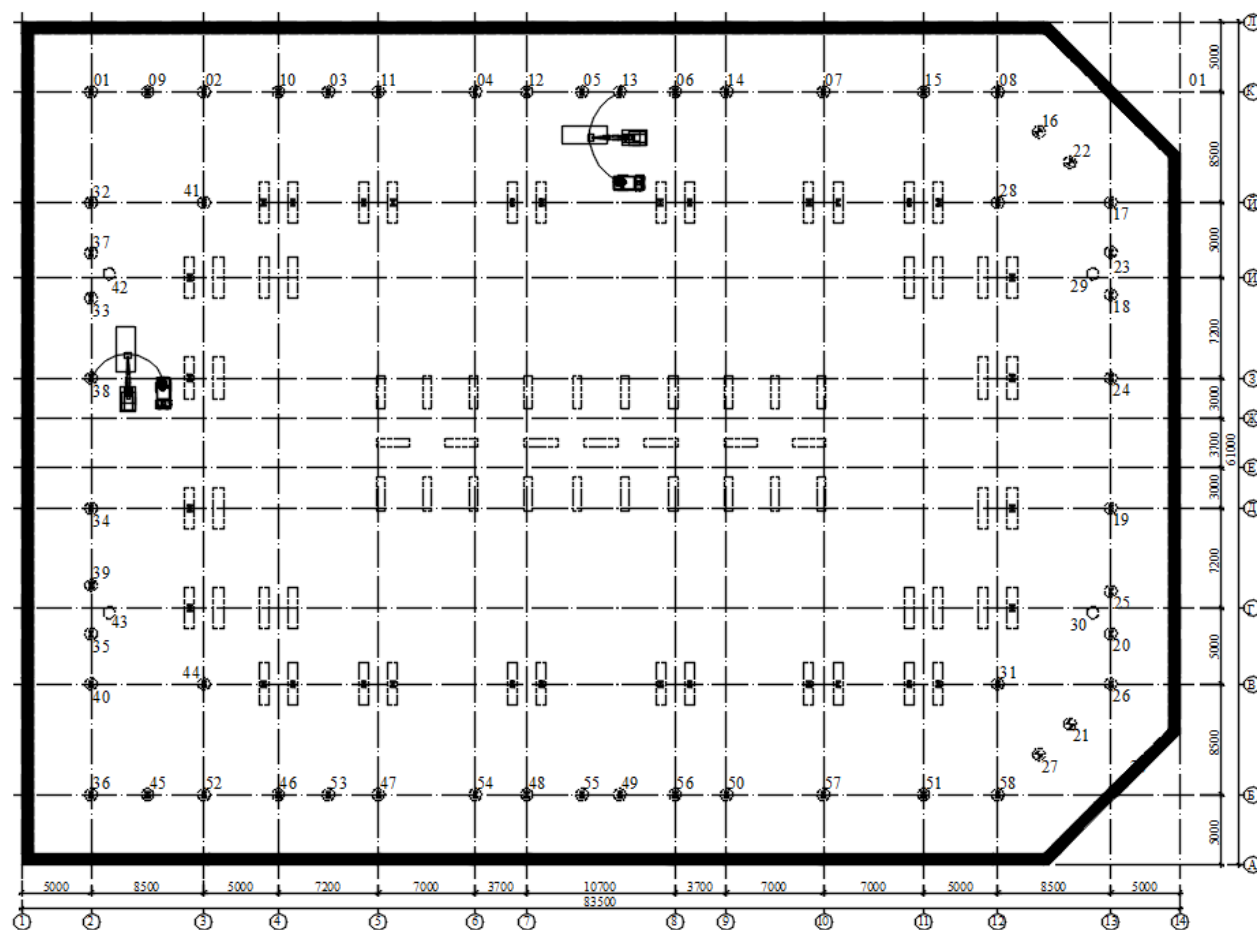


Рис 4.14. Площадка устройства буронабивной свай

## 4.6. Возведение сооружения здания по методу сверху-вниз (Top-Down)

### 4.6.1. Описание о проектируемом объекте

Сверху-вниз - современная технология в подземном строительстве. Данный способ предполагает устройство свай с поверхности грунта и внутри контура сооружений, поддерживающих перекрытия подземной части здания.

Принципы работы:

- Откопка грунта для строительства свай-баретт;
- Погружение временных стальных опорных стоек, в буронабивные сваи заливкой бетоном;
- Строительство цокольного подземного этажа сверху вниз.

– Сверху-вниз - современная технология в подземном строительстве.

Проектируемый объект – 3-й уровневый подземный паркинг составляет 11,4 м от относительной отметке -0,6 м. Вокруг данного сооружения не существует построенных зданий. Инженерно-геологические условия площадки строительства относительно сложные со слоями слабых грунтов вблизи поверхности и высоким уровнем грунтовых вод на отметке -4,5 м от относительной отметке -0,6 м, это слой ИГЭ 2 «глина текучая, коричневатосерая, смешанная с органическими включениями».

Устройство стены в грунте – монолитные железобетонные толщиной 800 мм, бетон класса В25, арматура класса А400. Стена находится на отметке 25 м от относительной отметке -0,6 м, это слой ИГЭ 4 «глина текучепластичная, коричневатосерая, смешанная с органическими включениями».

#### 4.6.2. Выбор машины и технологического оборудования

Материал:

*Бетон* по прочности класса В25 -  $R_b = 14,5$  МПа. Бетон является бетонной гидроизоляционной смесью, рекомендованным СИКА.

Таблица 4.6. Структура бетонной гидроизоляционной смеси

Бетон класса В25		
Цемент	кг	400
Песок	Отношение песок / песок + камень	0,4 - 0,43
Камень 3/4	Отношение песок / песок + камень	0,4 – 0,43
Вода	Отношение вода / цемент	< 0,45
Sikacrete PP1	кг	20
Sikament R4 или Sikament 2000AT	1,0 – 1,2% по массе цемента	
Резкое падение	12,5 ± 2,5см (на строительной площадке)	

*Арматура* класса АП –  $R_s = 280$  МПа, усиленный пояс АI -  $R_{sw} = 175$  МПа.

*Выбор машины для строительства:*

### 1. Экскаватор

Выбор зависит от многих факторов, таких как характеристики грунтов, условия площадки на строительстве, глубины траншеи котлованы. Специальные грейферы позволяют строить траншеи шириной 0,8 м и глубиной 25 м, выбираем экскаватор MASAGO с технической характеристикой, представленной в таблице.

Таблица 4.7. Технические характеристики экскаватора MASAGO

Размеры на кончике ковша при открытии ковша	м	3,2
Максимальная глубина откопки	м	30
Активный объем ковша	м <sup>3</sup>	0,4
Максимальная нагрузка на ковш	МН	0,29
Размер ковша при открытии	мм	3375x600x2100
Вес ковша	т	5,1

### 2. Бетоносмеситель

Используем разливочную трубу Tremie диаметром 200 мм, одну трубу для каждой траншеи. Общий объем бетонной смеси для колонн представлен в таблице.

Таблица 4.8. Общий объем бетонной смеси для колонн

№ подземного этажа	Размер сечения, м	Высота, м	Количество	Объем бетона, м <sup>3</sup>
1	0,75x0,75	3,5	44	86,625
	1,0x1,2	3,5	24	100,80
2	0,75x0,75	3,0	44	74,250
	1,0x1,2	3,0	24	86,400
3	0,75x0,75	3,0	44	74,250
	1,0x1,2	3,0	24	86,400
Итого				508,725

Таким образом выбираем бетоносмеситель СБ-146АМ с технической характеристикой, представленной в таблице.

Таблица 4.9. Технические характеристики бетоносмесителя СБ-146АМ

Объем готового замеса	бетонных смесей	м <sup>3</sup>	750 ± 70
	строительного раствора	м <sup>3</sup>	900 ± 95
Объем по загрузке сухими составляющими		м <sup>3</sup>	1125 ± 110
Крупность заполнителя не более		мм	70
Мощность электрического двигателя привода		кВт	30
Частота вращения ротора		об/мин	22,7
Установленная мощность электродвигателя		кВт	30
Рабочее давление в пневмоцилиндре		кгс/см <sup>2</sup>	6
Габаритные размер	длина	мм	2500
	ширина	мм	2325
	высота	мм	1940
Масса не более		кг	3100



Рис 4.15. Бетоносмеситель СБ-146АМ

### 3. Автобетононасос

Бетонная смесь изготавливается на заводе. Для укладки бетонной смеси в опалубке подбираем тип бетононасоса. Таким образом траншея объемом  $V = 0,8 \times 4 \times 25 = 80 \text{ м}^3$  он заливается всего за 3 часа. Выбираем автобетононасос Putzmeister M 70-5 с технической характеристикой, представленной в таблице.

Таблица 4.10. Технические характеристики автобетононасоса М 70-5

Горизонтальный вылет	м	65,1
Вертикальный вылет	м	69,3
Высота развертывания	м	24,5



Габаритные размер	длина	мм	21400
	ширина	мм	13800
	высота	мм	4000
Максимальный ход поршня		мм	2100
Модель насоса		-	BSF 70.20 Н
Максимальная производительность		м <sup>3</sup> /ч	200
Максимальное теоретическое давление бетона		бар	85
Диаметр цилиндр		м	280



*Рис 4.16. Автобетононасос Putzmeister M 70-5*

#### 4. Кран

В качестве крана, выбираем гусеничный кран KOBELCO 7045.

#### 4.6.3. Последовательность возведения подземной части методом сверху-вниз

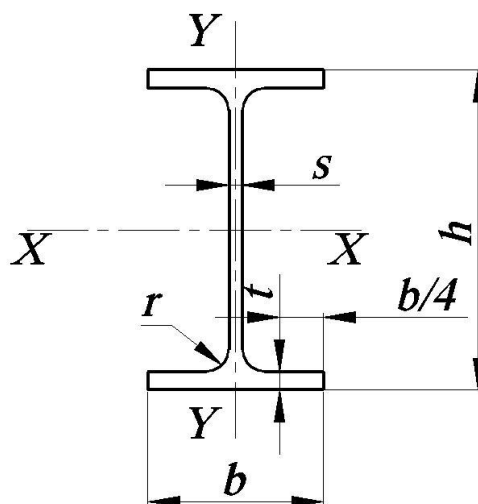
Возведение подземной части по методу сверху-вниз введется следующим образом:

##### **Этап 1: Устройство фасонных стале́й для опорных стоек**

Фиксированные стояки и двутавровые стали 40К2 длиной 16 м.

Временные стояки и двутавровые стали 40К2 длиной 16 м.

По ГОСТу 26020-83 «Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок» показано поперечное сечение двутавра, которое соответствует указанному на рис 4.17.



$W$  - момент сопротивления;  $S$  - статистический момент полусечения;  
 $h$  - высота двутавра;  $b$  - ширина полки;  $s$  - толщина стенки;  $t$  - толщина полки;  $r$  - радиус сопряжения;  $I$  - момент инерции;  $i$  - радиус инерции

Рис 4.17. Поперечное сечение двутавра

Характеристики двутавровой стали 40К2 с следующей характеристикой, представленной в таблице.

Таблица 4.11. Технические двутавра 40К2

Номер профиля	мм					Площадь сечения, см	Линейная плотность, кг/м	Справочные величины для осей						
	h	b	s	t	r			X-X				Y-Y		
								$I_x$ , см <sup>4</sup>	$W_x$ , см <sup>3</sup>	$S_x$ , см <sup>3</sup>	$i_x$ , см	$I_y$ , см <sup>4</sup>	$W_y$ , см <sup>3</sup>	$i_y$ , см
40К2	400	400	13	20	22	210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06

Стояки поставлены на сваи-баретты 2 метра. Стальные стояки над землей на 1,6 м (от пола на 1,0 м).

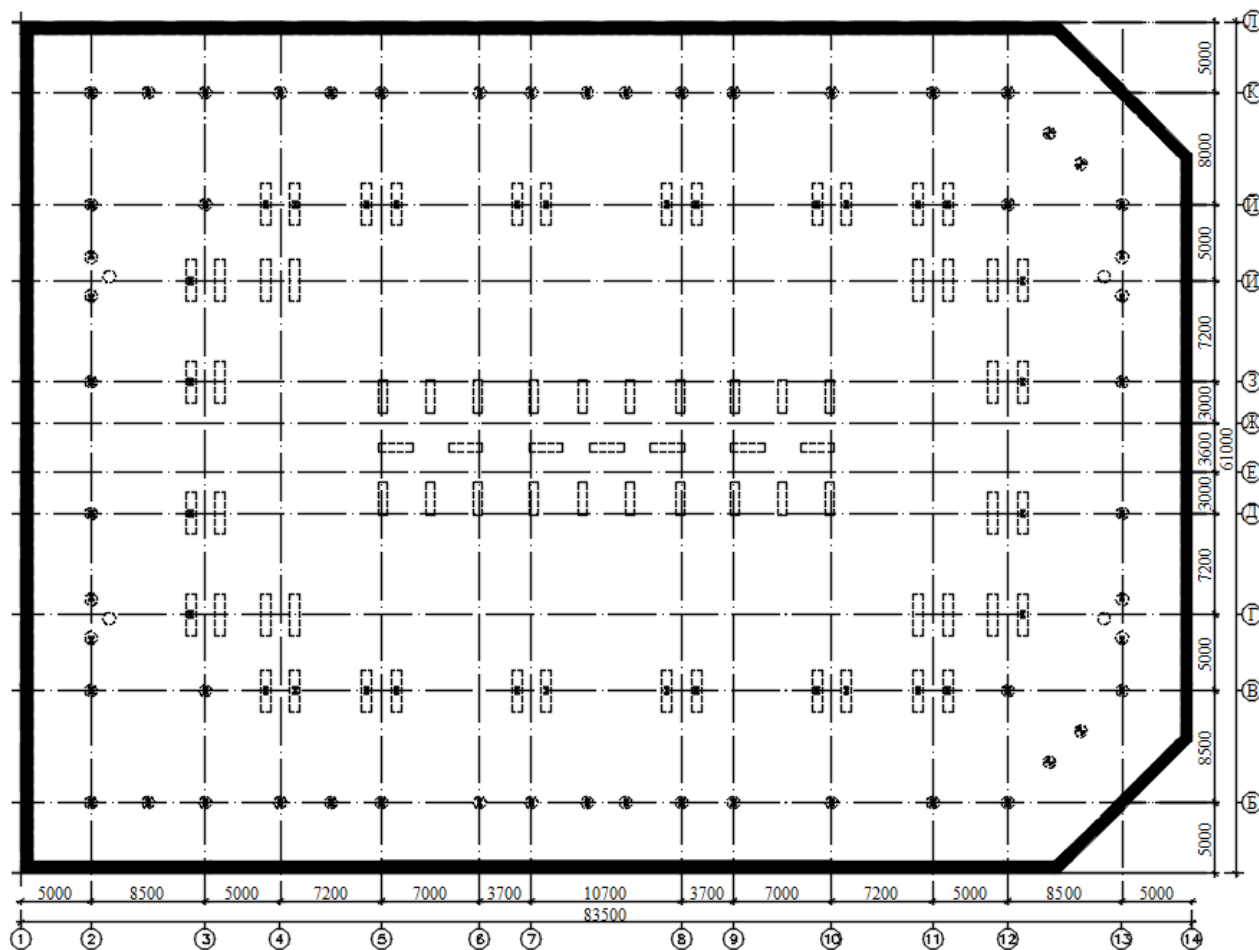


Рис 4.18. Схема устоява фасонных сталеи для опорных стоек

**Этап 2: Устройство балочных систем и временных распорок для поддержки стены на отметке -0,6 м**

Устройство балочных балок и временных распорок для поддержки стены на отметке -0,6 м, для уменьшения перемещений стены в грунте во время откопки грунта на этапе 3.

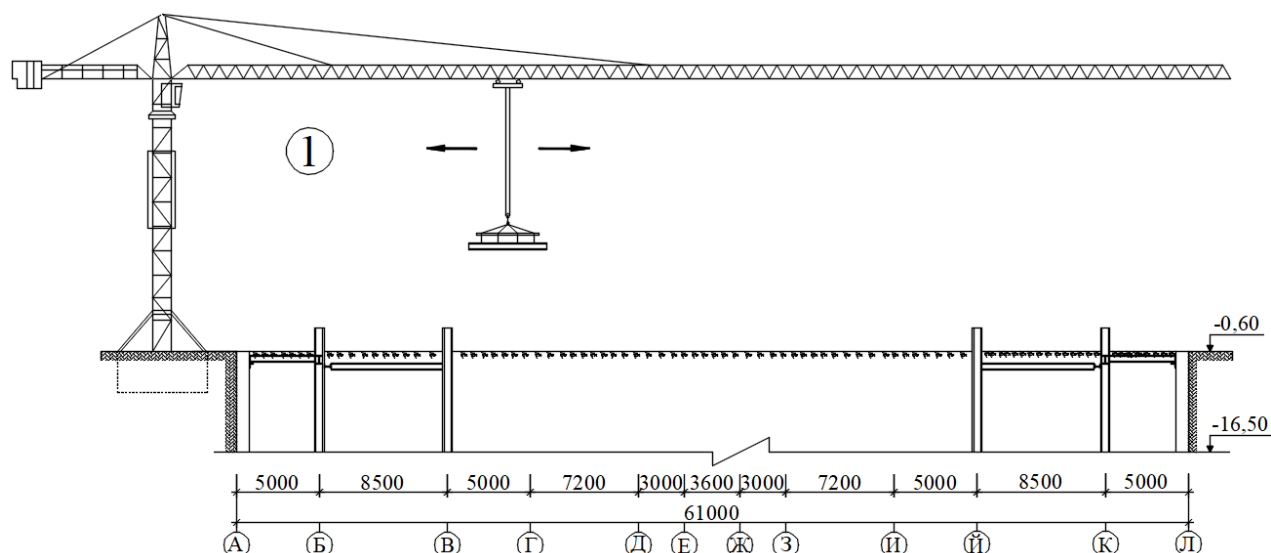


Рис 4.19. Возведение сооружения на 2 этапе

**Этап 3: Откопка грунта от отметки -0,6 м до отметки -4,4 м и устройство балочных систем, полов и временных распорок для поддержки стены на отметке -4,4 м**

1. Откопка грунта от отметки -0,6 м до отметки -4,4 м

Использование экскаватора КОBELKO с гидравлическим приводом (объем ковша 0,7 м<sup>3</sup>), автобетононасос 13 м<sup>3</sup>, копающий до отметки -4,2 м, затем вручную ремонт транши до отметки -4,4 м.

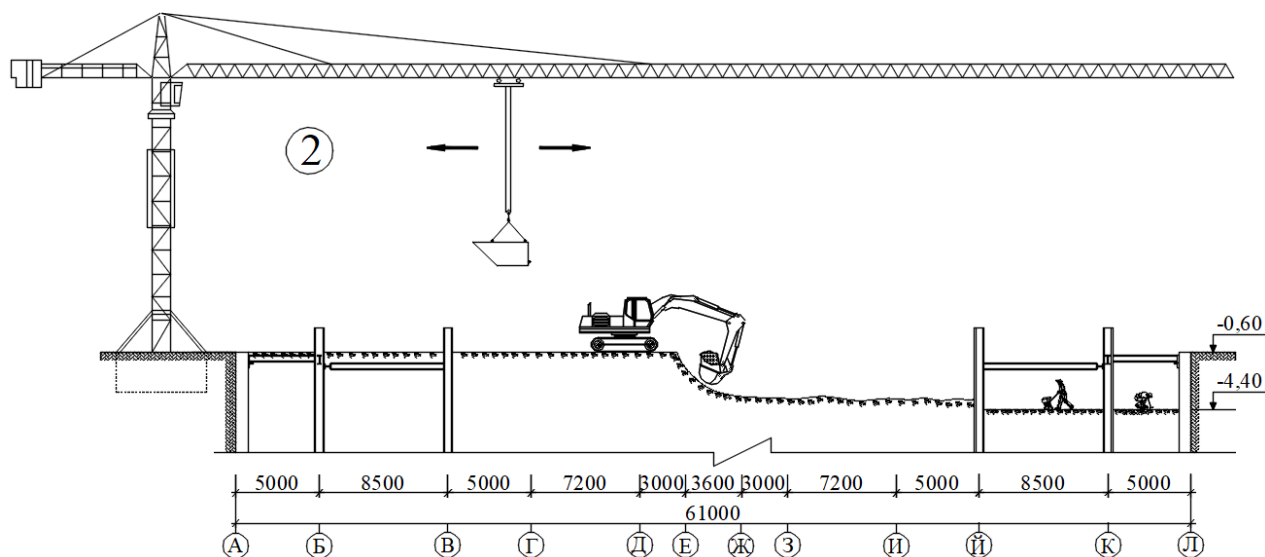


Рис 4.20. Откопка грунта от отметке -0,6м до отметке -4,4

Для облегчения откопки грунта, мы разделим строительную площадь на 5 захваток будем использовать экскаватор землеройного ковша со характеристиками.

Таблица 4.12. Технические характеристики экскаватора

Емкость ковша	q	м	0,7
Радиус откопки	R	м	5,0
Высота заливки грунта	H	м	2,2
Вес	G	т	5,1
Ширина	b	м	2,1
Максимальная глубина откопки	H <sub>макс</sub>	м	3,5
Время на период	t	с	20

Определение мощности экскаватора:

$$N = q \times \frac{K_K}{K_t} \times N_{СК} \times K_{ч} = 0,7 \times \frac{1,2}{1,1} \times 163,63 \times 0,8 = 99,96 \frac{м^3}{ч},$$

где,  $K_K$  - коэффициент полного ковша зависит от типа грунты,  $K_K = 1,2$ ;

$K_t$  - коэффициент рыхлости грунта,  $K_t = 1,1$ ;

$K_{ч}$  - коэффициент использования времени,  $K_{ч} = 0,8$ ;

$$N_{СК} = \frac{3600}{T_{СК}} = \frac{3600}{t_{СК} \times K \times K_{об}} = \frac{3600}{20 \times 1,1 \times 1} = 163,63 \frac{м^3}{ч},$$

где,  $t_{СК} = 20$  - когда угол поворота равны  $90^\circ$ ;

$K = 1,1$  - коэффициент при выгрузке грунта в бункер;

$K_{об} = 1$  - коэффициент когда угол поворота равны  $90^\circ$ ;

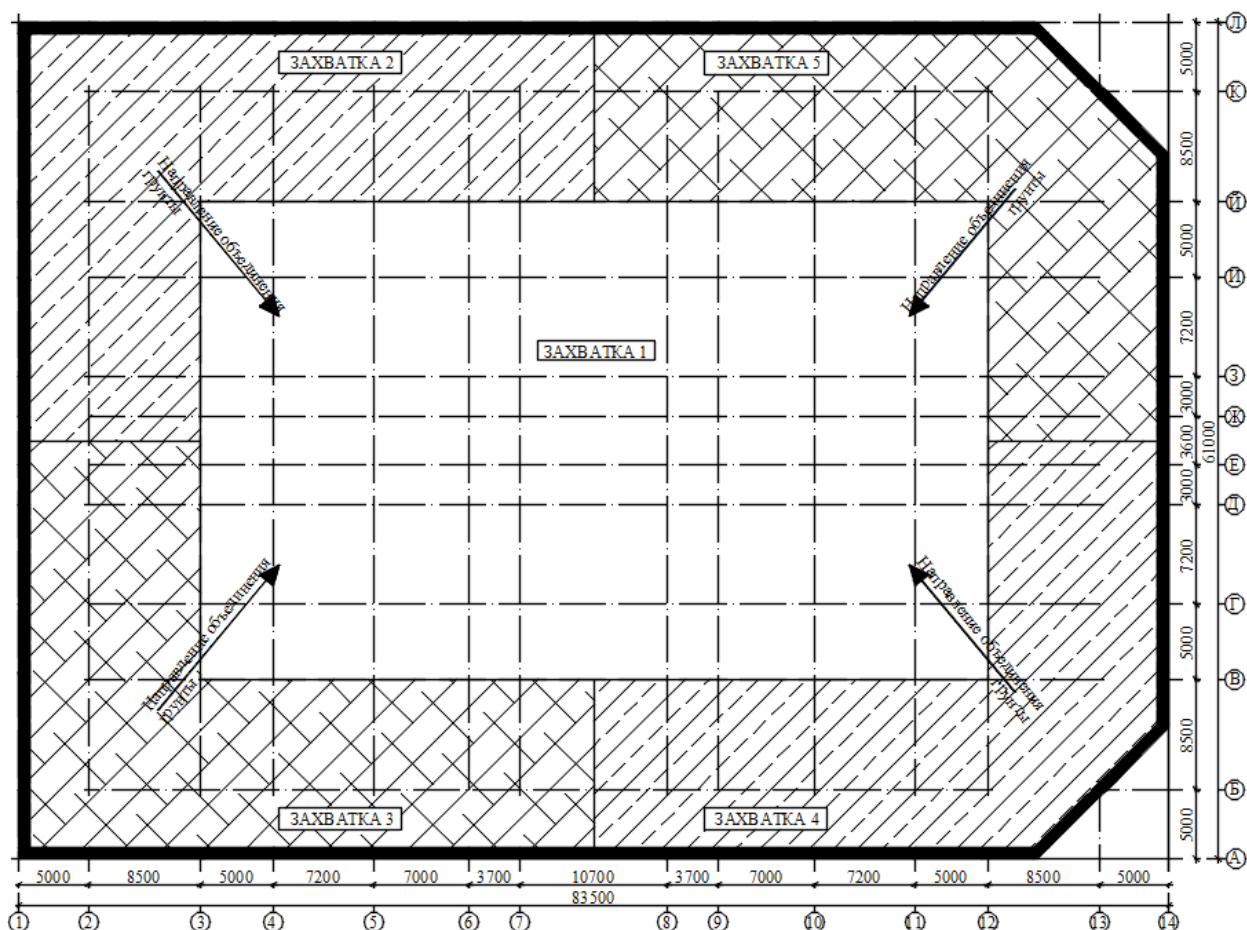


Рис 4.21. Площадка для деление на захватки

Определение объема грунта для откопки

- Захватка 1 (откопка грунта на отметки -4,4м):  $V_1 = 7299\text{м}^3$ ;

$$n_1 = \frac{V_1}{N \times 8} = \frac{7299}{99,6 \times 8} = 9,13 \text{ смены};$$

- Захватка 2,3 (откопка грунта на отметки -4,2м):  $V_2 = V_3 = 2649\text{м}^3$ ;

$$n_2 = n_3 = \frac{V_2}{N \times 8} = \frac{2649}{99,6 \times 8} = 3,31 \text{ смены};$$

- Захватка 2,3 (ремонт вручную на отметки -4,2м):  $V_{23} = 148\text{м}^3$ ;

- Захватка 4,5 (откопка грунта на отметки -4,2м):  $V_4 = V_5 = 2500\text{м}^3$ ;

$$n_4 = n_5 = \frac{V_4}{N \times 8} = \frac{2500}{99,6 \times 8} = 3,13 \text{ смены};$$

- Захватка 4,5 (ремонт вручную на отметки -4,4м):  $V_{45} = 139\text{м}^3$ .

2. Устройство балочных систем, полов и временных распорок для поддержки стены на отметке -4,4 м

Устройство опалубочных систем грунтов в качестве опалубки состоит из:

- Пол грунта был снивелирован вручную;
- Бетонный подстилающий слой по марки 100, камень 2х4;
- Полимерный слой распыляется на поверхность бетонного подстилающий слой;
- Нижний грунт заполнял перед бетонированием уплотнили, обеспечивая стабильность в процессе бетонирования.

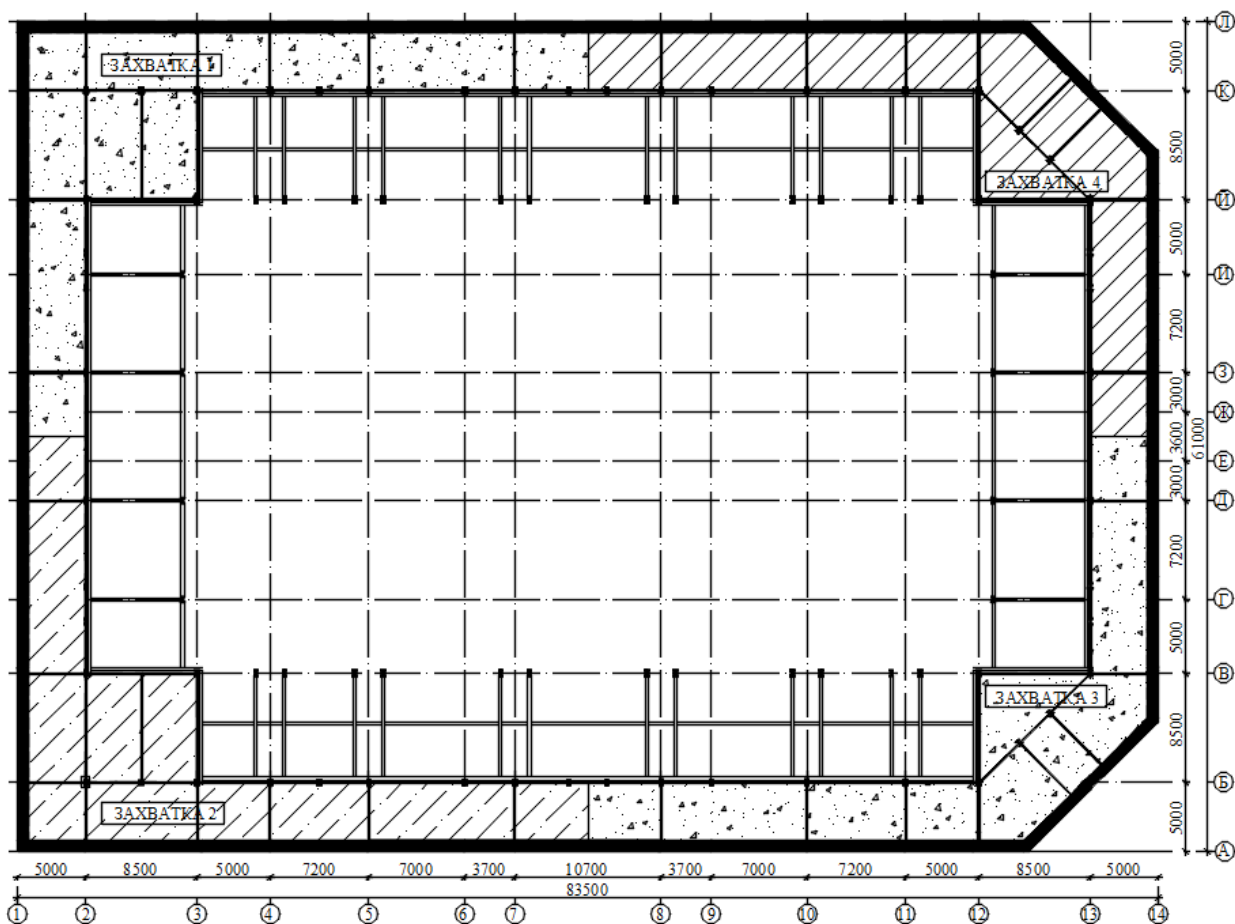


Рис 4.22. Балочная система пола и временной распорки для поддержки стены

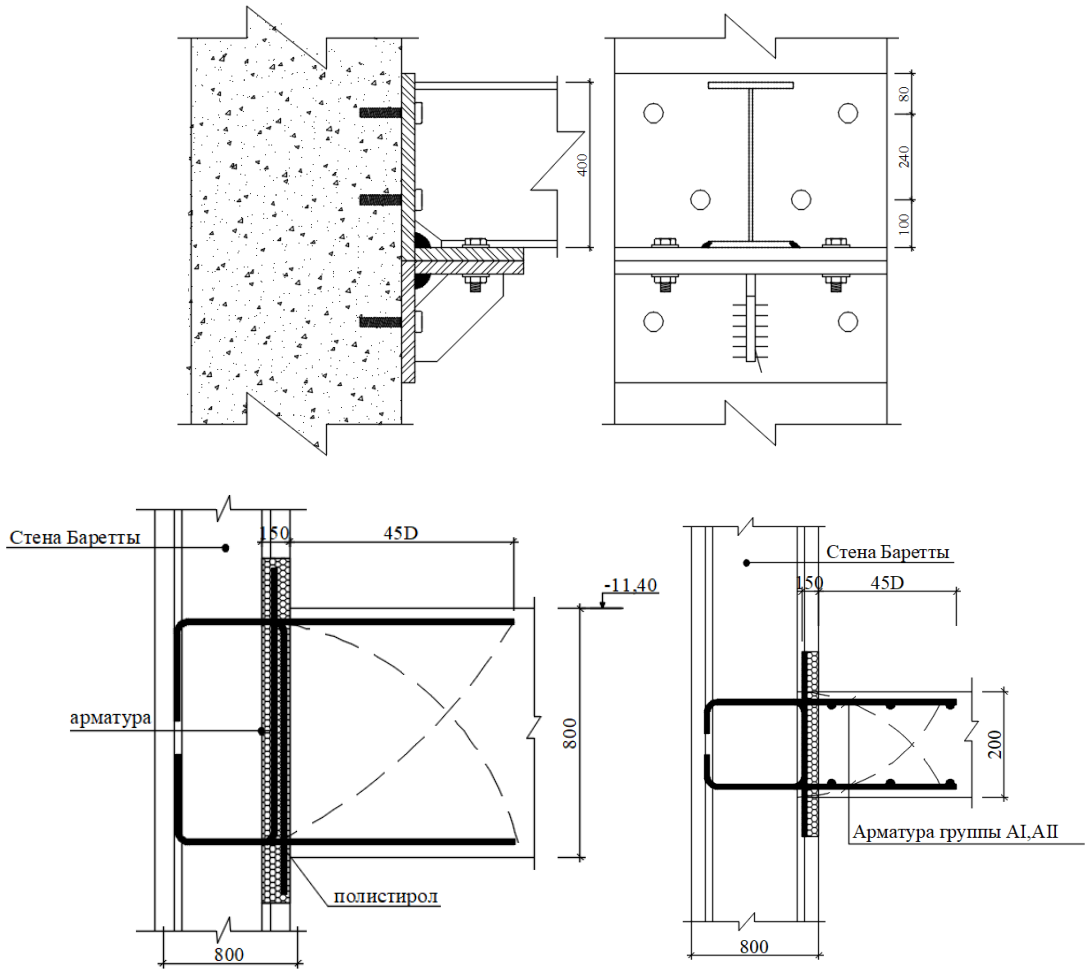


Рис 4.23. Детали соединения балок, полов и стен

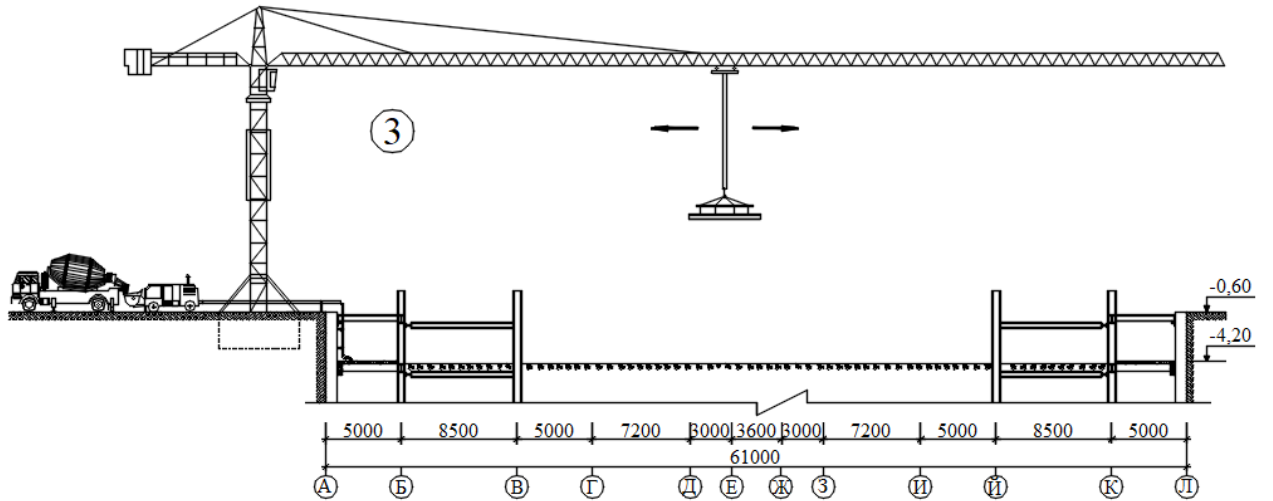


Рис 4.24. Возведение сооружения на 3 этапе



**Этап 4: Откопка грунта до отметке -8,0 м и устройство балочных систем, полов и временных распорок для поддержки стены на отметке -8,0 м**

1. Откопка грунта до отметки -8,0 м

Используем экскаватор КОВЕЛКО с гидравлическим приводом (объем ковша 0,7 м<sup>3</sup>), автобетононасос 13 м<sup>3</sup>, копающий до отметки -7,8 м, затем вручную зачистка траншеи до отметки -8,0 м.

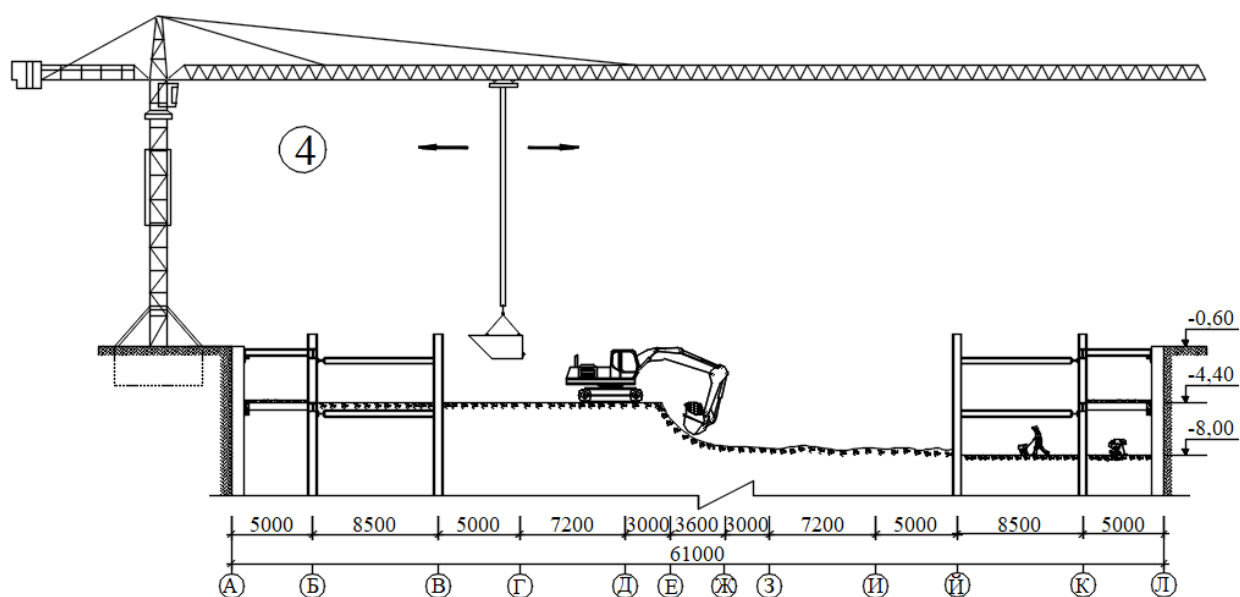


Рис 4.25. Откопка грунта до отметке -8,0 м

2. Устройство балочных систем, полов и временных распорок для поддержки стены на отметке -8,0 м

Система поддержки укладки пола разделена на 4 этапа. (Устройство похожее на 3 этапе).

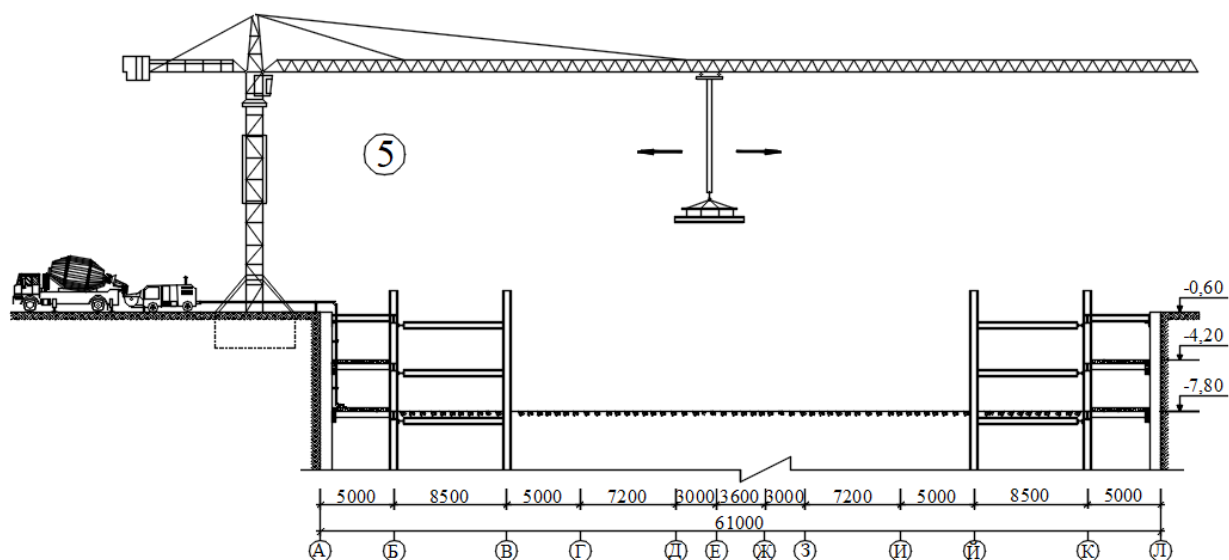


Рис 4.26. Возведение сооружения на 4 этапе

**Этап 5: Откопка грунта до отметке -10,6 м и устройство системы временных распорок для поддержки стены на отметке -10,6 м**

1. Откопка грунта до отметки -10,6 м

Цокольный подземный третий этаж - это верхняя поверхность фундамента, поэтому не устройство балочных систем, полов а установление систем временных распорок из двутавровой стали I300.

Для обеспечения качество в процессе строительства устраиваем 4 колодца, чтобы понизить уровень грунтовых вод в 4 углах.

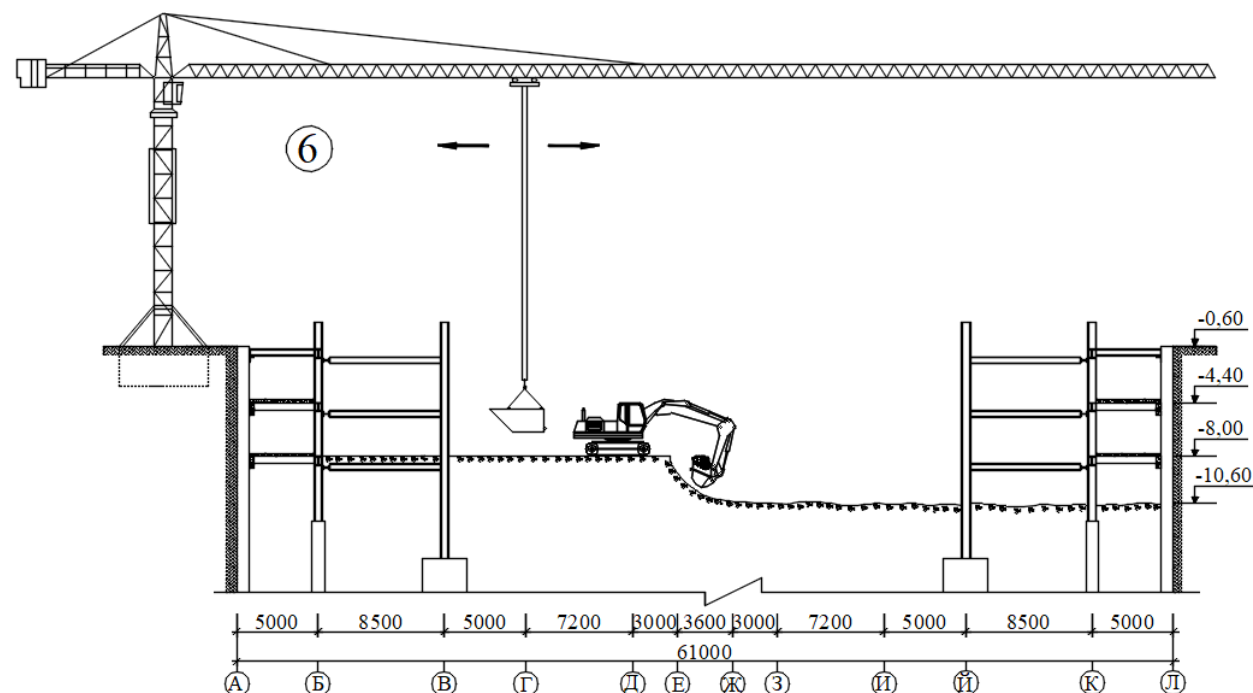


Рис 4.27. Откопка грунта от отметке до отметке -10,6 м

Определение объема грунта для откопки

- Захватка 1 (откопка грунта до отметки -10,6м):  $V_1 = 4995\text{м}^3$ ;

$$n_1 = \frac{V_1}{N \times 8} = \frac{4995}{99,6 \times 8} = 6,25 \text{ смены};$$

- Захватка 2,3 (откопка грунта до отметки -10,6м):  $V_2 = V_3 = 1914\text{м}^3$ ;

$$n_2 = n_3 = \frac{V_2}{N \times 8} = \frac{1914}{99,6 \times 8} = 2,39 \text{ смены};$$

- Захватка 4,5 (откопка грунта до отметки -4,2м):  $V_4 = V_5 = 1806\text{м}^3$ ;

$$n_4 = n_5 = \frac{V_4}{N \times 8} = \frac{1806}{99,6 \times 8} = 2,26 \text{ смены}.$$

2. Устройство системы временных распорок для поддержки стены на отметке -10,6 м

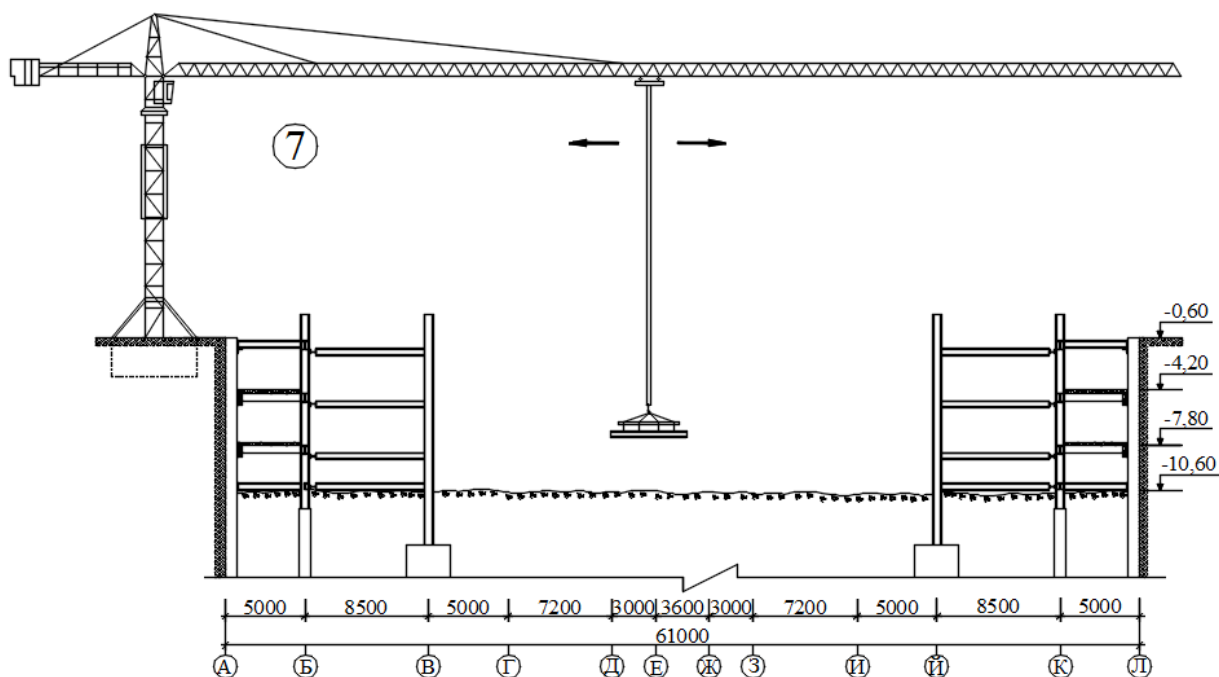


Рис 4.28. Возведение сооружения на 5 этапе

**Этап 6: Откопка грунта до основания подушки**

Использование экскаватора для откопки грунта отметка -16,3 м. Вручную откопки грунта ведется от отметки -16,3 м до отметки -16,5 м для

основных стоек и лифтового ядра. Вручную откопки грунта ведется до отметки -13м для расширенных стоек.

Определение объема грунта для откопки

- Захватка 1 (откопка грунта до отметки -13 м):  $V_1 = 4610\text{м}^3$ ;

$$n_1 = \frac{V_1}{N \times 8} = \frac{4610}{99,6 \times 8} = 5,76 \text{ смены};$$

- Захватка 2,3 (откопка грунта до отметки -12,8 м):  $V_2 = V_3 = 1619\text{м}^3$ ;

$$n_2 = n_3 = \frac{V_2}{N \times 8} = \frac{1619}{99,6 \times 8} = 2,02 \text{ смены};$$

- Захватка 2,3 (ручной ремонт до отметки -13 м):  $V_{23} = 148\text{м}^3$ ;

- Захватка 4,5 (откопка грунта до отметки -12,8 м):  $V_4 = V_5 = 1528\text{м}^3$ ;

$$n_4 = n_5 = \frac{V_4}{N \times 8} = \frac{1528}{99,6 \times 8} = 1,91 \text{ смены};$$

- Захватка 4,5 (ручной ремонт до отметки -12,8 м):  $V_{45} = 139\text{м}^3$ ;

- Захватка 1 (откопка грунта до отметки -16,3 м):  $V = 6340\text{м}^3$ ;

$$n = \frac{V}{N \times 8} = \frac{6340}{99,6 \times 8} = 7,93 \text{ смены};$$

- Захватка 1 (ручной ремонт до отметки -16,3 м):  $V = 384\text{м}^3$ ;

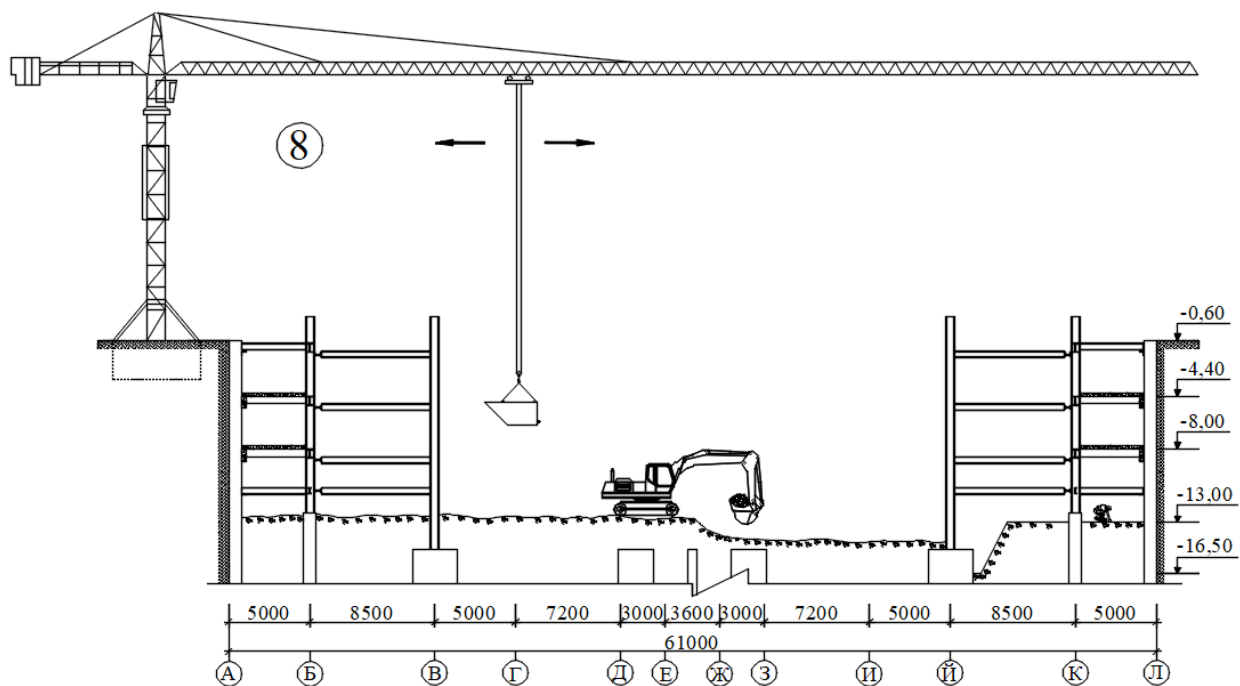


Рис 4.29. Возведение сооружения на 6 этапе

### Этап 7: Устройство подошвы ростверка и ростверка под жестким ядром

Чтобы исключить возможность разрушения оголовков свай дополнительно заливается слой бетона толщиной 10см.

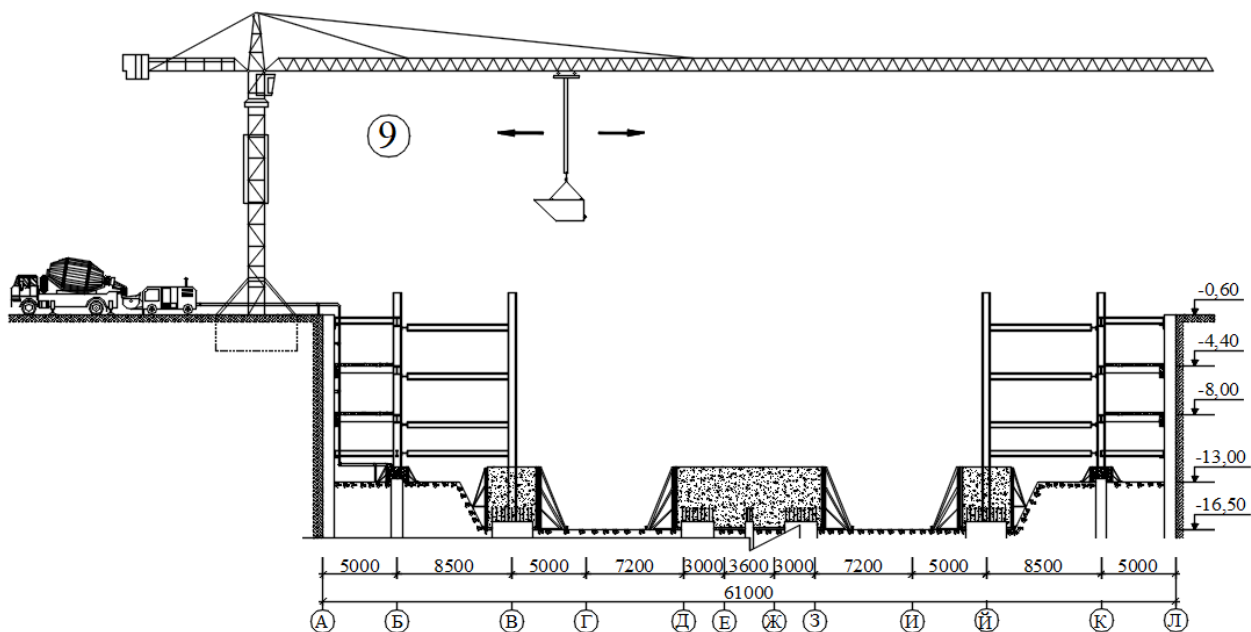


Рис 4.30. Возведение сооружения на 7 этапе

## Этап 8: Устройство распорных систем для фундамента, разработки грунта и бетонирования

1. Выполнение засыпки грунта до отметки -15 м для основных стоек до отметки -12,8 м для расширенных стоек.

Объем засыпки грунта, включая объем фундаментных подушек:

$$V = h_{\text{засыпка}} \times F_{\text{граншисе}} = 60,7 \times 38 \times 1,5 + (81,9 \times 59,4 - 9,1 \times 9,1 - 60,7 \times 38) \times 0,2 = 3995 \text{ м}^3;$$

Объем свайного ростверка занимает:

$$V_1 = 3,8 \times 3,4 \times 1,5 \times 24 = 441 \text{ м}^3;$$

$$V_2 = 1,4 \times 1,4 \times 0,2 \times 46 = 18 \text{ м}^3;$$

$$V_3 = 33,4 \times 10,9 \times 1,5 \times 1 = 546 \text{ м}^3;$$

$$V_4 = 3,6 \times 2,4 \times 0,2 \times 4 = 6,9 \text{ м}^3;$$

Общий объем грунта для засыпки:

$$V_5 = V - V_1 - V_2 - V_3 - V_4 = 3995 - 441 - 18 - 546 - 6,9 = 2943 \text{ м}^3.$$

2. Устройство распорных систем для фундамента

- Заливка бетонной подкладочной слои толщиной 10 см;
- Монтаж крепежной опалубки;
- Бетонирование свайного распорки.

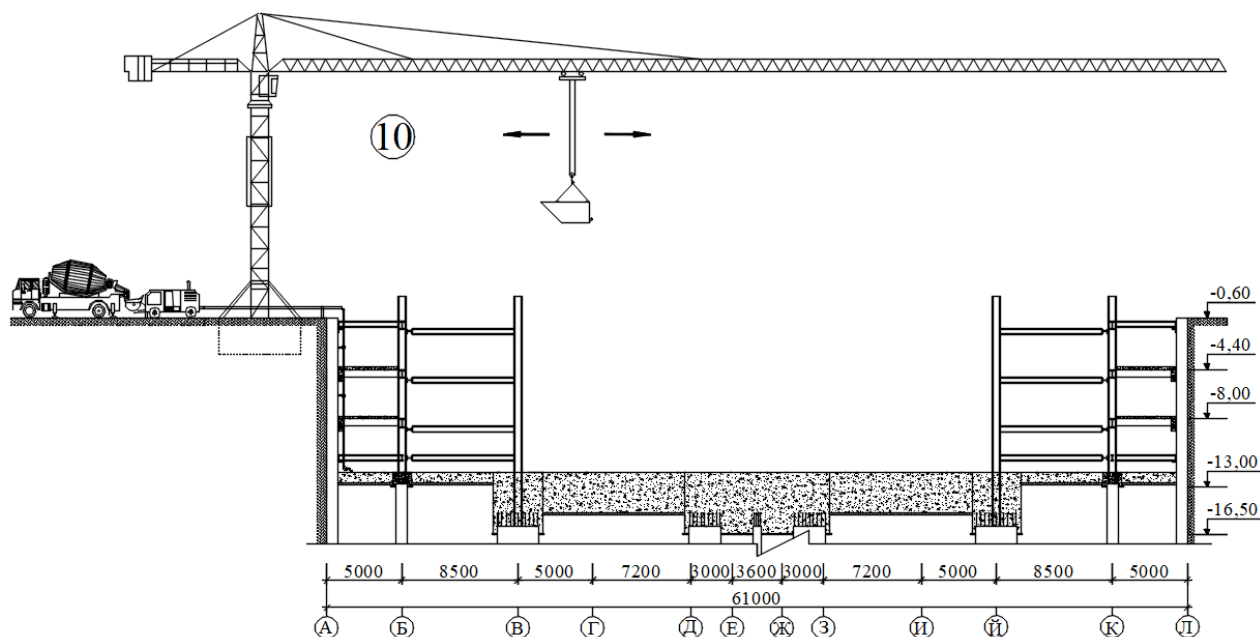


Рис 4.31. Возведение сооружения на 8 этапе

### Этап 9: Устройство засыпки грунта и заливка бетоном полов

#### 1. Выполнение засыпки грунта до отметки -12 м:

Объем засыпки грунта, включая объем свайного ростверка:

$$V = h_{\text{засыпка}} \times F_{\text{граншье}} = 60,7 \times 38 \times (15 - 12) + (81,9 \times 59,4 - 9,1 \times 9,1 - 60,7 \times 38) \times (12,8 - 12) = 8900 \text{ м}^3;$$

Объем свайного ростверка:

$$V_1 = 3,8 \times 3,4 \times 3 \times 24 = 882 \text{ м}^3;$$

$$V_2 = 1,4 \times 1,4 \times 0,8 \times 46 = 72 \text{ м}^3;$$

$$V_3 = 33,4 \times 10,9 \times 3 \times 1 = 1092 \text{ м}^3;$$

$$V_4 = 3,6 \times 2,4 \times 0,8 \times 4 = 28 \text{ м}^3;$$

Объем свайной распорки:

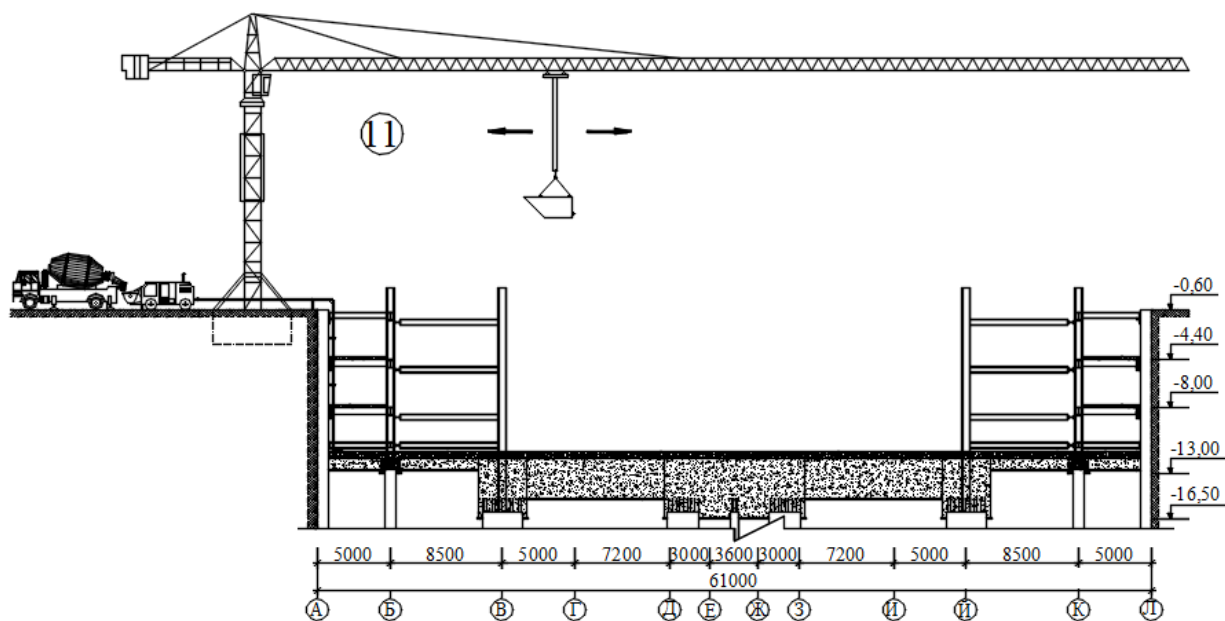
$$V_5 = 3 \times 1 \times 202,8 + 0,5 \times 0,8 \times 474,8 = 798 \text{ м}^3;$$

Общий объем грунта для засыпки:

$$V_6 = V - V_1 - V_2 - V_3 - V_4 - V_5 = 8900 - 882 - 72 - 1092 - 28 - 798 = 6028 \text{ м}^3.$$

#### 2. Устройство пола:

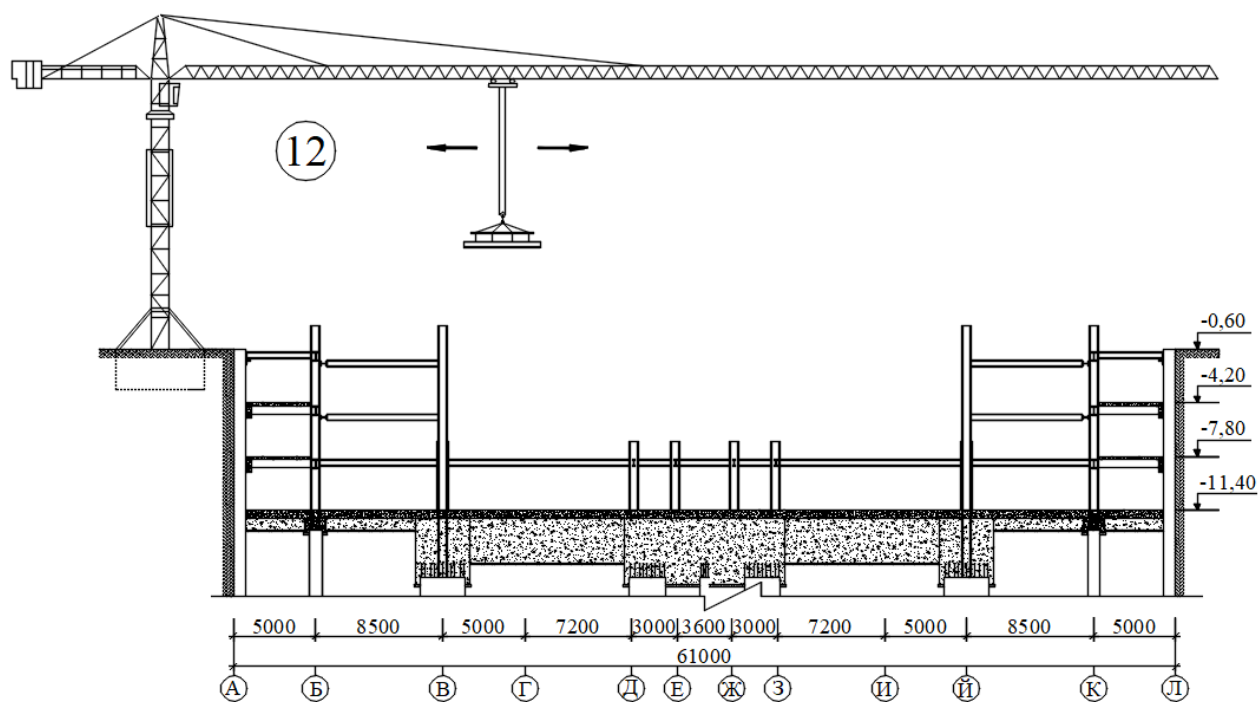
- Заливка подстилающего слоя бетона В7,5 толщиной 50 см для пола третьего подземного этажа;
- Бетонирование пола;
- Демонтаж распорных систем для поддержки стены на отметке -10,6 м.



*Рис 4.32. Возведение сооружения на 9 этапе*

### **Этап 10: Устройство балочных систем, колонн, полов 2-ого подземного этажа**

Установка колонн, главных балок и балочных полов. Демонтаж распорных систем для поддержки стены на отметке -8,0 м.



*Рис 4.33. Возведение сооружения на 10 этапе*



### Этап 11: Устройство балочных систем, колонн, полов 1 подземного этажа

Установка соединения колонн и системы стальных балок для пола.  
Демонтаж распорных систем для поддержки стены на отметке -4,4 м.

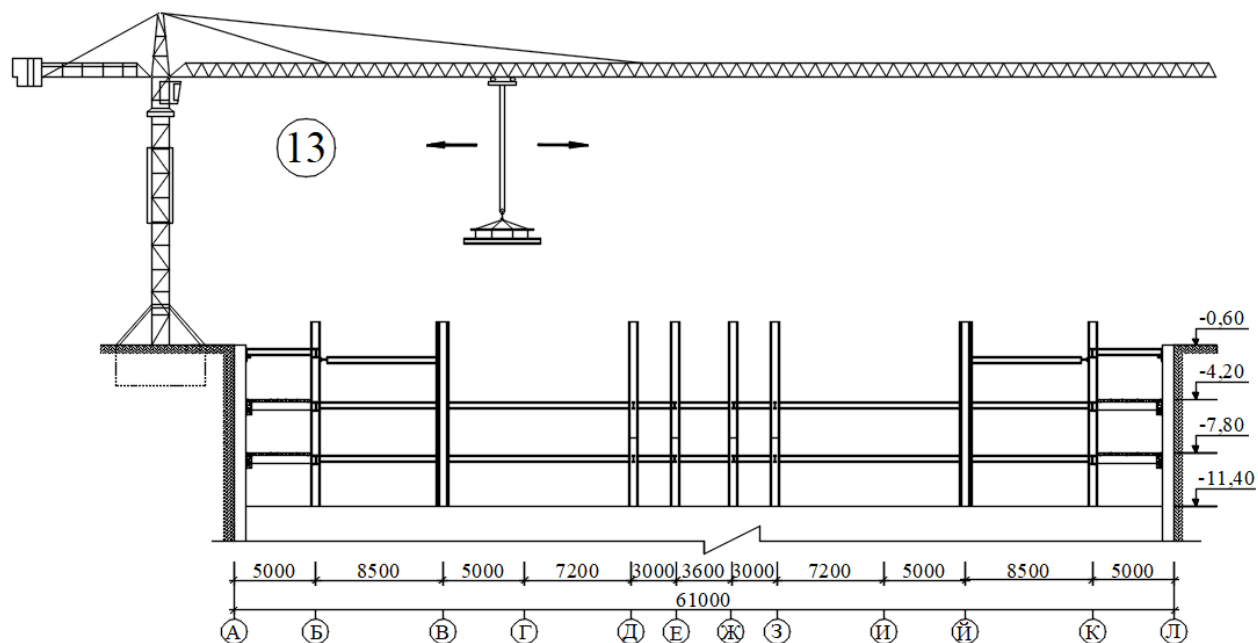


Рис 4.34. Возведение сооружения на 11 этапе

### Этап 12: Устройство системы балочных полов цокольного этажа

Установка системы стальных балок для пола. Срезание временных стоек.

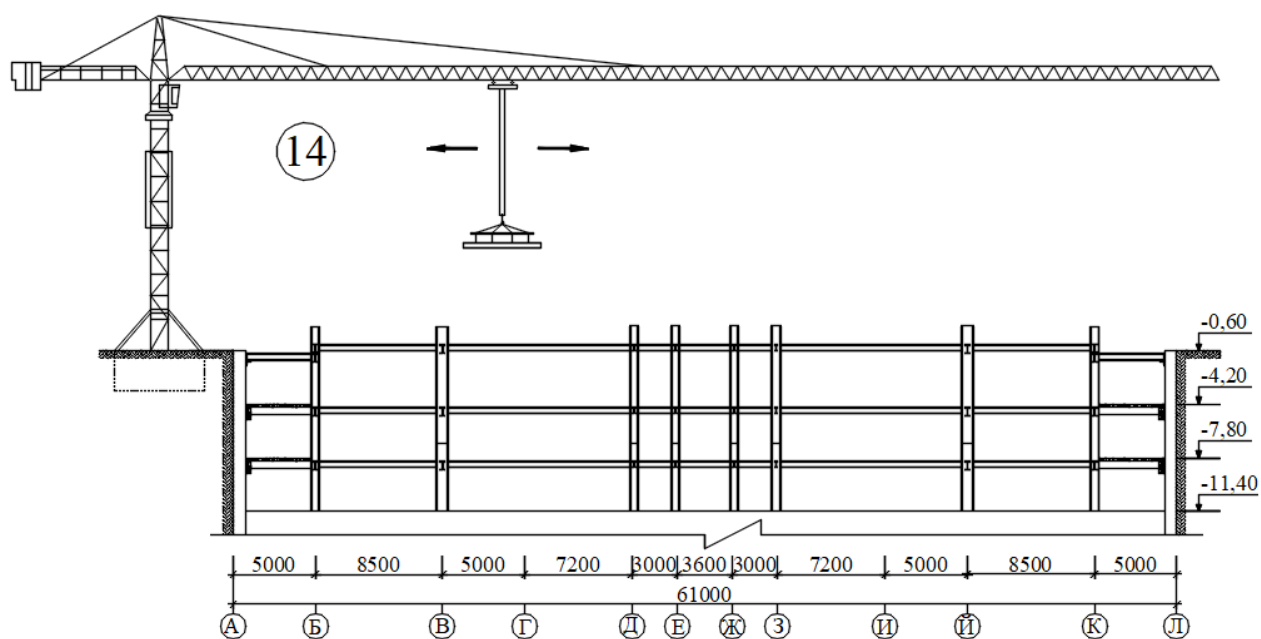
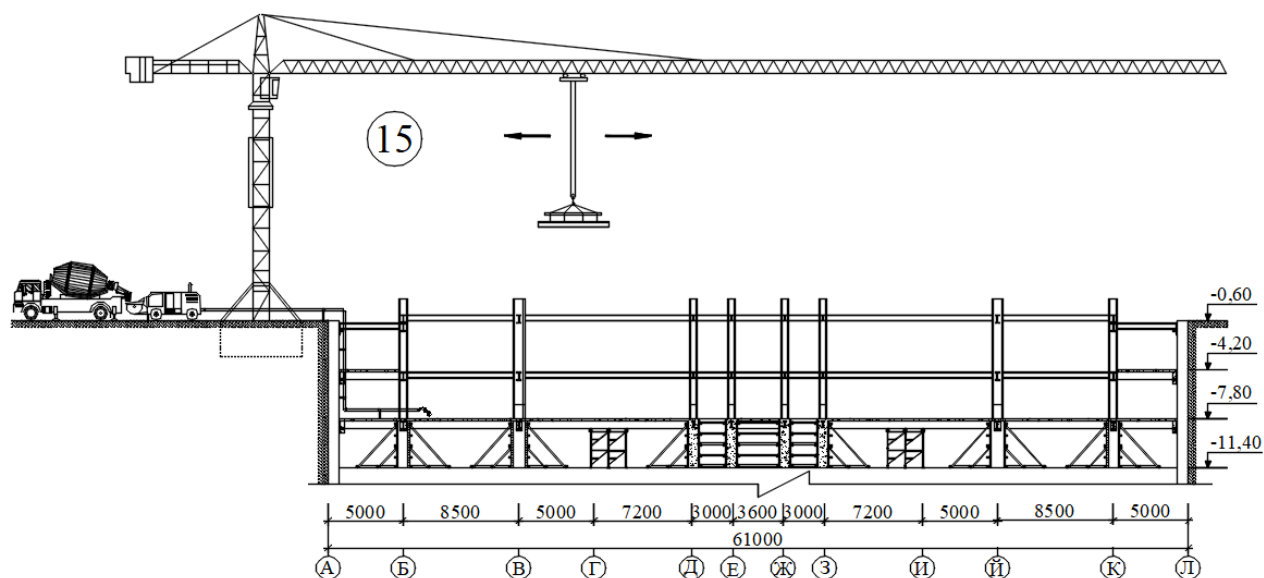


Рис 4.35. Возведение сооружения на 12 этапе

**Этап 13: Заливка бетона для колонн, ядер, стен 3-ого подземного этажа и полов 2-ого подземного этажа**

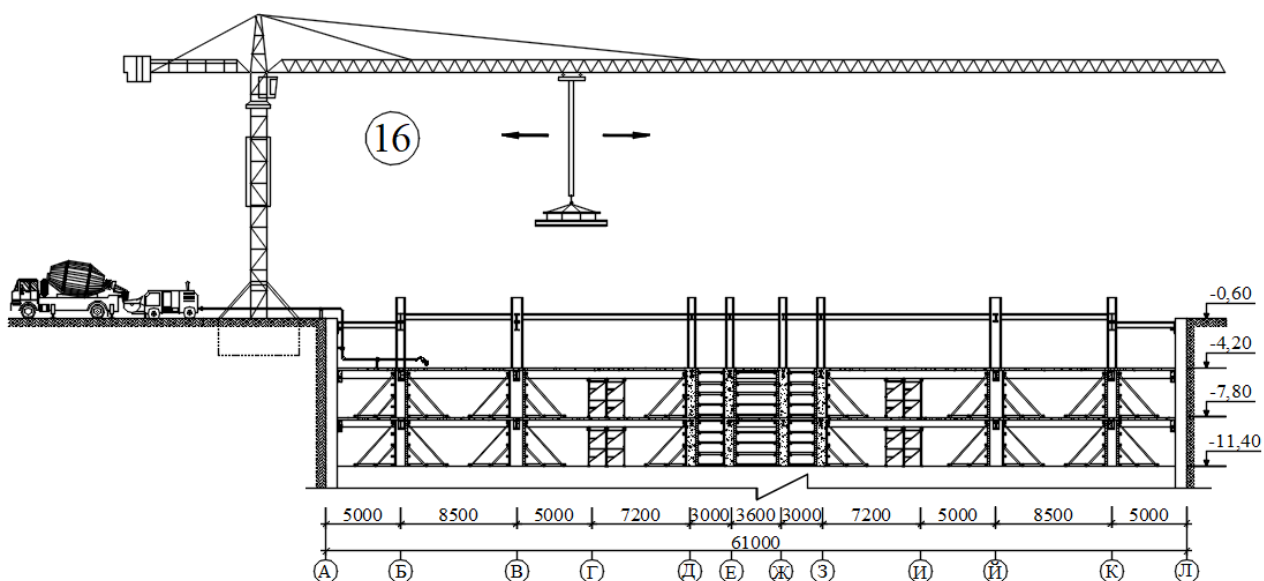
Монтаж опалубки для колонн, полов, лифтовых стен. Заливка бетона методом статического насоса.



*Рис 4.36. Возведение сооружения на 13 этапе*

**Этап 14: Заливка бетона для колонн, ядер, стен 2-ого подземного этажа и полов 1-ого подземного этажа**

Монтаж опалубки для колонн, полов, лифтовых стен. Заливка бетона методом статического насоса.



*Рис 4.37. Возведение сооружения на 14 этапе*

## Этап 15: Заливка бетона для колонн, ядер, стен 1-ого подземного этажа и полов цокольного этажа

Монтаж опалубки для колонн, полов, лифтовых стен. Заливка бетона методом статического насоса.

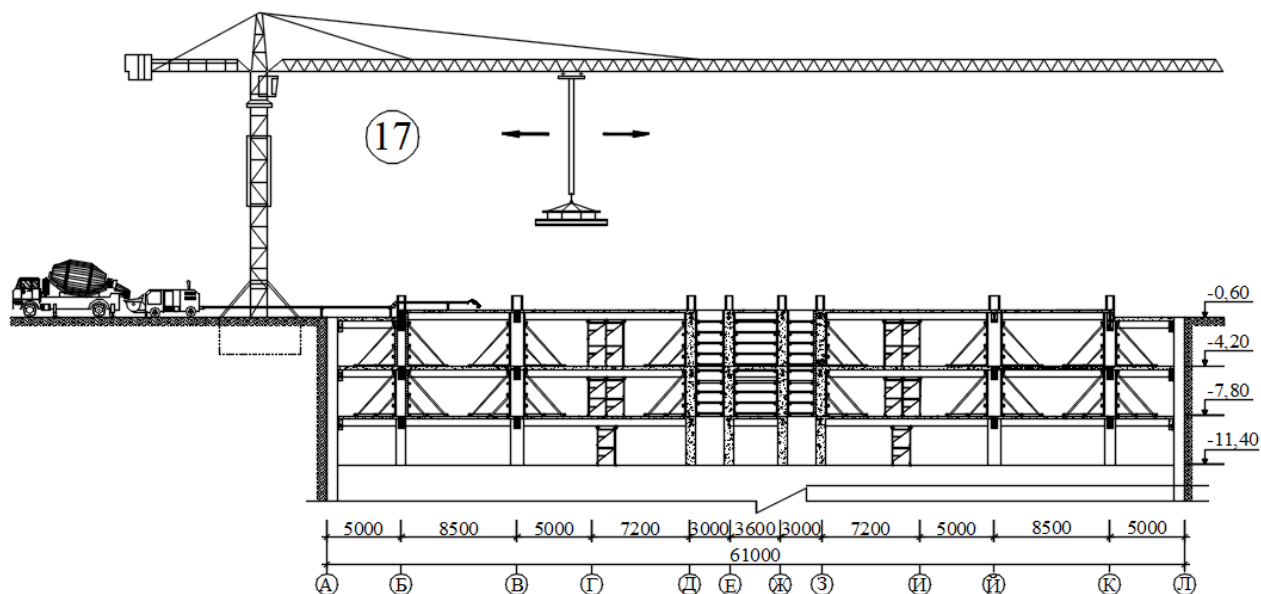


Рис 4.38. Возведение сооружения на 15 этапе

### 4.7. Технология устройства ростверков и распорок свайных фундаментов

#### 4.7.1. Устройство бетонных облицовок фундаментов

Перед заливкой бетонной смеси мы зачищаем траншеи.

Определение объема бетонного облицовочного фундамента:

$$V_{\text{ф}} = 0,1 \times [4 \times 3,6 \times 24 + 1,6 \times 1,4 \times 30 + 33,6 \times 11,2 \times 1 + 3,8 \times 2,6 \times 4] = 81,2 \text{ м}^3,$$

$$V_{\text{р}} = 0,1 \times [1,2 \times 202,8 + 0,7 \times 500,8] = 59,4 \text{ м}^3.$$

Исходя из характеристики работ и графика строительства, а также количества смешиваемого бетона, мы выбираем 3 группы-смесителя SB-30V, со следующими параметрами.

Таблица 4.13. Технические параметры груши-смесителя

Модель	Объем контейнера для смешивания	Объем производства	Вращающийся бункер	Время смешивания
	V, л	V, л	N, об/мин	t, s
SB-30V	250	165	20	60

Определение емкости груши-смесителя:

$$E = V \times k_1 \times k_2 \times n,$$

где,  $V$  - полезный объем контейнера для смешивания,  $V = V_{x1} = 0,165\text{м}^3$ ;

$k_1$  - коэффициент состава бетона,  $k_1 = 0,7$ ;

$k_2$  - коэффициент использования смесителя с течением времени,  
 $k_2 = 0,8$ ;

$n$  - количество смешивания за 1 час,  $n = 3600 / T$ ;

$$T = T_1 + T_2 + T_3,$$

где,  $T_1$  - время, когда заполнения контейнера,  $T_1 = 20\text{с}$ ;

$T_2$  - время смешивания бетона,  $T_2 = 60\text{с}$ ;

$T_3$  - время бетонирования,  $T_3 = 20\text{с}$ ;

тогда,  $T = T_1 + T_2 + T_3 = 20 + 60 + 20 = 100\text{с}$ ,

$$E = V \times k_1 \times k_2 \times n = 0,165 \times 0,7 \times 0,8 \times \frac{3600}{100} = 3,32\text{м}^3.$$

Определение времени использования 3 смесителей бетонирования:

$$t = \frac{V}{E} = \frac{81,2 + 59,4}{3 \times 3,32} \approx 14\text{часа}.$$

Методы бетонирования облицовки фундаментов:

- Смешивание бетона в груши-смесителем;
- Транспортировка и заливка бетона башенным краном с бетонной воронкой.

#### 4.7.2. Устройство ростверков и распорок свайных фундаментов

Объем бетона для ростверков свайных фундаментов  $V = 3085\text{м}^3$ .

Объем бетона для распорок свайных фундаментов  $V = 798\text{м}^3$ .

##### 1. Расчет опалубки для ростверков свайных фундаментов

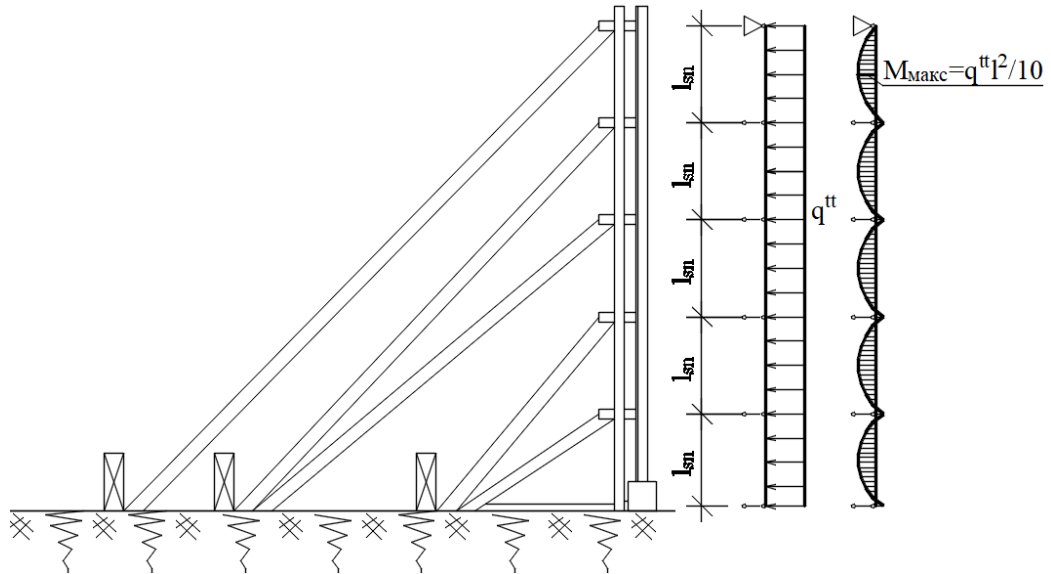


Рис 4.39. Расчетная схема

Сбор нагрузок представлены в табличной форме.

Таблица 4.14. Нагрузки на ростверки свайных фундаментов

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кг/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кг/м <sup>2</sup>
1	2	3	4
Давление заливки бетона $H = 70\text{см}$ , $\rho = 2500\text{кг/м}^3$	1750	1,30	2275
Уплотнение бетона	200	1,30	260
Бетонирование	400	1,30	520
Итого $q = q_1 + \max(q_2, q_3)$	2150	-	2795

Расчет по несущей способности:

$$q^{tt} = q \times b = 2795 \times 0,3 = 839 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 8,39 \frac{\text{кг}}{\text{см}},$$

$$M_{\text{макс}} = \frac{q^{\text{tt}} \times l_{\text{sn}}^2}{10} \leq R \times \gamma \times W,$$

где,  $\gamma$  - коэффициент условий работы,  $\gamma = 0,9$ ;

$R$  - прочность металлической опалубки,  $R = 2100 \text{ кг / м}^2$ ;

$W$  - изгибающий момент опалубки,  $W = 6,55 \text{ см}^3$ ;

$$l_{\text{sn}} \leq \sqrt{\frac{10 \times R \times \gamma \times W}{q^{\text{tt}}}} = \sqrt{\frac{10 \times 2100 \times 0,9 \times 6,55}{8,39}} = 121 \text{ см},$$

Принимаем  $l_{\text{sn}} = 90 \text{ см}$ .

Проверка условия прогиба:

$$f = \frac{1 \times q^{\text{tc}} \times l_{\text{sn}}^4}{128 \times E \times J} \leq [f],$$

где,

$$q^{\text{tc}} = 2150 \times 0,3 = 645 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 6,45 \frac{\text{кг}}{\text{см}}, J = 28,64 \text{ см}^4, E = 2,1 \times 10^6 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2};$$

тогда,

$$f = \frac{1 \times q^{\text{tc}} \times l_{\text{sn}}^4}{128 \times E \times J} = \frac{1 \times 6,45 \times 90^4}{128 \times 2,1 \times 10^6 \times 28,64} = 0,05 \text{ см} < [f] = \frac{l_{\text{sn}}}{400} = \frac{90}{400} = 0,225 \text{ см}.$$

Условие выполняется! Следовательно, опалубка для ростверков свайных фундаментов обеспечит состояние прогиба.

2. Определение расстояния между горизонтальными ребрами:

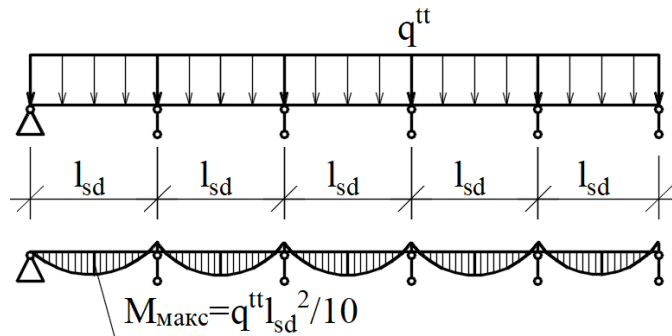


Рис 4.40. Расчетная схема

Расчет по несущей способности:

$$M_{\text{макс}} = \frac{q^{\text{tt}} \times l_{\text{sd}}^2}{10} \leq [\sigma] \times W,$$

где,  $q^{\text{tt}} = 2795 \times 0,9 = 2516 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 25,16 \frac{\text{кг}}{\text{см}}, [\sigma] = 150 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2};$

$$W = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{8 \times 8^2}{6} = 85,33 \text{см}^3;$$

$$l_{\text{sn}} \leq \sqrt{\frac{10 \times [\sigma] \times W}{q^{\text{tt}}}} = \sqrt{\frac{10 \times 150 \times 85,33}{25,16}} = 71 \text{см},$$

Принимаем  $l_{\text{sd}} = 60 \text{см}.$

Проверка условия прогиба:

$$f = \frac{1 \times q^{\text{tc}} \times l_{\text{sd}}^4}{128 \times E \times J} \leq [f],$$

где,

$$q^{\text{tc}} = 2150 \times 0,5 = 1075 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 10,75 \frac{\text{кг}}{\text{см}}, J = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{8 \times 8^3}{12} = 341,33 \text{см}^4;$$

$$E = 1,1 \times 10^5 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2};$$

тогда,

$$f = \frac{1 \times q^{\text{tc}} \times l_{\text{sd}}^4}{128 \times E \times J} = \frac{1 \times 10,75 \times 60^4}{128 \times 1,1 \times 10^6 \times 341,33} = 0,029 \text{см} < [f] = \frac{l_{\text{sd}}}{400} = \frac{60}{400} = 0,15 \text{см}.$$

Условие выполняется! Принимаем горизонтальное ребро размером 8x8 см, и вертикальное расстояние между ребрами составляет 60 см, горизонтальные ребра обеспечивают условие прогиба.

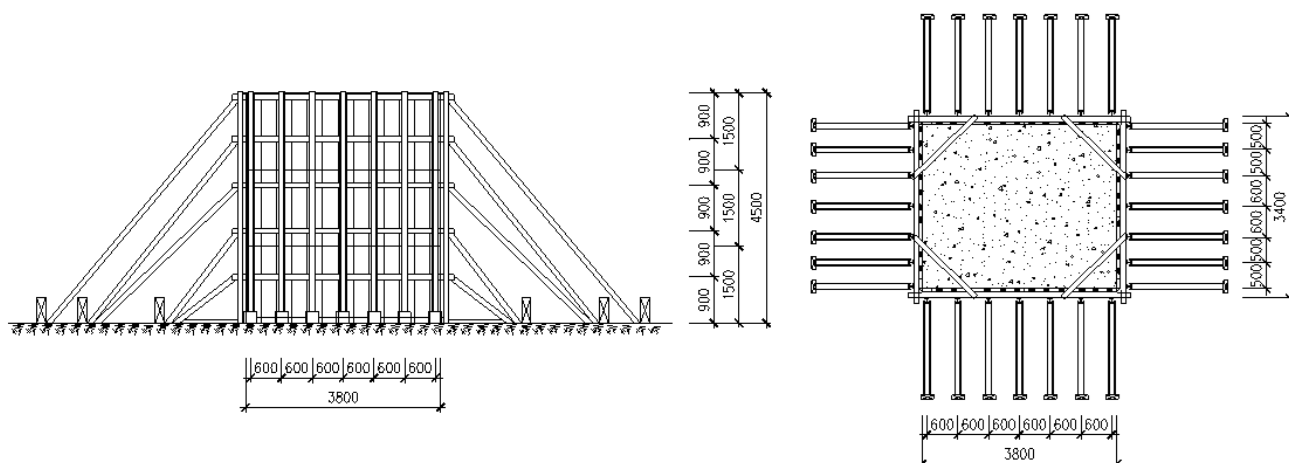


Рис 4.41. Опалубка ростверка свайных фундаментов

### 3. Расчет опалубки распорок свайных фундаментов

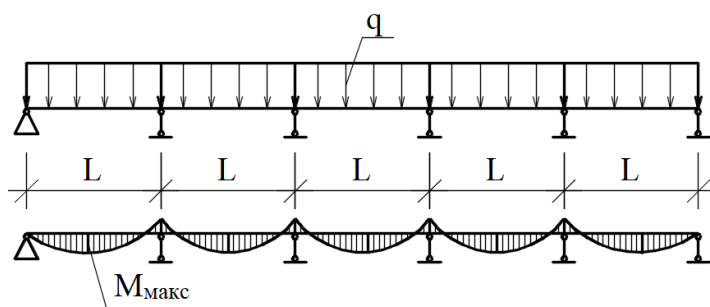


Рис 4.42. Расчетная схема

Сбор нагрузок представлены в табличной форме.

Таблица 4.15. Нагрузки распорок свайных фундаментов

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кг/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кг/м <sup>2</sup>
1	2	3	4
Давление заливки бетона $H = 70\text{см}$ , $\rho = 2500\text{кг/м}^3$	1750	1,30	2275
Уплотнение бетона	200	1,30	260
Бетонирование	400	1,30	520
Итого $q = q_1 + \max(q_2, q_3)$	2150	-	2795

Расчет по несущей способности:

$$q'' = q \times b = 2795 \times 0,3 = 839 \frac{\text{КГ}}{\text{М}} = 8,39 \frac{\text{КГ}}{\text{СМ}},$$



$$M_{\text{макс}} = \frac{q^{\text{tt}} \times L^2}{10} \leq R \times \gamma \times W,$$

где,  $\gamma$  - коэффициент условий работы,  $\gamma = 0,9$ ;

$R$  - прочность металлической опалубки,  $R = 2100 \text{ кг / м}^2$ ;

$W$  - изгибающий момент опалубки,  $W = 6,55 \text{ см}^3$ ;

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \times R \times \gamma \times W}{q^{\text{tt}}}} = \sqrt{\frac{10 \times 2100 \times 0,9 \times 6,55}{8,39}} = 121 \text{ см},$$

Принимаем  $L = 90 \text{ см}$ .

Проверка условия прогиба:

$$f = \frac{1 \times q^{\text{tc}} \times L^4}{128 \times E \times J} \leq [f],$$

где,

$$q^{\text{tc}} = 2150 \times 0,3 = 645 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 6,45 \frac{\text{кг}}{\text{см}}, J = 28,64 \text{ см}^4, E = 2,1 \times 10^6 \times 28,64 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2};$$

тогда,

$$f = \frac{1 \times q^{\text{tc}} \times L^4}{128 \times E \times J} = \frac{1 \times 6,45 \times 90^4}{128 \times 2,1 \times 10^6 \times 28,64} = 0,05 \text{ см} < [f] = \frac{L}{400} = \frac{90}{400} = 0,225 \text{ см}.$$

Условие выполняется! Следовательно, опалубка для ростверков свайных фундаментов обеспечивает несущую способность.

#### 4. Расчет горизонтального ребра

Расчет по несущей способности:

$$M_{\text{макс}} = \frac{q^{\text{tt}} \times l_{\text{sd}}^2}{10} \leq [\sigma] \times W,$$

где,

$$q^{\text{tt}} = 2795 \times 0,9 = 2516 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 25,16 \frac{\text{кг}}{\text{см}}, [\sigma] = 150 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}, W = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{8 \times 8^2}{6} = 85,33 \text{ см}^3;$$

$$l_{\text{sn}} \leq \sqrt{\frac{10 \times [\sigma] \times W}{q^{\text{tt}}}} = \sqrt{\frac{10 \times 150 \times 85,33}{25,16}} = 71 \text{ см},$$

Принимаем  $l_{\text{sd}} = 50 \text{ см}$ .

Проверка условия прогиба:

$$f = \frac{1 \times q^{tc} \times l_{sd}^4}{128 \times E \times J} \leq [f],$$

где,

$$q^{tc} = 2150 \times 0,5 = 1075 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 10,75 \frac{\text{кг}}{\text{см}}, J = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{8 \times 8^3}{12} = 341,33 \text{см}^4, E = 1,1 \times 10^5 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2};$$

тогда,

$$f = \frac{1 \times q^{tc} \times l_{sn}^4}{128 \times E \times J} = \frac{1 \times 10,75 \times 50^4}{128 \times 1,1 \times 10^6 \times 341,33} = 0,014 \text{см} < [f] = \frac{l_{sd}}{400} = \frac{50}{400} = 0,125 \text{см}.$$

Условие выполняется! Так как что выберите горизонтальное ребро с размером 8x8 см, и вертикальное расстояние ребра составляет 50 см, горизонтальные ребра обеспечивают условие прогиба.

#### 4.7.3. Устройство бетонирование ростверков свайных фундаментов

##### 1. Выбор машины

– Выберите бетононасос NPC 750FB с техническими параметрами, которые представлены в таблице;

Таблица 4.16. Технические параметры бетононасоса

Модель	Производительность	Емкость	h	L
	м <sup>3</sup> /ч	kW	м	м
NPC 750FB	80	185	95	480

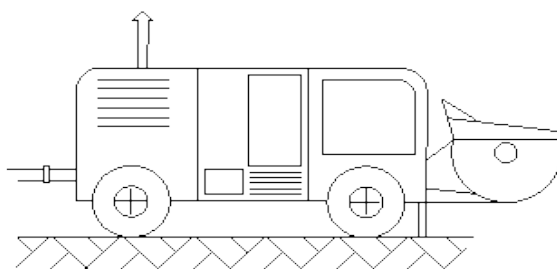


Рис 4.43. Бетононасос NPC 750FB

– Выберите автобетоносмеситель модели SB-92B с техническими параметрами, которые представлены в таблице;

Таблица 4.16. Технические параметры бетононасоса

Тип	Объем контейнера	Емкость	Скорость вращения	H	Объем контейнера воды
	м <sup>3</sup> /ч		об/мин		
КАМАЗ-5511	6	40	9 – 14,5	3,62	0,75

## 2. Разделите захваток и сегменты для бетонирования

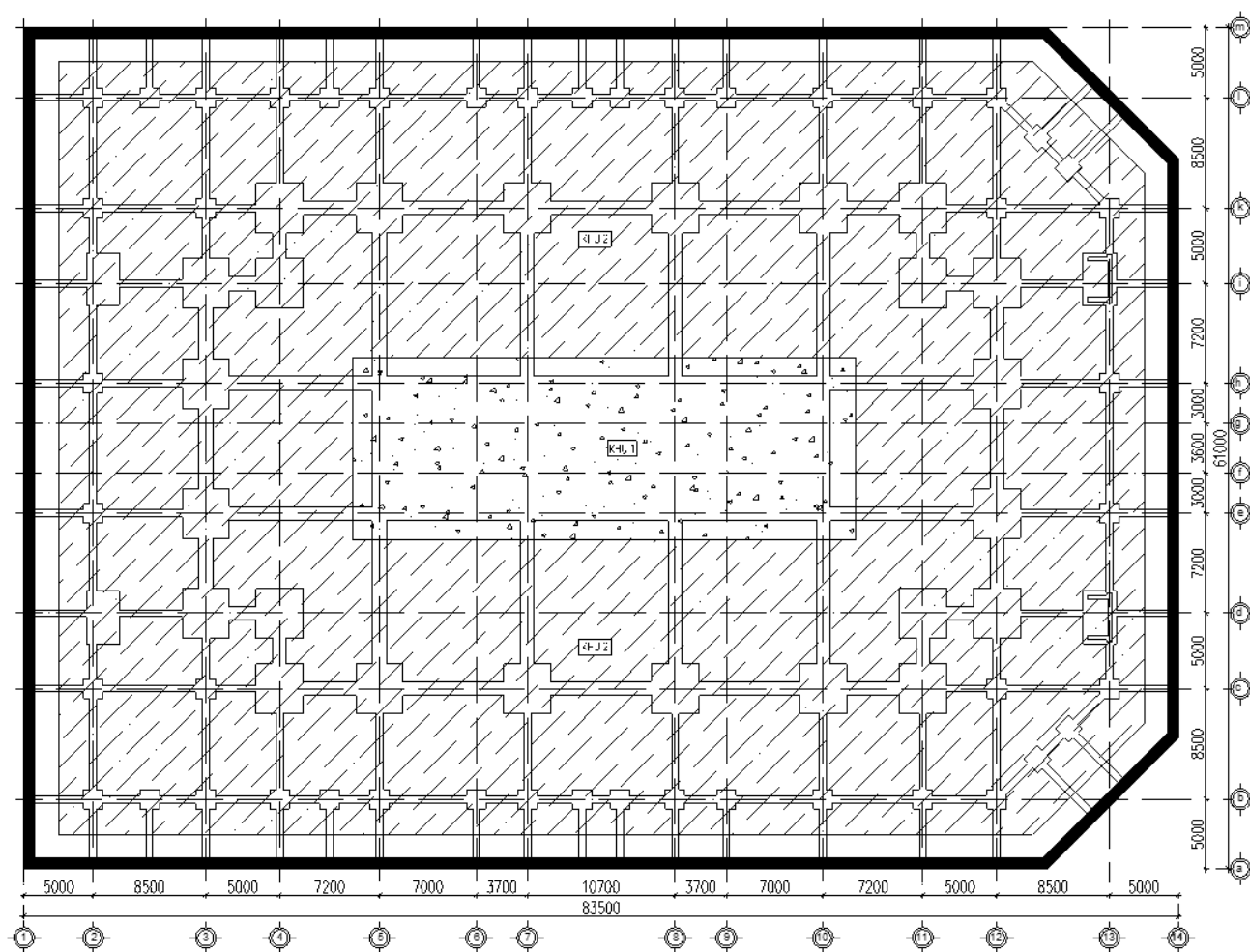


Рис 4.44. Бетонирования захваток

Последовательный процесс бетонирования:

– Бетонирование 1 захватки с высотой 1,5м: Мы используем 2 статических бетононасоса. При бетонировании 1 захватки на 5 слоев, каждый слой толщиной 30 см;

Определение объема бетонирования 1 захватки:

$$V_1 = 1,5 \times 33,4 \times 10,9 = 546,09 \text{ м}^3,$$

Определение количества автобетоносмесителей, необходимых бетонирования:

$$n = \frac{Q}{V} \times \left( \frac{L}{S} + T \right),$$

где,  $n$  - количество автобетоносмесителей;

$V$  - объем бетона каждой машины,  $V = 6 \text{ м}^3$ ;

$L$  - дорожный транспорт,  $L = 10 \text{ км}$ ;

$S$  - скорость машины,  $S = 20 \text{ (} 30 \text{ км / ч)}$ , выбор  $S = 25 \text{ км / ч}$ ;

$T$  - время перерыва,  $T = 10 \text{ мин}$ ;

$Q$  - фактическая производительность насоса;

$$Q = 2 \times 80 \times 0,7 = 112 \frac{\text{м}^3}{\text{ч}}, \text{ (коэффициент использования времени } K = 0,7 \text{).}$$

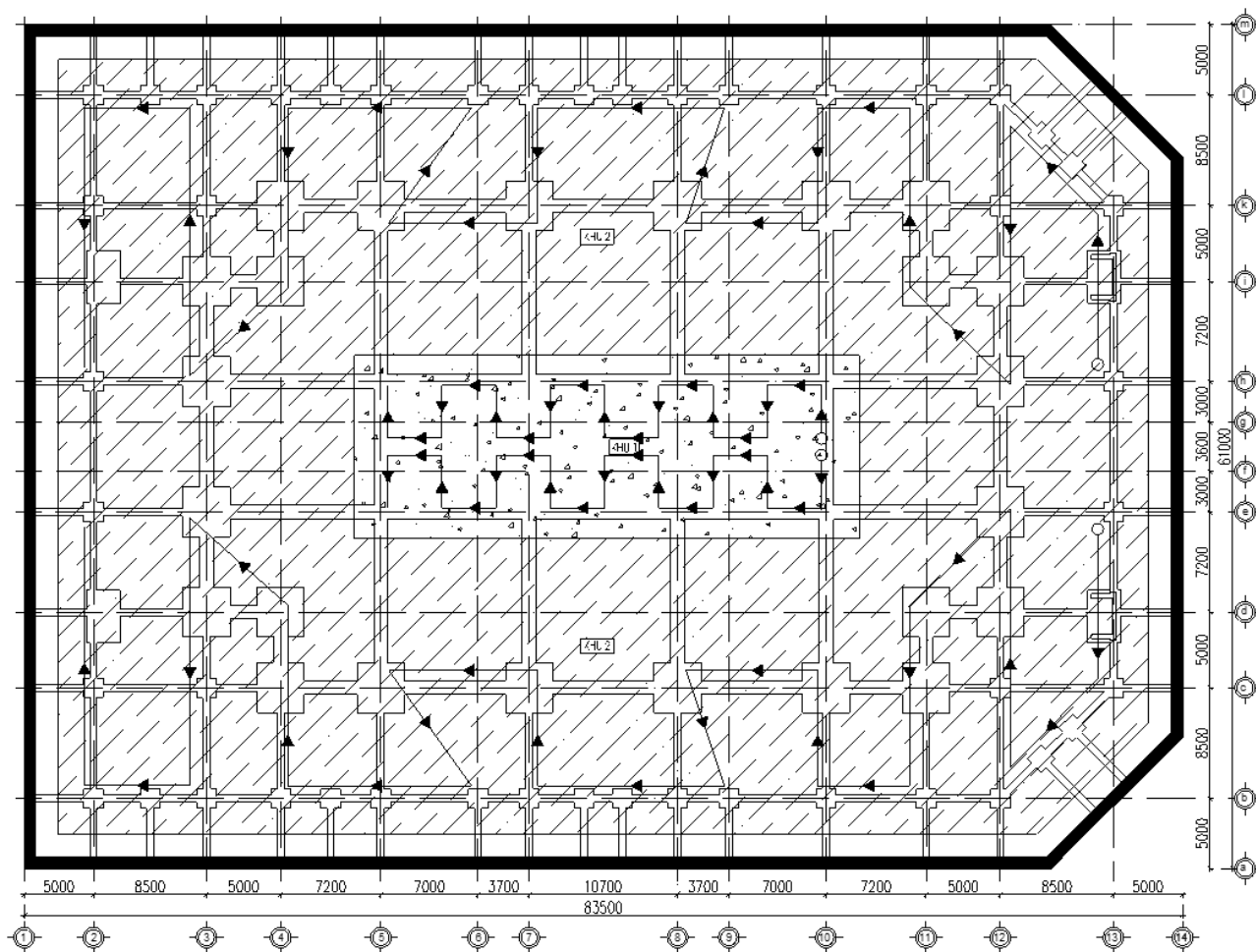
$$n = \frac{112}{6} \times \left( \frac{10}{25} + \frac{10}{60} \right) = 10,58 \text{ машины,}$$

Выбираем 11 автобетоносмесители для бетонирования.

Определение количества автобетоносмесителей, необходимых для бетонирования свайных фундаментов:

$$n = \frac{546,09}{6} = 91 \text{ на автомобилей.}$$

– Бетонирование 2 захватки с высотой 1,5м: Мы используем 2 бетононасоса. При бетонировании 1 захватки заливаем на 5 слоев, каждый слой толщиной 30 см. Выбираем 11 автобетоносмесители для бетонирования и 95 на автомобиле;



*Рис 4.45. Направление бетонирования ростверков свайных фундаментов*

#### **4.8. Разработка календарного планирования строительства**

Календарный план является проектным документом, который необходим для определения последовательности и сроков выполнения отдельных работ, устанавливает их технологическую взаимосвязь в соответствии с характером и объемом строительно-монтажных работ. В соответствии с данным планом составляется график поступления на объект строительных изделий и материалов, потребность в которых определяется по СНиП, рабочим чертежам и прочим нормативным источникам.

Календарный план производства работ представляет собой таблицу, отображающую все разновидности работ, необходимых для воплощения конкретного проекта.

#### 4.8.1. Калькуляция затрат труда и машинного времени

Затраты труда – это количество времени, необходимое для производства единицы строительной продукции.

Расчет трудоемкости отдельных видов работ  $Q_k$  определяется по следующей формуле:

$$Q_k = \frac{V_k \times h_{вр.k}}{8},$$

где,  $V_k$  – объем к-й работы в физическом измерении, м<sup>2</sup>, м<sup>3</sup>, шт.;

8 – количество часов в рабочей смене;

$h_{вр.k}$  – норма времени на выполнение отдельной к-й работы, чел-ч.;

Норма времени позволяет определить главный показатель производительности труда - норму выработки.

$$H_{выр} = \frac{1}{H_{вр}},$$

Трудоемкость рассчитывается отдельно для рабочих и для машинистов.

После определения трудоемкости отдельных видов работ, мы рассчитаемся продолжительность работ. Продолжительность выполнения комплекса работ на частных фронтах пропорциональна объемам работ.

Расчет продолжительность работ в сменах  $t_{см}$  определяется по следующей формуле:

$$t_{см} = \frac{(\sum Q_k)}{N_i},$$

где,  $\sum Q_k$  – трудоемкость выполнения отдельных работ, чел.-дн.;

$N_i$  – количество работающих людей (машин), выполняющей  $i$ -й вид работ, маш.;

Расчет продолжительность работ в днях ( $t_{\text{дн}}$ ) определяется по следующей формуле:

$$t_{\text{дн}} = \frac{(\sum Q_k)}{N_i \times n_i},$$

где,  $\sum Q_k$  – трудоемкость выполнения отдельных работ, чел.-дн.;

$N_i$  – количество человек в бригаде, выполняющей  $i$ -й вид работ, чел.;

$n_i$  – количество смен в сутках при выполнении  $i$ -го вида работ.

Результаты расчетов приведены в виде таблицы в 4.8.2.

#### **4.8.2. Построение графика производства работ**

График производства работ – это документ, который определяет порядок и продолжительность проведения работ с наиболее допустимым их совмещением, а также учитывает потребность в трудовых ресурсах (количественный, профессиональный, квалификационный состав) и средствах механизации.

Таблица №18. График производства работ (возведение подземного части)

№	Наименование работ	Объем работ		Нормы		Затраты труда		Состав звена, профессия	Число смен	Число работающих в смену	Продолжительность выполнения работ, дней
		Ед. изм.	Количество	Рабоч., чел.ч	Маши., маш.-ч	Рабочих, чел.ч	Маши., маш.-ч				
<b>Устройство стены в грунте и свайные фундаменты</b>											
1	Устройство стены в грунте	м <sup>3</sup>	1474	2.4	0.13	3537.6	191.62	Машинист бразр.- 2 Монтажник 4разр.- 2 Зразр.- 2	2	3	20
2	Устройство свай и установка временных стоек	м	3666	2.73	0.13	10008.18	476.58	Машинист бразр.- 1 Помощник 5разр.- 1 Арматурщик 4разр.- 1	2	3	30
<b>Устройство поддержки стены на отметке -0,6 м</b>											
3	Устройство балочных систем и временных распорок для поддержки стены на отметке -0,6 м	т	24.73	8.34	-	206.25	-	Машинист бразр.- 1 Монтажник 5разр.- 1 4разр.- 1 Зразр.- 1	1	1	10
<b>Откопка грунта и устройство поддержки стены на отметке -4.4 м</b>											
4	Откопка грунта 1 захватки до отметке -4.4 м	100 м <sup>3</sup>	72.99	6.11	0.372	445.97	27.15	Машинист бразр.- 1	2	1	4
5	Откопка грунта 2 захватки до отметке -4.2 м	100 м <sup>3</sup>	26.49	6.11	0.372	161.85	9.85	Машинист бразр.- 1	2	1	2
6	Ремонт вручную до отметки -4.4м	м <sup>3</sup>	148	0.68	-	100.64	-	Землекоп 2разр.- 1	2	1	4



7	Откопка грунта 3 захватки до отметке -4.2 м	100 м3	26.49	6.11	0.372	161.85	9.85	Машинист бразр.- 1	2	1	2
8	Ремонт вручную до отметки -4.4 м	м3	148	0.68	-	100.64	-	Землекоп 2разр.- 1	2	1	4
9	Откопка грунта 4 захватки до отметке -4.2 м	100 м3	25	6.11	0.372	152.75	9.3	Машинист бразр.- 1	2	1	2
10	Ремонт вручную до отметки -4,4м	м3	148	0.68	-	100.64	-	Землекоп 2разр.- 1	2	1	4
11	Откопка грунта 5 захватки до отметке -4.2 м	100 м3	25	6.11	0.372	152.75	9.3	Машинист бразр.- 1	2	1	2
12	Ремонт вручную до отметки -4.4 м	м3	148	0.68	-	100.64	-	Землекоп 2разр.- 1	2	1	4
13	Устройство балочных опалубк и полов 2 захватки	м2	206.84	0.252	-	52.12	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	2
14	Устройство стальных балков 2 захватки	т	39.74	5.2	0.3	206.65	11.92	Машинист бразр.- 1 Монтажник бразр.- 1 4разр.- 2	2	2	1
15	Армирование пола 2 захватки	т	1.12	16.2	-	18.14	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	1
16	Бетонирование балки и пола 2 захватки	м3	41.4	2.56	0.033	105.98	1.37	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики 4разр.- 1 3разр.- 1	2	2	1
17	Устройство балочных опалубк и полов 3 захватки	м2	735.96	0.252	-	185.46	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	2
18	Устройство стальных	т	39.74	5.2	0.3	206.65	11.92	Машинист	2	2	1

	балков 3 захватки							бразр.- 1 Монтажник бразр.- 1 4разр.- 2			
119	Армирование пола 3 захватки	т	1.12	16.2	-	18.14	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	1
210	Бетонирование балки и пола 3 захватки	м3	41.4	2.56	0.033	105.98	1.37	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики 4разр.- 1 3разр.- 1	2	2	1
21	Устройство балочных опалубк и полов 4 захватки	м2	165.38	0.252	-	41.68	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	2
22	Устройство стальных балков 4 захватки	т	38.73	5.2	0.3	201.40	11.62	Машинист бразр.- 1 Монтажник бразр.- 1 4разр.- 2	2	2	1
23	Армирование пола 4 захватки	т	1.02	16.2	-	16.52	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	1
24	Бетонирование балки и пола 4 захватки	м3	33.1	2.56	0.033	84.74	1.09	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики 4разр.- 1 3разр.- 1	2	2	1
25	Устройство балочных опалубк и полов 5 захватки	м2	165.38	0.252	-	41.68	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	2
26	Устройство стальных балков 5 захватки	т	38.73	5.2	0.3	201.40	11.62	Машинист бразр.- 1 Монтажник	2	2	1

								бразр.- 1 4разр.- 2			
27	Армирование пола 5 захватки	т	1.02	16.2	-	16.52	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	1
28	Бетонирование балки и пола 5 захватки	м3	33.1	2.56	0.033	84.74	1.09	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики 4разр.- 1 3разр.- 1	2	2	1
<b>Откопка грунта и устройство поддержки стены на отметке -8.0 м</b>											
29	Откопка грунта 1 захватки до отметке -8.0 м	100 м3	72.99	6.11	0.372	445.97	27.15	Машинист бразр.- 1	2	1	4
30	Откопка грунта 2 захватки до отметке -7.8 м	100 м3	26.49	6.11	0.372	161.85	9.85	Машинист бразр.- 1	2	1	2
31	Ремонт вручную до отметки -8.0 м	м3	148	0.68	-	100.64	-	Землекоп 2разр.- 1	2	1	4
32	Откопка грунта 3 захватки до отметке -7.8 м	100 м3	26.49	6.11	0.372	161.85	9.85	Машинист бразр.- 1	2	1	2
33	Ремонт вручную до отметки -8.0 м	м3	148	0.68	-	100.64	-	Землекоп 2разр.- 1	2	1	4
34	Откопка грунта 4 захватки до отметке -7.8 м	100 м3	25	6.11	0.372	152.75	9.3	Машинист бразр.- 1	2	1	2
35	Ремонт вручную до отметки -8.0 м	м3	148	0.68	-	100.64	-	Землекоп 2разр.- 1	2	1	4
36	Откопка грунта 5 захватки до отметке -7.8 м	100 м3	25	6.11	0.372	152.75	9.3	Машинист бразр.- 1	2	1	2
37	Ремонт вручную до отметки -8.0 м	м3	148	0.68	-	100.64	-	Землекоп 2разр.- 1	2	1	4
38	Устройство балочных опалубк и полов 2 захватки	м2	206.84	0.252	-	52.12	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	2
39	Устройство стальных	т	39.74	5.2	0.3	206.65	11.92	Машинист	2	2	1

	балков 2 захватки							бразр.- 1 Монтажник бразр.- 1 4разр.- 2			
140	Армирование пола 2 захватки	т	1.12	16.2	-	18.14	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	1
41	Бетонирование балки и пола 2 захватки	м3	41.4	2.56	0.033	105.98	1.37	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики 4разр.- 1 3разр.- 1	2	2	1
42	Устройство балочных опалубк и полов 3 захватки	м2	735.96	0.252	-	185.46	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	2
43	Устройство стальных балков 3 захватки	т	39.74	5.2	0.3	206.65	11.92	Машинист бразр.- 1 Монтажник бразр.- 1 4разр.- 2	2	2	1
44	Армирование пола 3 захватки	т	1.12	16.2	-	18.14	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	1
45	Бетонирование балки и пола 3 захватки	м3	41.4	2.56	0.033	105.98	1.37	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики 4разр.- 1 3разр.- 1	2	2	1
46	Устройство балочных опалубк и полов 4 захватки	м2	165.38	0.252	-	41.68	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	2
47	Устройство стальных балков 4 захватки	т	38.73	5.2	0.3	201.40	11.62	Машинист бразр.- 1 Монтажник	2	2	1

								бразр.- 1 4разр.- 2			
48	Армирование пола 4 захватки	т	1.02	16.2	-	16.52	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	1
49	Бетонирование балки и пола 4 захватки	м3	33.1	2.56	0.033	84.74	1.09	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики 4разр.- 1 3разр.- 1	2	2	1
50	Устройство балочных опалубк и полов 5 захватки	м2	165.38	0.252	-	41.68	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	2
51	Устройство стальных балков 5 захватки	т	38.73	5.2	0.3	201.40	11.62	Машинист бразр.- 1 Монтажник бразр.- 1 4разр.- 2	2	2	1
52	Армирование пола 5 захватки	т	1.02	16.2	-	16.52	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	1
53	Бетонирование балки и пола 5 захватки	м3	33.1	2.56	0.033	84.74	1.09	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики 4разр.- 1 3разр.- 1	2	2	1
<b>Откопка грунта и устройство поддержки стены на отметке -10.6 м</b>											
54	Откопка грунта 1 захватки до отметке -10.6 м	100 м3	49.95	6.11	0.372	305.19	18.58	Машинист бразр.- 1	2	1	3
55	Откопка грунта 2 захватки до отметке -10.6 м	100 м3	19.14	6.11	0.372	116.95	7.12	Машинист бразр.- 1	2	1	1
56	Откопка грунта 3 захватки до отметке -10.6 м	100 м3	19.14	6.11	0.372	116.95	7.12	Машинист бразр.- 1	2	1	1

57	Откопка грунта 4 захватки до отметке -10.6 м	100 м3	18.06	6.11	0.372	110.35	6.72	Машинист бразр.- 1	2	1	1
58	Откопка грунта 5 захватки до отметке -10.6 м	100 м3	18.06	6.11	0.372	110.35	6.72	Машинист бразр.- 1	2	1	1
59	Устройство распорных систем для поддержки стены 2 захватки	т	41.02	8.34	-	342.11	-	Машинист бразр.- 1 Монтажник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	1
60	Устройство распорных систем для поддержки стены 3 захватки	т	41.02	8.34	-	342.11	-	Машинист бразр.- 1 Монтажник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	1
61	Устройство распорных систем для поддержки стены 4 захватки	т	38.73	8.34	-	323.01	-	Машинист бразр.- 1 Монтажник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	1
62	Устройство распорных систем для поддержки стены 5 захватки	т	38.73	8.34	-	323.01	-	Машинист бразр.- 1 Монтажник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	1
<b>Откопка грунта до основания подушки</b>											
63	Откопка грунта 1 захватки до отметке -13.0 м	100 м3	46.1	6.11	0.372	281.67	17.15	Машинист бразр.- 1	2	1	2
64	Откопка грунта 2 захватки до отметке -12.8 м	100 м3	16.19	6.11	0.372	98.92	6.02	Машинист бразр.- 1	2	1	1
65	Ремонт вручную до отметки -13.0 м	м3	148	0.68	-	100.64	-	Землекоп 2разр.- 1	2	1	4
66	Откопка грунта 3 захватки до отметке -12.8 м	100 м3	16.19	6.11	0.372	98.92	6.02	Машинист бразр.- 1	2	1	1

67	Ремонт вручную до отметки -13.0 м	м3	148	0.68	-	100.64	-	Землекоп 2разр.- 1	2	1	4
68	Откопка грунта 4 хватки до отметке -12.8 м	100 м3	15.28	6.11	0.372	93.36	5.68	Машинист бразр.- 1	2	1	1
69	Ремонт вручную до отметки -13.0 м	м3	139	0.68	-	94.52	-	Землекоп 2разр.- 1	2	1	4
70	Откопка грунта 5 хватки до отметке -12.8 м	100 м3	15.28	6.11	0.372	93.36	5.68	Машинист бразр.- 1	2	1	1
71	Ремонт вручную до отметки -13.0 м	м3	139	0.68	-	94.52	-	Землекоп 2разр.- 1	2	1	4
72	Откопка грунта 1 хватки до отметке -16.3 м	100 м3	63.4	6.11	0.372	387.37	23.58	Машинист бразр.- 1	2	1	2
73	Зачистка вручную до отметки -16.5 м	м3	384	0.68	-	261.12	-	Землекоп 2разр.- 1	2	1	6
<b>Бетонирование свайных фундаментов</b>											
74	Устройство бетонной головной сваи	м3	150	0.72	-	108	-	Машинист бразр. - 1 Бетонщики 4 разр. - 1 3 разр. - 1	2	3	4
75	Устройство бетонной фундаментной облицовки	м3	81.2	0.03	-	2.44	-	Бетонщики 4 разр. - 1 2 разр. - 1	2	3	1
76	Обработка и монтаж свайных фундаментов 1 очереди	м2	26.2	8.34	-	218.5	-	Машинист 5разр. - 1 Помощник 4 разр. - 1 3 разр. - 1 Бетонщик 4разр. - 1	2	2	6
77	Изготовление и монтаж фундаментной опалубки 1 очереди (75%)	100 м2	7.935	22.28	-	176.8	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	6

78	Устройство бетонного фундамента 1 очереди	м3	1110.45	1.21	0.033	1343.6	36.64	Бетонщики 4 разр. - 1 2 разр. - 1	2	2	2
79	Демонтаж фундаментной опалубки 1 очереди (25%)	100 м2	7.935	7.42	-	58.9	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	1
80	Заполнение грунтов до распорной подушки	м3	2943	-	0.1	-	294.3	Машинист бразр.- 1	2	3	5
81	Устройство бетонной фундаментной распорной облицовки	м3	59.4	1.42	-	84.34	-	Бетонщики 4 разр. - 1 2 разр. - 1	2	3	1
82	Обработка и монтаж свайных фундаментов и распорных свай 2 очереди	м2	30.4	8.34	-	253.54	-	Машинист 5разр. - 1 Помощник 4 разр. - 1 3 разр. - 1 Бетонщик 4разр. - 1	2	2	7
83	Изготовление и монтаж фундаментной опалубки 2 очереди (75%)	100 м2	13.24	7.42	-	98.24	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	7
84	Устройство бетонные фундамента 2 очереди	м3	1290.93	1.21	0.033	1562	42.6	Бетонщики 4 разр. - 1 2 разр. - 1	2	2	2
85	Демонтаж фундаментной опалубки 2 очереди (25%)	100 м2	13.24	7.42	-	98.24	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	3
86	Обработка и монтаж свайных фундаментов и распорных свай 3 очереди	м2	35.12	8.34	-	292.9	-	Машинист 5разр. - 1 Помощник 4 разр. - 1 3 разр. - 1 Бетонщик 4разр. - 1	2	2	9



87	Изготовление и монтаж фундаментной и распорной опалубки 3 очереди	100 м2	21.16	22.28	-	471.44	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	9
88	Устройство бетонные фундаменты и распорки 3 очереди	м3	1491.25	1.21	0.033	1804.4	49.21	Бетонщики 4 разр. - 1 2 разр. - 1	2	2	2
89	Демонтаж опалубки фундамента и распорки 3-ой очереди	100 м2	21.16	7.42	-	157	602.8	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	7
90	Заполните грунтов до подушки пола	м3	6028	-	0.1	-	602.8	Машинист бразр.- 1	2	3	8
91	Устройство бетонные облицовки на пол	м3	354.6	1.42	-	503.5	-	Бетонщики 4 разр. - 1 2 разр. - 1	2	3	2
92	Монтаж арматурных полов	т	56.3	16.2	-	912.1	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	12
93	Устройство бетонной подушки на пол	м3	2391	2.56	0.033	6121	78.9	Бетонщики 4 разр. - 1 2 разр. - 1	2	3	3
<b>Устройство стояков и балок подземной части</b>											
94	Монтаж стальных стояков под 3 подвальной этажом	т	277.1	9.712	0.32	2691.2	88.67	Машинист бразр.- 1 Монтажник бразр.- 1 4разр.- 2	2	1	2
95	Монтаж стальных балок 2 подвального этажи	т	146.8	5.2	-	763.4	-	Машинист бразр.- 1 Монтажник бразр.- 1 4разр.- 2	2	1	1
96	Монтаж стальных балок	т	146.8	5.2	-	763.4	-	Машинист	2	1	1

	1 подвального этажи							бразр.- 1 Монтажник бразр.- 1 4разр.- 2			
97	Монтаж стальных балок цокольного этажа	т	146.8	5.2	-	763.4	-	Машинист бразр.- 1 Монтажник бразр.- 1 4разр.- 2	2	1	1
98	Демонтаж стальных временных стоек и распорок	т	89.8	0.074	-	6.65	-	Машинист бразр.- 1 Монтажник бразр.- 1 4разр.- 2	2	1	1
<b>Устройство 3 подвального этажа</b>											
99	Изготовление и монтаж арматурных стоек и сердечника	т	12.1	8.48	-	102.6	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	6
100	Сборка опалубочных стоек, стен и сердечников (75%)	100 м2	13.79	28.71	-	395.91	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	5
101	Бетонирование стоек, стены и сердечника	м3	256.8	2.28	0.04	585.5	10.27	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики 4разр.- 1 3разр.- 1	2	2	2
102	Демонтаж опалубочных стоек, стен и сердечника (25%)	100 м2	13.79	9.57	-	132	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	7
103	Сборка опалубочных балок, полов (75%)	100 м2	34.59	15	-	518.9	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	10
104	Установка арматурных стоек, полов 2	т	16.3	16.2	-	264.1	-	Арматурщик 4разр.- 1	2	2	6

	подвального этажа							2разр.- 1			
105	Бетонирование балок, полов 2 подвального этажа	м3	691.8	2.56	0.033	1771	22.83	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики 4разр.- 1 3разр.- 1	2	2	2
106	Демонтаж опалубочных балок, полов (25%)	100 м2	34.59	5	-	173	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	6
<b>Устройство 2 подвального этажа</b>											
107	Изготовление и монтаж арматурных стояков и сердечника	т	12.1	8.48	-	102.6	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	5
108	Сборка опалубочных стояков, стен и сердечников (75%)	100 м2	13.79	28.71	-	395.91	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	5
109	Бетонирование стояков, стены и сердечники	м3	256.8	2.28	0.04	585.5	10.27	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики 4разр.- 1 3разр.- 1	2	2	2
110	Демонтаж опалубочных стояков, стен и сердечника (25%)	100 м2	13.79	9.57	-	132	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	3
111	Сборка опалубочных балок, полов (75%)	100 м2	34.59	15	-	518.9	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	10
112	Установка арматурных балок, полов	т	16.3	16.2	-	264.1	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	8
113	Бетонирование балок, полов	м3	691.8	2.56	0.033	1771	22.83	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики	2	2	2

								4разр.- 1 3разр.- 1			
<b>Устройство 1 подвального этажа</b>											
114	Изготовление и монтаж арматурных стояков и сердечника	т	12.1	8.48	-	102.6	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	8
115	Сборка опалубочных стояков, стен и сердечников (75%)	100 м2	13.79	28.71	-	395.91	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	8
116	Бетонирование стояков, стены и сердечники	м3	256.8	2.28	0.04	585.5	10.27	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики 4разр.- 1 3разр.- 1	2	2	3
117	Демонтаж опалубочных стояков, стен и сердечника (25%)	100 м2	13.79	9.57	-	132	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	5
118	Сборка опалубочных балок, полов (75%)	100 м2	47.81	15	-	717.2	-	Плотник 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	11
119	Установка арматурных балок, полов	т	16.3	16.2	-	264.1	-	Арматурщик 4разр.- 1 2разр.- 1	2	2	8
120	Бетонирование балок, полов	м3	691.8	2.56	0.033	1771	22.83	Машинист 5разр.- 1 Бетонщики 4разр.- 1 3разр.- 1	2	2	2

### 4.8.3. График распределения ресурсов

На основе календарного плана и принятых методов работ строят графики использования ресурсов. Эпюры ресурсов наглядно показывают уровень потребности, расхода, наличия, выявляют недостаток или избыток ресурсов в тот или иной отрезок времени, дают представление о равномерности их потребления. Построение эпюр ресурсов обычно осуществляются в виде графиков освоения капитальных вложений, а в календарных планах в составе ППР в виде графиков движения рабочих кадров.

Для построения графика движения расчетного числа рабочих в сутки рекомендуется оценивать коэффициентом неравномерности:

$$K_1 = \frac{N_{\text{макс}}}{N_{\text{ср}}},$$

где,  $N_{\text{макс}}$  - максимальное расчетное количество рабочих по графику движения рабочих,  $N_{\text{макс}} = 105$  чел.;

$N_{\text{ср}}$  - среднее число рабочих в сутки;

$$N_{\text{ср}} = \frac{Q_{\text{общ}}}{T_{\text{кр}}},$$

где,  $Q_{\text{общ}}$  - общая трудоемкость всех строительных работ в чел.-днях,  $Q_{\text{общ}} = 17646$  чел.-дн.;

$T_{\text{кр}}$  - продолжительность строительства в днях,  $T_{\text{кр}} = 277$  день;

$$\text{тогда, } N_{\text{ср}} = \frac{17646}{277} = 64 \text{ человека, } K_1 = \frac{105}{64} = 1,64.$$

Проверка условие для коэффициента неравномерности потребности в рабочей силе:

$$1,5 < K_1 = 1,64 < 1,7,$$

Условие выполняется! Следовательно окончательный вариант календарного плана не нуждается в корректировке.

#### **4.9. Проектирование строительного генерального плана**

Строительный генеральный план на здание (сооружение) – это план участка строительства, на котором показаны:

- размещение строящегося здания или сооружения;
- расположение дорог и сетей, складских зданий и площадок, путей, временных зданий и сооружений подготовительного и основного периодов.

Состав стройгенпланов согласно СНиП 3.01.01.85 «Организация строительного производства».

##### **4.9.1. Порядок проектирования стройгенплана**

Рекомендуется придерживаться следующего порядка проектирования строительного генерального плана:

- на топографическом плане обозначаются границы территории строительства (строительной площадки);
- наносят существующие и проектируемые постоянные здания, сооружения и установки, включая транспортные коммуникации и инженерные сети;
- размещают основные монтажные краны, строительные машины и устройства, площадки для укрупненной сборки и складирования строительных конструкций и технологического оборудование;
- разрабатывается схема перевозок строительных грузов и технологического оборудования с обоснованием параметров и конструкции дорог;

- определяют места размещения временных подсобно-вспомогательных и обслуживающих зданий, сооружений, установок и их комплексов, а также временных устройств, коммуникаций и сетей с указанием точек подключения их к действующим системам;
- приводят основные специальные сооружения, приспособления и устройства, обусловленные природно-климатическими, инженерно-геологическими и организационно-технологическими особенностями строительства;
- определяют технико-экономические показатели СГП.

#### 4.9.2. Выбор монтажного крана

Монтажный кран – является ведущей машиной, которая определяет общую производительность и продолжительность работ по построению здания (сооружения).

Основные данные для выбора типа монтажных кранов:

- конфигурация и размеры здания;
- габариты;
- степень укрупнения;
- масса и расположение монтируемых элементов;
- объем и заданные сроки выполнения монтажных работ;
- условия производства работ;

Монтажные краны выбирают в зависимости от их грузоподъемности  $Q_k$ , высоты подъема крюка крана  $H_k$ , вылета стрелы  $L_k$  и длина стрелы  $L_c$ .

Определяем грузоподъемность крана  $Q_k, m$  по следующей формуле:

$$Q_k = Q_{эл} + Q_{гр} + Q_{осн},$$

где,  $Q_{эл}$  - масса поднимаемого элемента,  $Q_{эл} = 10т$ ;

$Q_{гр}$  - масса грузозахватных приспособлений,  $Q_{гр} = 0,28т$ ;

$Q_{\text{осн}}$  - масса такелажной установки,  $Q_{\text{гр}} = 0\text{т}$ ;

тогда,  $Q_{\text{к}} = Q_{\text{эл}} + Q_{\text{гр}} + Q_{\text{осн}} = 10 + 0,28 + 0 = 10,28\text{т}$ .

Определяем вылет стрелы крана  $L_{\text{к}}$ , м по следующей формуле:

$$L_{\text{к}} = \frac{a}{2} + b + c + 2\text{м},$$

где,  $a$  - ширина подкранового пути,  $a = 6\text{м}$ ;

$b$  - расстояние от ближнего к зданию подкранового рельса до ближайшей выступающей части здания,  $b = 12\text{м}$ ;

$c$  - расстояние от центра тяжести груза до наиболее выступающей части здания,  $c = 59\text{м}$ ;

тогда,  $L_{\text{к}} = \frac{a}{2} + b + c + 2 = \frac{6}{2} + 12 + 59 + 2 = 76\text{м}$ .

Принимаем автобетононасос и с помощью башенного крана Potain MD 365B L12 с переносными поворотными бункерами вместимостью 1 м<sup>3</sup>. Технические характеристики этого крана представлены в таблице.

Таблица 4.19. Технические характеристики крана Potain MD 365B L12

Максимальный грузоподъемность	т	12
Максимальный конечный вылет стрелы	м	76,8
Минимальная складная стрела	м	40
Максимальная высота крюка	м	41,5
Максимальный радиус	м	75
Грузоподъемность на конце стрелы	т	3,65
Мощность	В/Гц/кВт	400/50/175
Скорость подъема	м/мин	до 206
Рабочая температура	°С	от -40 до +45



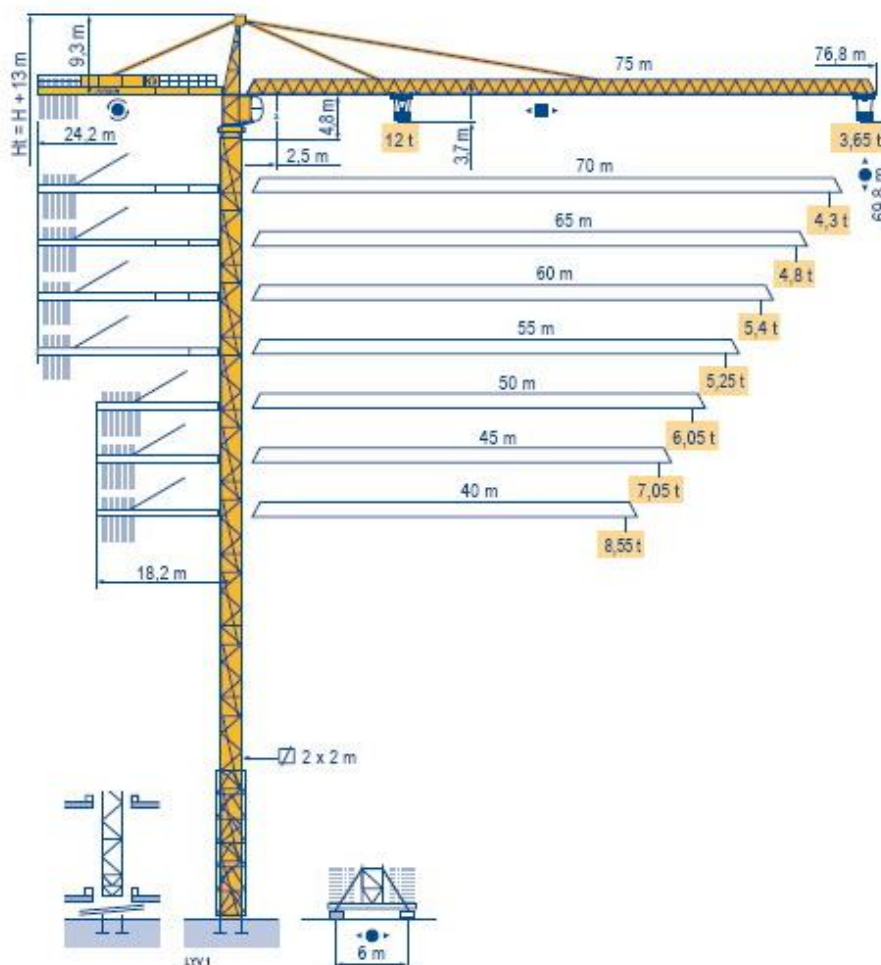


Рис 4.46. Грузовысотные характеристики Potain MD 365B L12

### 4.9.3. Определение зоны влияния крана

Для башенных кранов границу опасной зоны работы  $R_{оп}, м$  определяют по следующей формуле:

$$R_{оп} = R_{макс} + 0,5 \times l_{макс} + l_{без},$$

где,  $R_{макс}$  - максимальный рабочий вылет стрелы крана,  $R = 76,8 м$ ;

$0,5 \times l_{макс}$  - половина длины наибольшего перемещаемого груза,  $0,5 \times 4,8 м$ ;

$l_{без}$  - дополнительное расстояние для безопасной работы, устанавливается в соответствии со СНИПом,  $l_{без} = 5 м$ ;

тогда,  $R_{оп} = R_{макс} + 0,5 \times l_{макс} + l_{без} = 76,8 + 0,5 \times 4,8 + 5 = 84,2 м$ .

#### 4.9.4. Расчет площадей использования для персонала и работников

1. Помещение работы для работников и персонала:

- Количество человек:  $5 + 5 = 10$  со стандартным  $4\text{м}^2 / \text{чел.}$  ;
- Площадь использования:  $S_1 = 4 \times 10 = 40\text{м}^2$  ;

2. Помещение перерывы для работников:

- В смены есть максимальные человеки  $A_{\text{макс}} = 105\text{чел.}$ ;
- Стандартная площадь  $2\text{м}^2 / \text{чел.}$ ;
- Площадь использования:  $S_2 = 105 \times 0,4 \times 28 = 84\text{м}^2$  (строительная

площадка находится в городе, поэтому необходимо обеспечить проживание на 40% большинства работников);

3. Туалет и ванная:

- В смены есть максимальные человеки  $A_{\text{макс}} = 105\text{чел.}$ ;
- Стандартная площадь  $2,5\text{м}^2 / 20\text{чел.}$ ;
- Площадь использования:  $S_3 = \frac{2,5}{20} \times 105 = 13,125\text{м}^2$ ;

Выбираем  $S_3 = 18\text{м}^2$ .

Мы определяем площади помещения предствалены в таблице.

Таблица 4.20 Площадь помещений

№	Наименование	Площадь, м <sup>2</sup>
1	Рабочее здание для чиновников и медицинский	40
2	Гараж для работников	60
3	Гараж для чиновников	24
4	Помещение перерывы для работников	84
5	Столовая	48
6	Туалет и ванная	18
7	Охран	12
8	Склад инструментов	35

#### 4.9.5. Расчет площадей складов

Проектирование площади склада рекомендуется вести в зависимости от вида, способа хранения (открытый, закрытый, под навесом) и количества материалов.

Среднесуточная потребность в материалах рассматриваемого вида зависит от темпов их потребления, т.е. от темпов производства работ:

$$Q_{\text{сут},i} = \frac{Q_{\text{общ},i}}{t_i},$$

где,  $Q_{\text{сут},i}$  - среднесуточная потребность в материалах  $i$ -го вида;

$Q_{\text{общ},i}$  - общее количество материала, необходимого для выполнения  $i$ -го вида работ;

$t_i$  - продолжительность выполнения  $i$ -го вида работ, дн.

Расчетный запас материалов, подлежащих хранению на приобъектном складе:

$$Q_{p,i} = Q_{\text{сут},i} \times n_i \times k_1 \times k_2,$$

где,  $n_i$  - норма запасов материалов, дн.;

$k_1$  - коэффициент неравномерности поступления материалов на склад, принимаемый равным 1,1;

$k_2$  - коэффициент неравномерности потребления материалов в течении расчетного периода, принимается равным 1,3.

Полная расчетная площадь склада определяется по формуле:

$$S_p = \sum_{i=1}^m \frac{Q_{p,i}}{q_i} \times k_{n,i},$$

где,  $S_p$  - расчетная площадь склада;

$q_i$  - норма складирования  $i$ -го материала на единицу площади склада;

$k_{n,i}$  - коэффициент использования площади складов, зависящий от вида склада;

Проектирование площади склада рекомендуется вести в зависимости от вида, способа хранения (открытый, закрытый, под навесом) и количества материалов.

Таким образом,

$$S_p = \frac{1}{4} \times \frac{4781 \times 51,81}{100} \times 10^{-3} + \frac{1}{1} \times \frac{4781 \times 48,84}{100} \times 10^{-3} + \frac{1}{1,5} \times \frac{4781 \times 0,496}{100} = 18,75 \text{ м}^2.$$

Выбираем площадь опалубочного склада  $S = 5 \times 8 = 40 \text{ м}^2$ .

#### 4.9.6. Расчет организации временного электроснабжения

Расчет потребности во временном электроснабжении сводится к определению расчетной трансформаторной мощности в киловольтамперах (кВА) в наиболее напряженный по этому показателю период строительства. Суммарная мощность трансформатора в кВА при одновременном потреблении электроэнергии всеми группами потребителей определяется по формуле:

$$P = \alpha \times \left( \sum \frac{P_M \times k_{c1}}{\cos \varphi_1} + \sum \frac{P_T \times k_{c2}}{\cos \varphi} + \sum P_{об} \times k_{c3} + \sum P_{он} \times k_{c4} + \sum P_{св} \times k_{c5} \right),$$

где,  $P_M$  - мощность электродвигателей машин, механизмов, установок, кВт;

$P_T$  - потребляемая мощность технологического оборудования, кВт;

$P_{об}$  и  $P_{он}$  - соответственно потребная мощность для внутреннего и наружного освещения, кВт;

$P_{св}$  - мощность сварочного трансформатора, кВт;

$k_{c1}$  - коэффициенты одновременности работы электромоторов (до 5 шт - 0,6; 6-8 шт. - 0,5; более 8 шт. - 0,4);

$k_{c2}$  - то же, для технологических потребителей (равен 0,4);

$k_{c3}$  - то же, для внутреннего освещения (равен 0,8);

$k_{c4}$  - то же, для наружного освещения (равен 0,9);

$k_{c5}$  - то же, для сварочных трансформаторов (до 3 шт.- 0,8; 3-5 шт.- 0,6; 5-8 шт. - 0,5; 8 шт. - 0,4);

$\cos \varphi_1$  - коэффициент мощности для групп силовых потребителей, принимается равным 0,7;

$\cos \varphi_2$  - коэффициент мощности для технологических потребителей потребителей, принимается равным 0,8;

$\alpha$  - коэффициент, учитывающий потери мощности в сети от ее напряженности, сечения проводника и т.п., принимаемый 1,05-1,1.

$$P = 1,1 \times \left( \frac{0,7 \times 62}{0,75} + 0,8 \times 3,175 + 1 \times 4 \right) = 64,41 \text{ KW.}$$

Использование 3-х фазной электросети (380/220В). Для производства используется электричество (380В/220В), путем подключения 2 горячих проводов, но для освещения сита используется напряжение 220В путем соединения 1 горячего провода и 1 холодного провода.

Выбор трансформатора:

- Расчетная реактивная мощность:

$$Q = \frac{P}{\cos \varphi} = \frac{64,41}{0,75} = 85,88 \text{ KW,}$$

- Расчетная видимая мощность:

$$W = \sqrt{P^2 + Q^2} = \sqrt{64,41^2 + 85,88^2} = 107,35 \text{ KW.}$$

Выбираем трехфазные трансформаторы с масляным охлаждением и номинальной мощностью 120 кВА.

#### 4.9.7. Расчет временного водоснабжения и канализации строительной площадки

Строительные машины, механизмы и установки строительной площадки, а также технологические процессы (бетонные работы - приготовление бетона, поливка поверхностей бетона, штукатурные и малярные работы, каменная кладка и др.) – это основные потребители воды на строительной площадке.

Потребность в воде  $Q_{тр}$ , л/с для строительной площадки определяется по расходом соответствующей потребности по формуле:

$$Q_{тр} = Q_{пр} + Q_{хоз} + Q_{пож},$$

где,  $Q_{пр}$  - расход воды на производственные нужды, л/с

$Q_{хоз}$  - расход воды на хозяйственно-бытовые нужды, л/с ;

$Q_{пож}$  - расход воды на противопожарные нужды, л/с ;

1. Расход воды для обеспечения производственных нужд, л/с:

$$Q_{пр} = \frac{K_{ну} \times q_n \times n_n \times K_ч}{3600 \times t_1},$$

где,  $K_{ну}$  - коэффициент неучтенного расхода воды 1,2-1,3;

$q_n$  - удельный расход воды на производственные нужды, л;

$n_n$  - число производственных потребителей (установок, машин и др.) в наиболее загруженную смену;

$K_ч$  - коэффициент часовой неравномерности потребления воды (средний - 1,5);

$t_1$  - число учитываемых расчетом часов в смену;

$$\text{тогда, } Q_{\text{пр}} = \frac{K_{\text{ну}} \times q_n \times n_n \times K_{\text{ч}}}{3600 \times t_1} = \frac{1,2 \times 105 \times 20 \times 2}{3600 \times 8} = 0,175 \text{ л/с.}$$

2. Расход воды для обеспечения хозяйственно-бытовых нужды,  
л/с:

$$Q_{\text{хоз}} = q_n \times n_n \times \frac{K_{\text{ч}}}{3600 \times t_1} + q_{\text{д}} \times n_{\text{д}} \times \frac{K_{\text{ч}}}{60 \times t_2},$$

где,  $q_x$  - удельный расход воды на хозяйственно-бытовые нужды;

$q_{\text{д}}$  - расход воды на прием душа одним работающим;

$n_{\text{р}}$  - число работающих в наиболее загруженную смену;

$n_{\text{д}}$  - число пользующихся душем, до 40% от  $n_{\text{р}}$ ;

$t_2$  - продолжительность использования душевой установки (принимают равной 45мин);

$K_{\text{ч}}$  - коэффициент часовой неравномерности водопотребления;

$$\text{тогда, } Q_{\text{хоз}} = 1,8 \times 1,5 \times \frac{109 \times 50}{24 \times 3600} = 0,17 \text{ л/с.}$$

3. Расход воды для наружного пожаротушения:

Для наружного пожаротушения расход воды принимается из расчета трехчасовой продолжительности тушения одного пожара и обеспечения расхода воды на эти цели при пиковом расходе воды на производственные и хозяйственно-бытовые нужды.

Расчет одновременного действия двух струй из гидранта по 5л/с на каждую струю, т.е. определяется расход воды для противопожарных мероприятий  $Q_{\text{пож}} = 15 \text{ л/с.}$

4. Суммарный расчетный расход воды для строительной площадки:

$$Q_{\text{тр}} = 0,175 + 0,17 + 15 = 15,345 \text{ л/с.}$$

5. Определение диаметра водопроводной напорной сети:

$$D = 2 \times \sqrt{\frac{1000 \times Q_{\text{тр}}}{3,14 \times V}} = 2 \times \sqrt{\frac{1000 \times 15,345}{3,14 \times 1,5}} = 114 \text{ мм,}$$

где,  $V$  – скорость движения воды в трубах (для малых диаметров 0,7-1,2 и для больших - 1,5-2,0 м/с)

Принимаем временные трубопроводы диаметром  $D = 120\text{мм}$ .

#### 4.9.8. Выбор временных дорог

При трассировке дорог соблюдаются минимальные расстояния:

- Безопасное расстояние от края дороги до сооружения составляет 2 м;
- Ширина дорожного покрытия с двумя взятыми полосами составляет 7 м;
- Наклон поперечного сечения  $25^\circ$ ;
- На кривых принимаем радиус кривизны  $R = 9$  м;

Временная дорожная система внутри строительной площадки с гравийным заполнителем разных размеров и связным грунтом для образования смеси материалов с высокой плотностью, этот материал уплотняется роликами, чтобы создать твердое дорожное покрытие с хорошей прочностью.

#### 4.10. Техничко-экономические показатели по возведению подземной части

Таблица 4.21. Техничко-экономические показатели

№	Наименование	Ед. изм.	Кол-во
1	Площадь подземной части	$\text{м}^2$	5093,5
2	Объем подземной части	$\text{м}^3$	18336,6
3	Общие затраты на возведение подземной части	чел.-дн.	6849,95
4	Трудоемкость на единицу площади	чел.-дн./ $\text{м}^2$	0,74
5	Трудоемкость на единицу объема	чел.-дн./ $\text{м}^3$	2,68
6	Продолжительность строительства	дней	277



**Раздел №5**

**ОХРАНА ТРУДА И  
БЕЗОПАСНОСТЬ ЖИЗНЕДЕЯТЕЛЬНОСТИ**

## 5.1. Введение

При современном строительстве во всем мире постепенно совершенствуются все технологии, специализация и модернизируется организация строительства. Поэтому безопасность труда становится очень важным фактором, т.к. основная сложность при выполнении разнообразных машин и механизмов. Это все влияет на ход строительства и качество работ, поэтому стройплощадка является потенциально опасным объектом. Защита здоровья и жизни работников является важным фактором организации строительных работ.

Проектируемый объект – национальный конференц-центр с 3-уровневым подземным паркингом располагается в городе Ханое. Объект состоит из 41 этажей и 3-х этажного подземного паркинга.

Конструктивная схема подземного паркинга представляет собой каркас из монолитных железобетонных колонн, стен, плит перекрытий. Размеры в плане проектируемой подземной части 83,5х61,0 м. Общая площадь объекта составляет 5093,5 м<sup>2</sup>. Высоты этажей приняты 4,2 м для 1-го подземного этажа и 3,6 м для 2-го, 3-го подземных этажей.

Проектируемое сооружение отличается развитой подземной частью и индивидуальной конструктивной схемой. Строительство сооружения велось в 2 смены и характеризуется высокой организацией производственных потоков. Мы должны учесть вышеперечисленные особенности проектируемого объекта и особенности технологии проведения земляных, бетонных и других видов работ. Наша задача исключить все основные опасности и вредные эффекты, которые возникают во время работ на строительной площадке и исключить или свести все к минимуму: несчастные случаи, получения травм и нанесения вреда здоровью при сохранении комфортных условий труда и высокой производительности.

## **5.2. Анализ условий строительства**

При производстве строительного-монтажных работ ведущихся по:

- СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве. Часть I. «Общие требования»;
- НиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство»;
- ПБ 10-382-00 «Правил устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов».

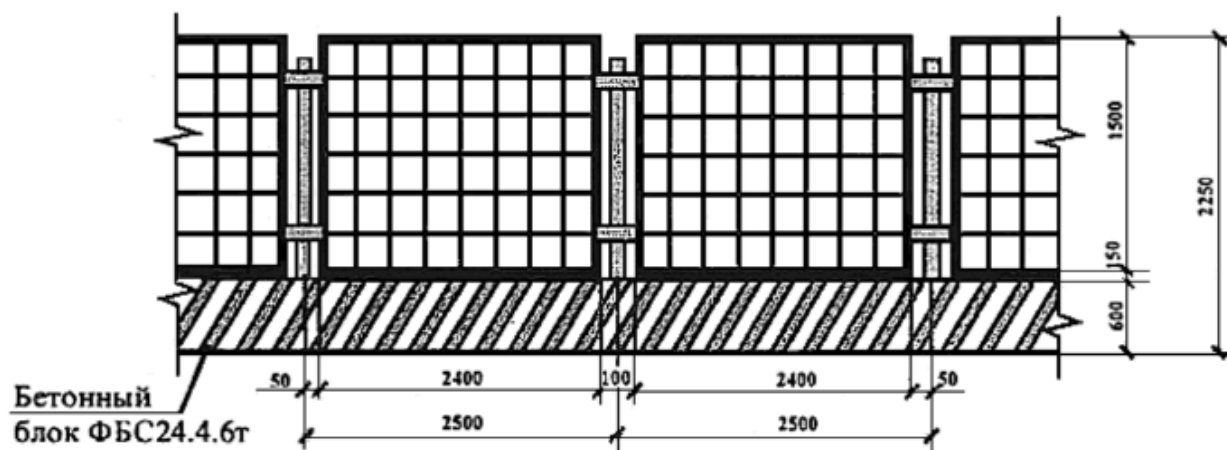
К строительным-монтажным работам необходимо приступать при наличии проекта производства работ (ППР). В этой документации должны быть разработаны технологические карты с мероприятиями по обеспечению безопасной работы на строительной площадке, а также по соблюдению производственной санитарии. ППР должен быть тщательно согласован со службами техники безопасности и особенно с заказчиком.

### **5.2.1. Опасные зоны на строительной площадке**

Во избежание доступа посторонних лиц должно быть выполнено ограждение на границе территории строительной площадки согласно ГОСТ 23407-78 «Ограждения инвентарные строительных площадок и участков производства строительного-монтажных работ».

В состав работ входит:

- устройство основания под бетонные блоки (срезка, уплотнение грунта и песчаная подготовка);
- монтаж железобетонных блоков ФБС;
- установка трубчатых металлических стоек между блоками с заделкой их цементно-песчаным раствором;
- монтаж металлических секций ограды с приваркой их к стойкам.

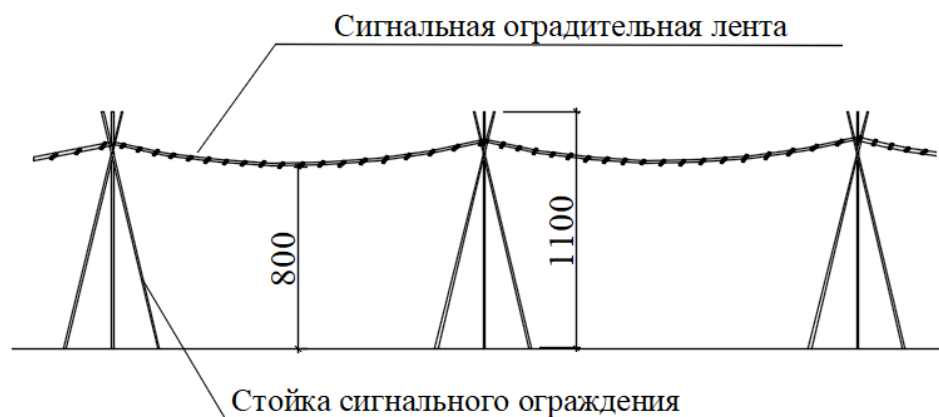


*Рис 5.1. Унифицированные инвентарные ограждения строительных площадок использованием бетонных блоков ФБС*

На строительной площадке есть несколько опасных зон:

- постоянно действующих опасных производственных факторов;
- потенциально опасных производственных факторов;

В зоне потенциально действующих опасных производственных факторов необходимо установить сигнальные ограждения (рис. 5.2).



*Рис 5.2. Сигнальное ограждение*

Организационно-технические мероприятия для безопасности работающих, осуществляются при производстве строительного-монтажных работ в указанных опасных зонах.

### 5.2.2. Основные причины травматизма при земляных работах

№	Название работы	Основные причины травматизма
1	Земляные работы	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. падение людей и техники в котлован;</li> <li>2. невнимательность и неквалифицированность рабочих, управляющих строительной техникой;</li> <li>3. потеря строительными машинами устойчивости и их опрокидывание;</li> <li>4. прорыв ограждения котлована грунтовыми водами.</li> </ol>
2	Бетонные работы	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. попадание бетонной смеси в глаза;</li> <li>2. обрушение опалубки;</li> <li>3. поражение электрическим током;</li> <li>4. обрушение строительных лесов.</li> </ol>
3	Эксплуатация строительных машин и оборудования	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. неблагоприятные факторы производственной среды (микроклимат, шум, вибрация, запыленность и загазованность воздуха рабочей зоны, тепловое излучение и т. п.);</li> <li>2. повышенные физические и нервно-психические нагрузки;</li> <li>3. травмирование работающих движущимися конструкциями, частями и деталями машины;</li> <li>4. падения машинистов с высоты ;</li> <li>5. падение грузов с крюка.</li> </ol>
4	Кровельные работы	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. повышенная или пониженная температура воздуха рабочей зоны;</li> <li>2. расположение рабочего места на значительной высоте относительно поверхности земли (пола, перекрытия);</li> <li>3. обрушение некачественно изготовленных или незакрепленных элементов конструкций;</li> <li>4. недостаточная освещенность рабочей зоны.</li> </ol>
5	Электромонтажные работы	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. неисправные монтажные приспособления или их отсутствие;</li> <li>2. работа без применения индивидуальных и коллективных средств защиты;</li> <li>3. применение средств подмащивания, не соответствующих требованиям техники безопасности (ТБ);</li> <li>4. обрушение некачественно изготовленных или незакрепленных элементов конструкций.</li> </ol>

6	Отделочные работы	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. повышенная запыленность и загазованность воздуха рабочей зоны;</li> <li>2. острые кромки, заусенцы и шероховатость на поверхностях отделочных материалов и конструкций;</li> <li>3. расположение рабочего места вблизи перепада по высоте 1,3 м и более.</li> </ol>
---	-------------------	---

### **5.3. Инженерные мероприятия по безопасному проведению подземных строительных работ**

#### **5.3.1. Устройство свайных фундаментов**

При строительстве объекта используются сваи-баретты. Процесс строительства в основном механический, поэтому важна безопасность работ с машинами и механизмами

- используемая техника должна регулярно проверяться и периодически обслуживаться;
- при подъеме следует обратить внимание на условия безопасности;
- работники, использующие оборудование, должны пройти соответствующее обучение;
- для подключения оборудования к крану необходимо пройти инструктаж перед началом работы.

При установке свай среда в основном влажная, загрязненная водой и грязью, электрические провода должны быть покрыты резиной или пластиком, поэтому необходимо регулярно проверять изоляцию. Мобильные электрические панели должны быть размещены в сухом месте и изолированы от земли. Рабочие должны пройти обучение и быть оснащены средствами защиты. Контракт с должностными обязанностями должен быть заключён в точном соответствии с указаниями для технического персонала.

После заливки бетона необходимо установить ограждение вокруг строительной площадки и охрану.

### **5.3.2. Устройство котлована и фундамента**

Из-за большой глубины траншеи, вертикальной обкопки, требования безопасности очень высоки в этот период.

- Запрещено ходить рабочим по краю траншеи;
- Рабочим необходимо перевешиваться вверх и вниз по лестницам;
- При копании вручную необходимо следить за склоном, чтобы избежать оползней;
- При удалении камней и грунта из котлована необходимо оставить расстояние 50 см от края котлована. Для предотвращения сползания грунта, необходима установка ограждений (стены);
- В рабочей зоне и при входе необходимо освещение установка знаков, предупреждающих об опасных зонах.

### **5.3.3. Охрана труда при отделочных работах**

- Строительные леса, рабочий пол должны быть тщательно проверены;
- Оснащение ремнями безопасности рабочих, работающих в опасных местах;
- Должны быть установлены защитные сетки от падающих сверху материалов.

#### **5.3.4. Охрана труда при эксплуатации**

- Перед началом работ необходимо проверить электрические кабели и кабели крана, не превышайте максимальную нагрузку крана;
- Водители кранов должны быть профессионально обучены и подчиняться сигналам поворотников;
- Другие производственные работы разрешены только в зонах, не находящихся в опасной зоне крана;
- Опасные зоны должны иметь барьеры и знаки.

#### **5.3.5. Требования безопасности к машинам, механизмам, инструменту**

Эксплуатация строительных машин должна осуществляться в соответствии с требованиями соответствующих нормативных документов.

Конструкция крепления вертикальных стенок выемок глубиной до 3 м в грунтах естественной влажности должна быть, как правило, выполнена по типовым проектам. При сложных гидрогеологических условиях крепление должно быть выполнено по индивидуальному проекту. При установке креплений стенами, верхнее крепление должно выступать над бровкой выемки не менее чем на 15 см.

Перед допуском работников в выемки глубиной более 1,3 м ответственным лицом должны быть проверены состояние откосов, а также надежность крепления стенок выемки.

Валуны и камни, а также отслоения грунта, обнаруженные на откосах, должны быть удалены.

Допуск работников в выемки с откосами, подвергшимися увлажнению, разрешается только после тщательного осмотра лицом, ответственным за обеспечение безопасности производства работ, после проверки состояния



грунта откосов, чтобы избежать обрушения неустойчивого грунта в местах, где обнаружены "kozyрки" или трещины (отслоения).

Эксплуатация грузоподъемных машин и других средств механизации, подконтрольных органам Госгортехнадзора России, должна производиться с учетом требований нормативных документов, утвержденных этим органом.

Машины, транспортные средства, производственное оборудование и другие средства механизации должны использоваться по назначению и применяться в условиях, установленных заводом-изготовителем.

Оставлять без надзора машины, транспортные средства и другие с работающим (включенным) двигателем не допускается.

Включение, запуск работа транспортных средств, машин, производственного оборудования и других средств механизации должны производиться лицом, за имеющим соответствующий документ на право управления этим средством.

Зона монтажа должна быть ограждена или обозначена знаками безопасности и предупредительными надписями.

Не допускается выполнять работы по монтажу (демонтажу) машин, устанавливаемых на открытом воздухе в гололедицу, туман, грозу, при температуре воздуха ниже или при скорости ветра выше пределов, предусмотренных в паспорте машины.

### **5.3.6. Средства коллективной и индивидуальной защиты**

Не допускается выполнять работы по монтажу (демонтажу) машин, устанавливаемых на открытом воздухе в гололедицу, туман, грозу, при температуре воздуха ниже 30 градусов или при скорости ветра выше пределов, предусмотренных в паспорте машины.

Защита работающих от шума может осуществляться как коллективными средствами и методами, так и индивидуальными средствами. В первую очередь используются **коллективные средства.**

Наибольшей эффективностью обладают мероприятия, ведущие к снижению шума в источнике его возникновения. После возникновения шума дальнейшие действия, связанные с его устранением, обходятся дороже и часто являются малоэффективными.

Применение **средств индивидуальной защиты** от шума целесообразно только в тех случаях, когда средства коллективной защиты и другие средства не понижают шум до допустимых уровней. Средства для индивидуальной защиты позволяют снизить уровень воспринимаемого звука на 10...45 дБ, причем наиболее значительное глушение шума наблюдается в области высоких частот, которые представляют наибольшую опасность для человека.

#### **Противопожарное освещение:**

В случае тушения пожаров стройплощадка обеспечена возможным источником водоснабжения. Данный источник располагается на расстоянии не более 100 м от здания. Система пожаротушения внутри здания представляет собой автоматическую систему водоснабжения и устанавливается одновременно в процессе строительства.

Прожекторы, которые служат для освещения стройплощадки, устанавливаются только на отдельно стоящие опоры. В грозовой период при возведении высотной части здания предусматриваются временные молниезащитные устройства.

При строительстве зданий металлические леса используются с целью обеспечения безопасной работы и успешной эвакуации людей в случае пожара.

При устройстве строительных лесов ширина настилов предусмотрена 1 м для производства отделочных работ. Загромождение подходов к лестницам и стремянкам лесов и подмостей запрещается. Помимо рабочего освещения на стройке подготовлено аварийное освещение для производства аварийных прилегающие к нему; снабжено противошумными шлемами и касками и противошумными костюмами.

Противошумные шлемы закрывают всю голову, они применяются при очень высоких уровнях шума с наушниками, а также в сочетании с противошумными костюмами.

### **5.3.7. Электробезопасность на строительной площадке**

Кнопки пуска управления следует располагать непосредственно у механизма блокировки. Блокировка механизма производится со звуковой и световой сигнализацией. При перегрузке электродвигателей устанавливается аварийная защита на их отключение.

Все щитки на строительной площадке должны быть снабжены надписями, указывающими номер щитка, назначение или номер, каждой отходящей линии, положения «Включено» и «Отключено». При монтаже и эксплуатации.

Контроль сохранности исправности электроинструмента осуществляется специально назначенным лицом, имеющим квалификационную группу по технике безопасности не ниже III.

Рабочим, которые получили электроинструменты, категорически запрещается: передавать инструмент другим лицам, разбирать и производить его ремонт, держаться за провод и касаться режущих и вращающихся частей, удалять стружки, опилки и пыль во время работы или до полной остановки, работать на высоте 2,5м с использованием приставных лестниц. При работе на улице в период грозы, тумана, дождя все работы должны быть прекращены.

По нормам допускается нагрев проводов до 40 °С сверх температуры окружающей среды 25 °С. При нагреве проводов до 48 °С время службы изоляции сократится наполовину, а при нагреве до 64 °С — в 8 раз.

#### **5.4. Основные мероприятия по пожарной безопасности**

Обеспечение пожарной безопасности производится согласно СНиП 12-04-2002 “Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство”.

Противопожарные мероприятия, направленные на обеспечение генподрядного строительного учреждения совокупно с субподрядными учреждениями, выполняются согласно указаниям пожарной части, обслуживающей данный район.

Запрещается складирование горючих веществ на строительных площадках. Содержание данных веществ разрешено в замкнутых металлических контейнерах в специально предназначенном месте.

Противопожарное оборудование должно строго находиться в исправном состоянии.

Проход к противопожарному оборудованию необходимо оставлять свободным и снабдить специальными обозначениями.

В целях пожарной безопасности рабочий персонал должен соблюдать следующие правила:

- курить только в строго отведенных для этого местах, которые обеспечены средствами для тушения пожара;
- горючие строительные отходы утилизировать в специально созданные для этого материала места;
- не заставлять проходы к пожарному инвентарю.

В случае эвакуации людей из подземного паркинга предусмотрены две закрытые лестничные клетки, оборудованные выходом непосредственно наружу.

Все лестничные клетки имеют выходы на кровлю.

Спроектированные двери с приборами самозакрывания расположены на всех лестничных клетках.

Перепады высот менее 45 см и выступы, за исключением порогов, расположенных в дверных проемах, на путях эвакуации в полу не допускаются. В местах, где находится перепад высот, следует запроектировать лестницы, где число ступеней не менее трех, или пандусы с уклоном не более 1:6.

В коридорах общего доступа не допускается установка встроенных шкафов, кроме шкафов, предназначенных для коммуникаций и пожарных кранов.

Эвакуационные двери открываются по направлению выхода из самого здания.

Высота дверей при дневном свете на путях эвакуации должна составлять не менее 2 м. Наружные эвакуационные двери здания не должны иметь запоров, которые препятствуют открытию двери изнутри без ключа.

Объезд вокруг здания с твердым покрытием предусмотрен для оперативных работ пожарных групп.

При осуществлении строительно-монтажных работ необходимо строго следовать условиям строительства и приемки строительно-монтажных работ, а также соблюдать Правила пожарной безопасности при производстве строительно-монтажных работ, регламентированные ППБ-01-2003 «Правилами пожарной безопасности в Российской Федерации» требования ГОСТ12.1.004-9 «Система стандартов безопасности труда (ССБТ). Пожарная безопасность».

### **5.5. Основные мероприятия по охране окружающей среды**

Расположение и обустройство бытовых помещений для рабочих предусмотрено вне опасных зон при строительстве. Хозяйственно-бытовые стоки со строительной площадки в условиях города подключаются в систему городской канализации.

На строительной площадке оборудуется система сбора сточных вод и фильтрации воды перед сливом ее в городскую канализационную систему, предотвращающую перетекание окружающей грязи.

Необходимо покрытие площадки вертикальной системой строительных лесов в сочетании с сеточной системой, отделяющей работу от окружающей территории, для обеспечения промышленной гигиены в течение всего периода строительства.

При проведении строительных работ следует максимально применять малоотходную и безотходную технологию для непосредственной охраны атмосферного воздуха, земель, водных объектов и других объектов, которые принадлежат к окружающей природной среде.

Грунты и отходы, перевозимые специализированными транспортными средствами, тщательно покрываются, обеспечивая соблюдение городских норм по санитарной обработке окружающей среды.

Выполняются мероприятия по ограничению шума, например, использование виброгасящих машин. Организация транспортировки материалов в нерабочее время. Уровень шума, который возникает в следствии работ машин и агрегатов, не должен превышать допустимых значений, указанных в СанПиН 2.2.3.1384-03 «Гигиенические требования к организации строительного производства и строительных работ».

Работы, выполняемые в ночное время (с 23.00 до 7.00 часов), запрещаются без согласованного разрешения органов исполнительной власти. Проведение работ с использованием таких строительных машин как экскаваторы, бульдозеры, компрессорные установки, необходимо проводить с 8 до 21 часа.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проектируемым объектом строительства, рассматриваемым в дипломном проекте, является Национальный конференц-центр с 3-х уровневый подземным паркингом в городе Ханое.

Конструктивная модель с вариантом использования системы несущей железобетонной конструкции спроектирована с помощью программного комплекса ANSYS.

Здания, расположенные рядом, не входят в зону влияния застройки. Под всей площадью застройки конференц-центра находится в мощном слое расположена слабых водонасыщенных грунтов. В этом случае оптимальным вариантом может быть выбран свайный фундамент. Сваи расположи под всеми основными несущими колоннами. При проектировании плиты основания и подземных этажей необходимо учесть высокий уровень грунтовых вод и предусмотреть горизонтальную и вертикальную гидроизоляцию, что было сделано для всех конструкций.

Конструктивная схема подземного паркинга представляет собой каркас из монолитных железобетонных колонн, стен, плит перекрытия.

Расчет и устройство монолитных траншейных стен в грунте для ограждения котлована были выполнены с использованием программного комплекса Plaxis 2D. Расчетные траншейные стены остаются в грунте несущими конструкциями здания.

В программном комплексе ЛИРА-САПР 2013 был выполнен расчет фундаментной плиты по полученным моментам был произведен подбор арматуры.

С использованием программного комплекса SAP2000 был выполнен расчет нагрузки на сваю.

При высоком уровне грунтовых вод обязательно устройство гидроизоляции всех несущих конструкций.

В разделе «Организация строительного производства» построен сетевой график строительства. Для рациональной организации работ по возведению здания разработан стройгенплан. Разработаны мероприятия по технике безопасности и охраны окружающей среды.



## СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ухов С. Б. , Семенов В. В., Знаменский В., В., Тер-Мартиросян З. Г., С. Н. Чернышев «Механика грунтов, основания и фундаменты». Учебник: - М.: Издательство АСВ, 2005 г.
2. Мангушев Р.А., Карлов В.А., Сахаров И.И. «Механика грунтов», 2009 г.
3. Берлинов М.В. «Основания и фундаменты», 2011 г.
4. Шулятьев О.А. «Основания и фундаменты высотных зданий», 2016 г.
5. Невзоров А.Л. «Основания и фундаменты пособие по расчету и конструированию», 2020 г.
6. Мангушев Р.А., Никифорова Н.С. «Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства», 2017 г.
7. Под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева «Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: издание второе, дополненное и переработанное», 2016 г.
8. Мангушев Р.А., Знаменский В.В., Готман А.Л., Пономарев А.Б. «Сваи и свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии, 2-е издание», 2018 г.
9. СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83» (с Изменениями N 1, 2).
10. СП 22.13330.2011 «Основания здания и сооружения»
11. СП 21.13330.2011 «Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах».
12. СП 113.13330.2012. «Стоянки автомобилей».
13. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции».
14. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».
15. СП 4.13130.2013 «Пожарная безопасность зданий и сооружений».
16. СП 131.13330.2012 «Строительная климатология».

17. СП 12-135-2005 «Техника безопасности в строительстве».
18. СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры».
19. СНиП 11-02-96 «Инженерные изыскания для строительства. Основные положения».
20. СНиП 21-01-97\*. «Пожарная безопасность зданий и сооружений». - М., Госстрой России., 1999 г.
21. СНиП 11-105-97. «Инженерно-геологические изыскания для строительства». – М., 2004 г.
22. ЕНиР Е2-01. «Земляные работы». М.:Стройиздат, 1988-224с
23. МГСН 2.07-01 «Основания, фундаменты и подземные сооружения».
24. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. «Железобетонные конструкции. Общий курс.» Москва «Стройиздат» 1985 г.
25. Проектирование многоэтажных автостоянок. Издательство Ассоциации строительных вузов, 2003 г.
26. Коптев Д.В., Булыгин В.И., Ройтман В.М, Шапошников В.Н., Орлов Г.Г., Виноградов Д.В., Румянцев В.С. «Безопасность труда в строительстве». Издательство Ассоциации строительных вузов, Москва 2003 г.
27. Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г. «Основы прикладной геомеханики в строительстве: Учебн. пособие». – М.:Высш.школа,1981-317с.
28. ГОСТ 12.1.046-85. «Нормы освещения строительных площадок». – М., 1986 г.
29. Рыбникова И.А, Рыбников А.М. «Опыт применения бареттных фундаментов». Статья: - М.: Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова, 2016 г.
30. Мангушев Р.А., Никитина Н.С. «Оценка и анализ несущей способности буронабивных свай и свай-баррет глубокого заложения для высотного здания на слабых грунтах по результатам расчетов и полевых испытаний». Статья: - М.: Международный журнал “International Journal for

Computational Civil and Structural Engineering (Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций)” (IJCCSE), 2018 г.



# СПРАВКА

## о результатах проверки текстового документа на наличие заимствований

### Проверка выполнена в системе Антиплагиат.Структура

Автор работы	Ле Чунг Хиеу
Подразделение	ИГЭС/МГГ/4-4
Тип работы	Выпускная квалификационная работа
Название работы	Ле_Чунг_Хиеу_Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в городе Ханое
Название файла	ВКР_Ле_Чунг_Хиеу_1.pdf
Процент заимствования	8.91 %
Процент самоцитирования	0.00 %
Процент цитирования	7.35 %
Процент оригинальности	83.74 %
Дата проверки	18:16:36 31 мая 2020г.
Модули поиска	Модуль поиска ИПС "Адилет"; Модуль выделения библиографических записей; Сводная коллекция ЭБС; Коллекция РГБ; Цитирование; Модуль поиска переводных заимствований; Модуль поиска переводных заимствований по eLibrary (EnRu); Модуль поиска переводных заимствований по интернет (EnRu); Модуль поиска переводных заимствований по Wiley (RuEn); Коллекция eLIBRARY.RU; Коллекция ГАРАНТ; Модуль поиска Интернет; Коллекция Медицина; Модуль поиска "МГСУ"; Модуль поиска перефразирований eLIBRARY.RU; Модуль поиска перефразирований Интернет; Коллекция Патенты; Модуль поиска общеупотребительных выражений; Кольцо вузов; Коллекция Wiley
Работу проверил	Коптева Ольга Васильевна ФИО проверяющего
Дата подписи	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"><div style="width: 60%;"></div><div style="width: 30%; text-align: right;">Подпись проверяющего</div></div>

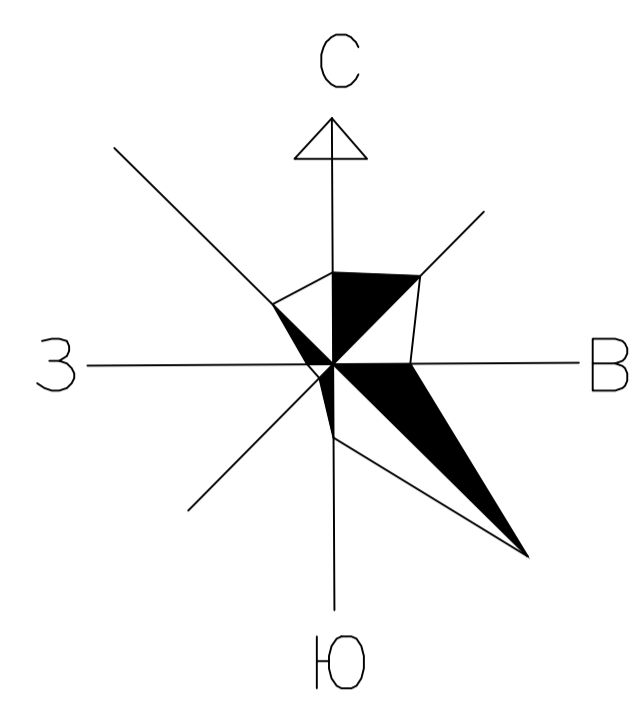
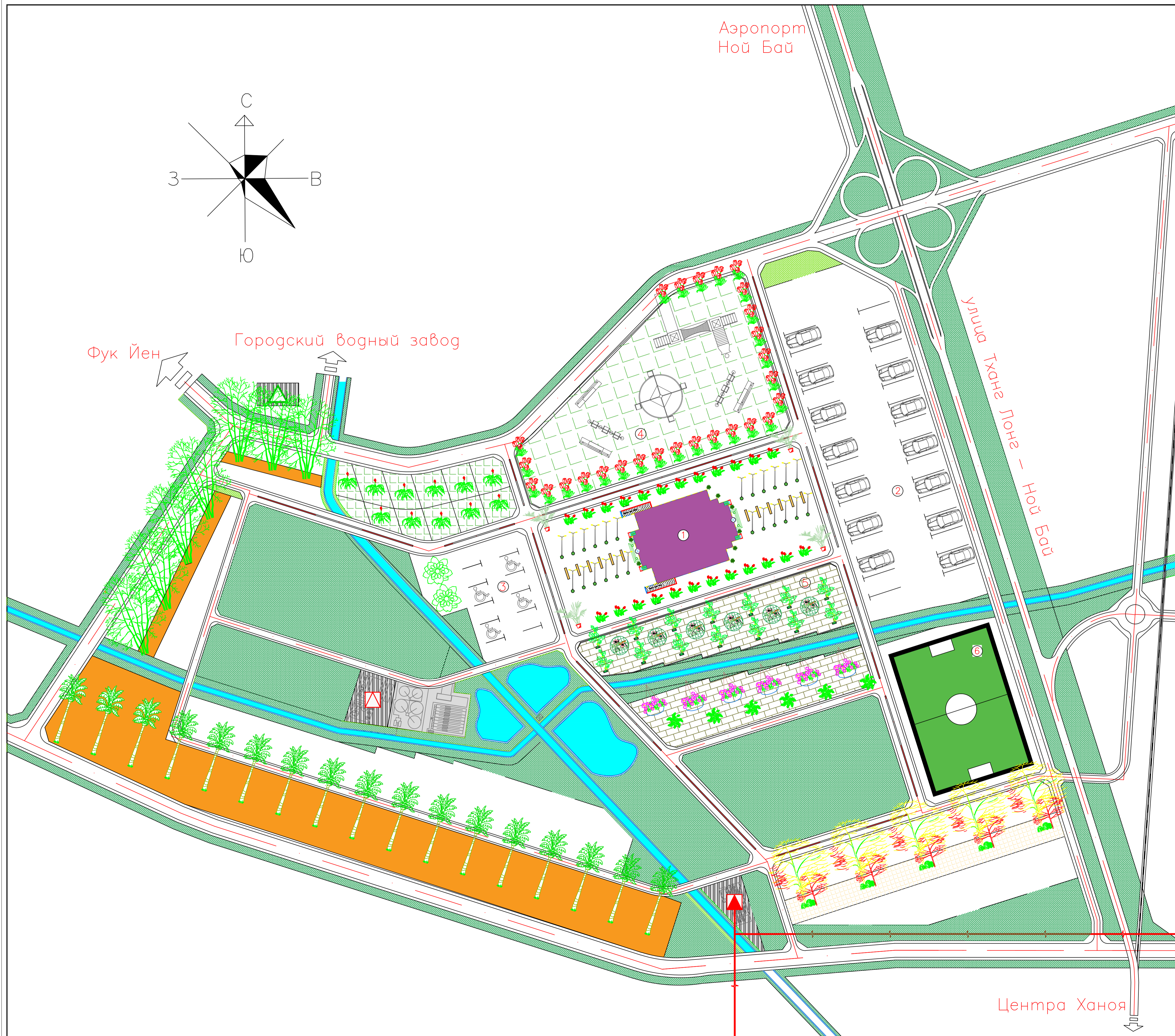
Чтобы убедиться в подлинности справки, используйте QR-код, который содержит ссылку на отчет.



Ответ на вопрос, является ли обнаруженное заимствование корректным, система оставляет на усмотрение проверяющего. Предоставленная информация не подлежит использованию в коммерческих целях.



# ГЕНЕРАЛЬНЫЙ ПЛАН







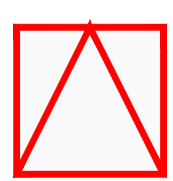
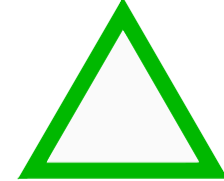
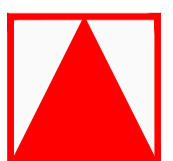
## ЭКСПЛИКАЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

№	Наименование
1	Проектируемый объект (Конференц-центр)
2	Наземная парковка
3	Открытая стоянка
4	Детская площадка
5	Скверы
6	Стадион

## ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ

Наименование	Площадь, м <sup>2</sup>
Площадь территории стр-ва	5093,5
Площадь застройки	1018,7
Площадь дорог и тротуаров	764
Площадь озеленения	3310,8
Коэф. использования территории	0,20
Коэф. дорог и тротуаров	0,15
Коэф. озеленения территории	0,65

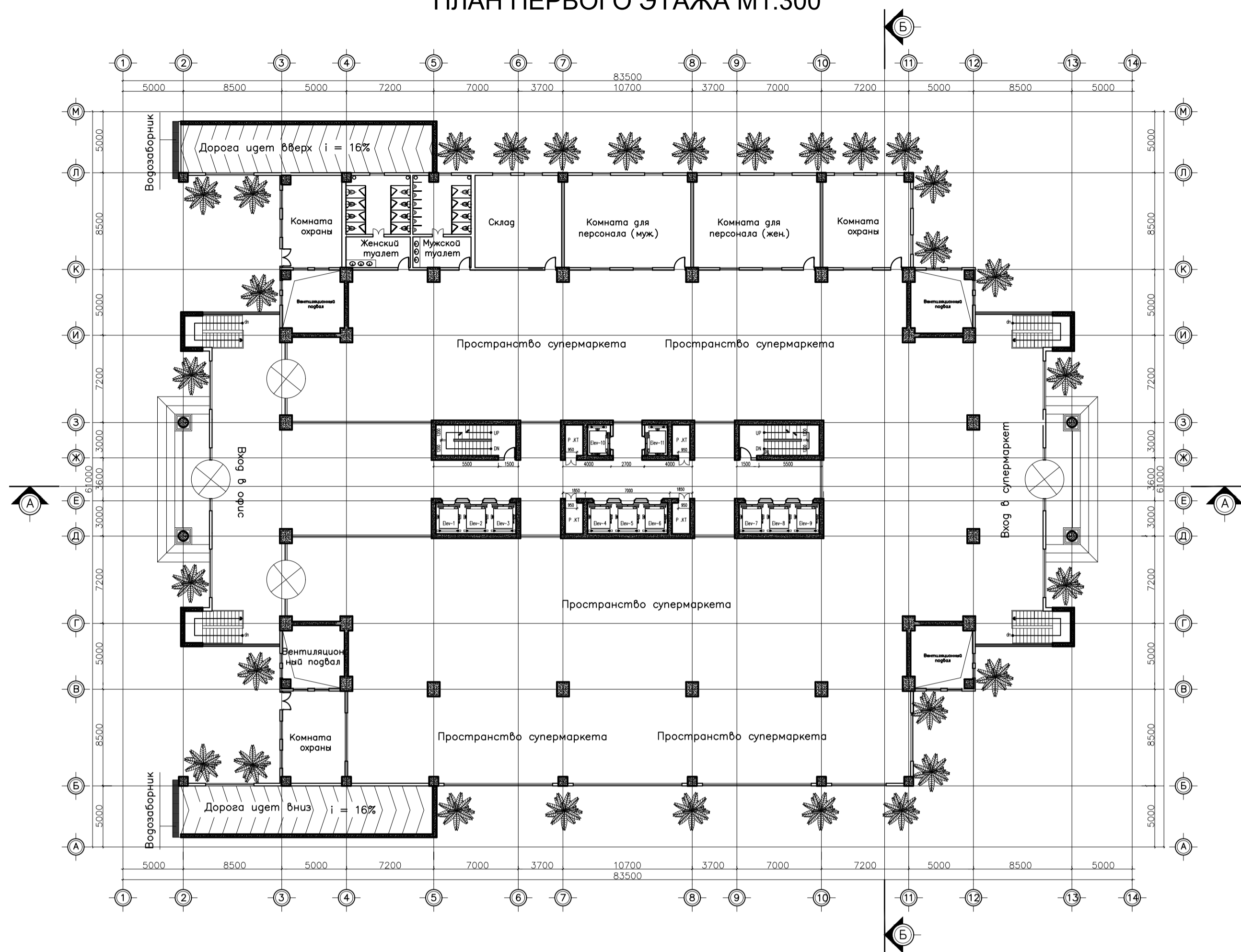
## УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЕ

-  – Курстарники
-  – Цветочные клумбы
-  – Электрический свет
-  – Озеро
-  – Электростанция
-  – Водонасосная
-  – трансформаторная станция

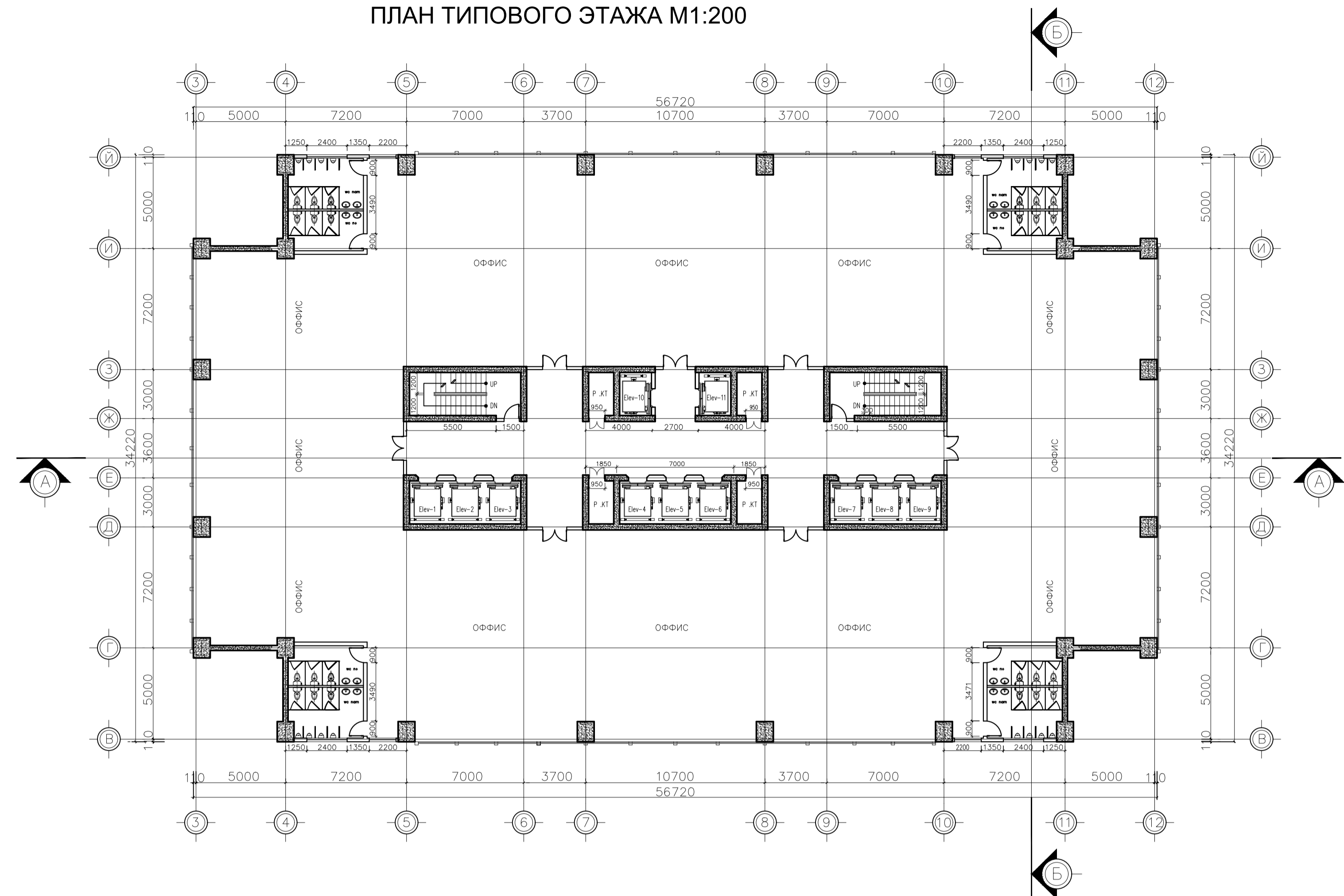
НИУ МГСУ 08.03.01 - ВКР - 2020					
Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Ханое					
Изм.	Кол.уч.	Лист	Листов	Подпись	Дата
Разработал	Ль Чунг Хуеу				
Консультант	Никитина Н.С.				
Н. контр.	Знаменский В.В.				
Зав. каф./РСР	Чунок Д.Ю.				
Расчетно-конструктивный раздел				Страница	Лист
				ВКР	1
Генеральный план М1:100				Кафедра «Механика грунтов и свайных»	
				Листов	15



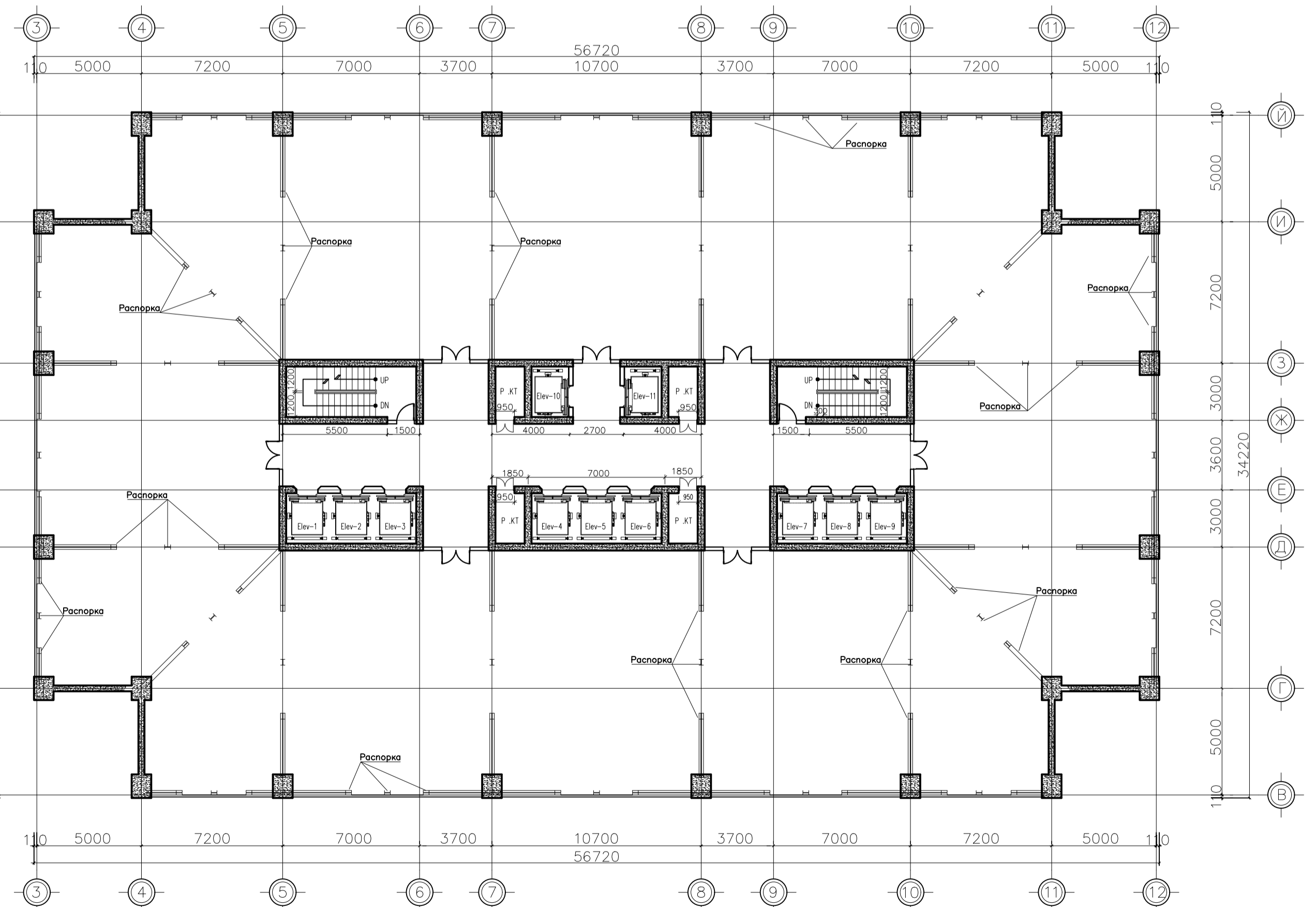
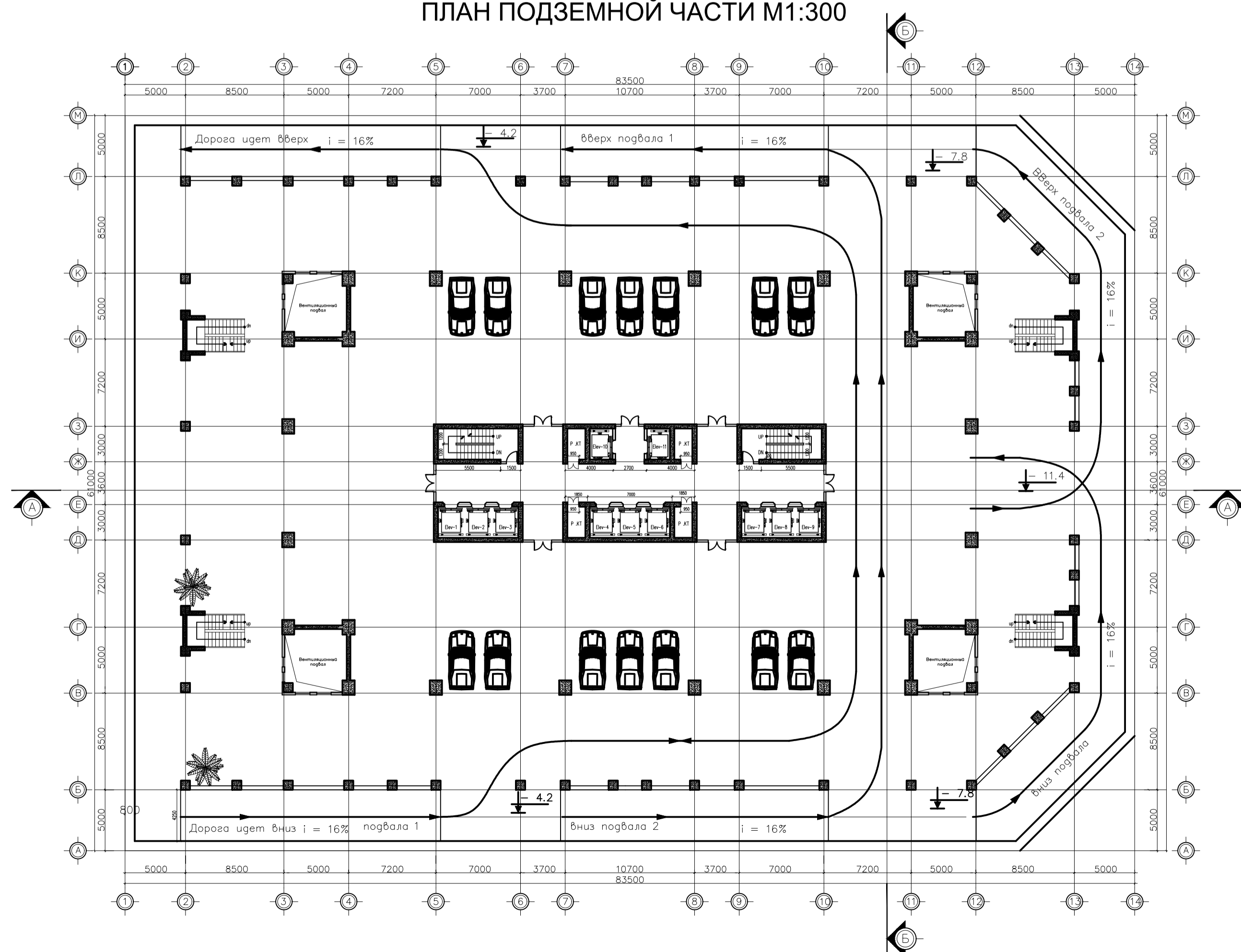
ПЛАН ПЕРВОГО ЭТАЖА М1:300



ПЛАН ТИПОВОГО ЭТАЖА М1:200



ПЛАН ПОДЗЕМНОЙ ЧАСТИ М1:300

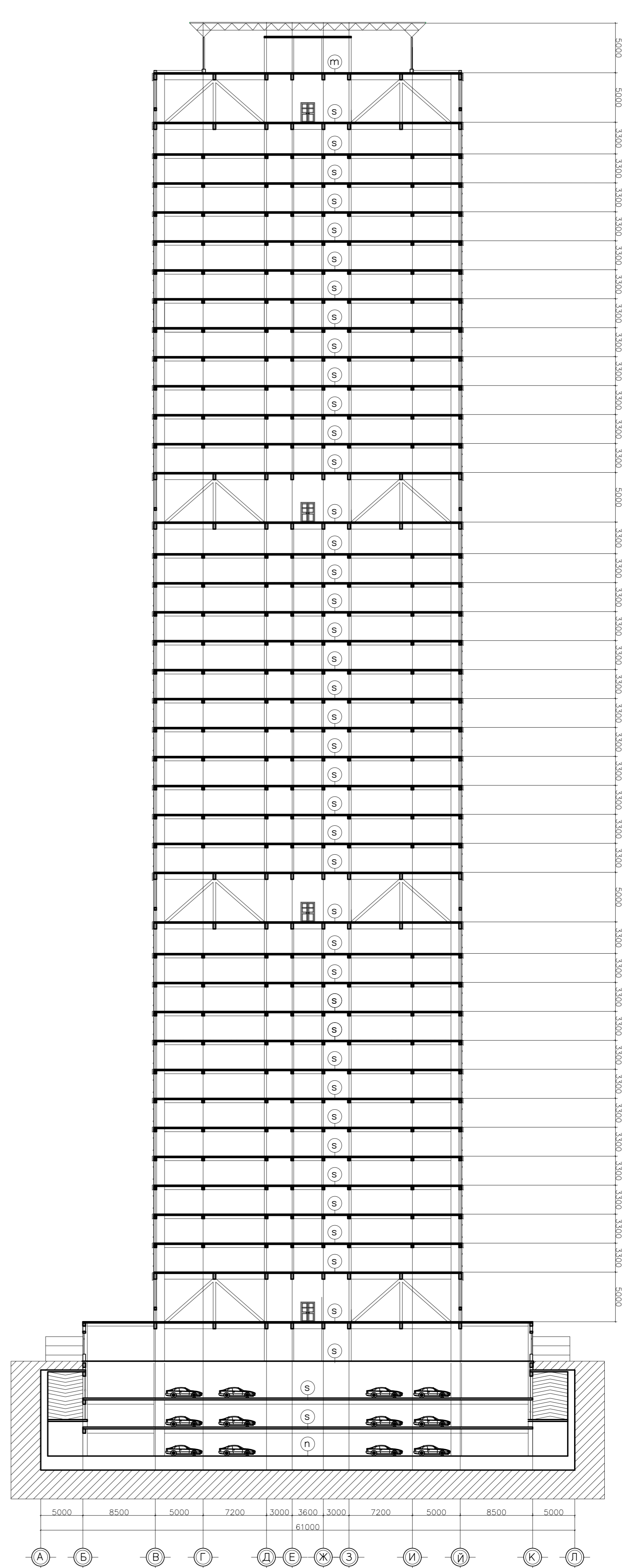
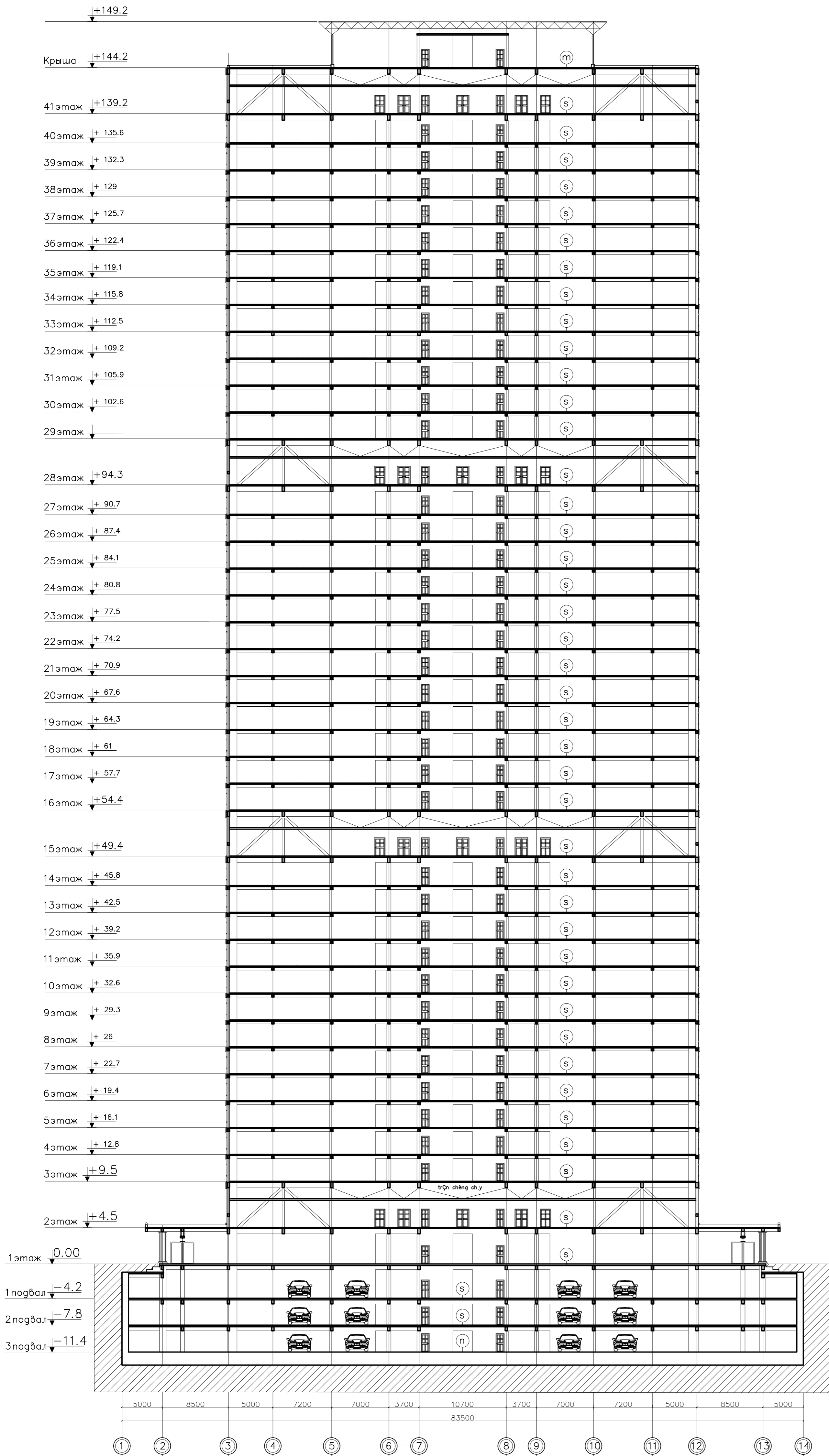


ПЛАН ТЕХНИЧЕСКОГО ЭТАЖА М1:200

<b>НИУ МГСУ 08.03.01 - ВКР - 2020</b>				
Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Ханты				
Изм.	Коп.уч.	Лист	Издок	Подпись
Разработал	Ле Чунь Хуэй			
Консультант	Никитина Н.С.			
Архитектурно-строительный раздел			Стадия	Лист
			ВКР	2
				15
Н. контр. Знаменский В.В. Зав. каф./РСР Чунюк Д.Ю.			План первого этажа М1:300, план типового этажа М1:300, план технического этаж М1:200, план подземной части М1:300 Кафедра «Механика грунтов и геотехники»	

# РАЗРЕЗ А-А М1:300

# РАЗРЕЗ Б-Б М1:300

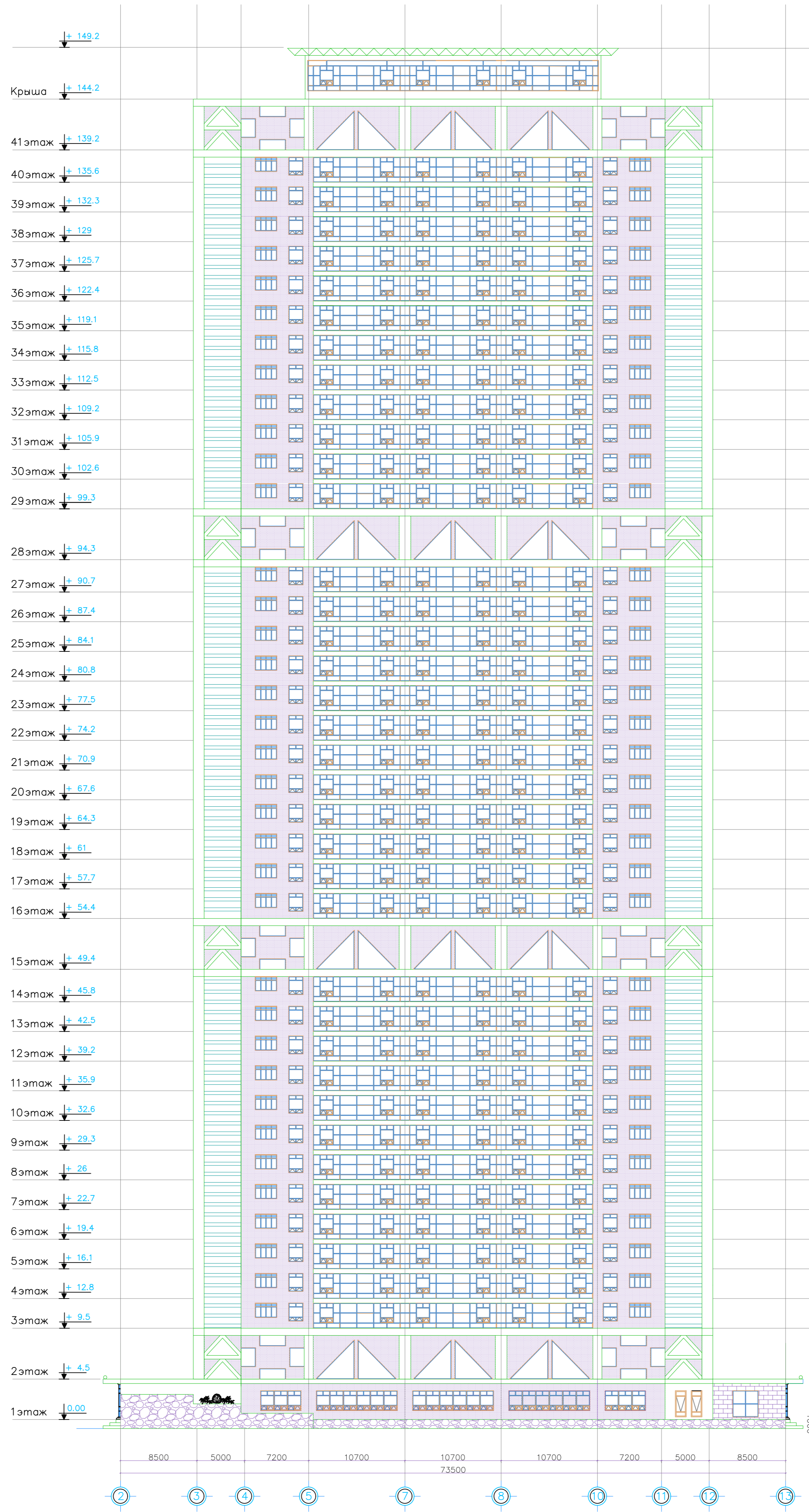


- м**
  - Цементный раствор М75
  - Изолированный бетон
  - Гидроизоляция бетона
  - Гофрированная стальная пластина
  - Технический трубопровод
  - Пластиковый потолок
- с**
  - Плитка
  - Гофрированная стальная пластина
  - Технический трубопровод
  - Пластиковый потолок
- п**
  - Плитка
  - Цементный раствор М75
  - Каменный бетон 4х6 м150
  - Гидроизоляция бетона
  - Уплотненный слой грунта
  - Природный грунт

					<b>НИУ МГСУ 08.03.01 - ВКР - 2020</b>				
					Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Ханов				
Изм.	Кол.уч.	Лист	Издок	Подпись	Дата	Архитектурно-строительный раздел			
Разработал	Пл. Чуня Хиену							Стадия	Лист
Консультант	Никитина Н.С.							ВКР	3 / 15
Н. контр.	Знаменский В.В.					Разрез здания М1:300			
Зав. каф. / РСЛ	Чунюк Д.Ю.					Кафедра «Механика грунтов и оснований»			



# ФАСАД М1:300

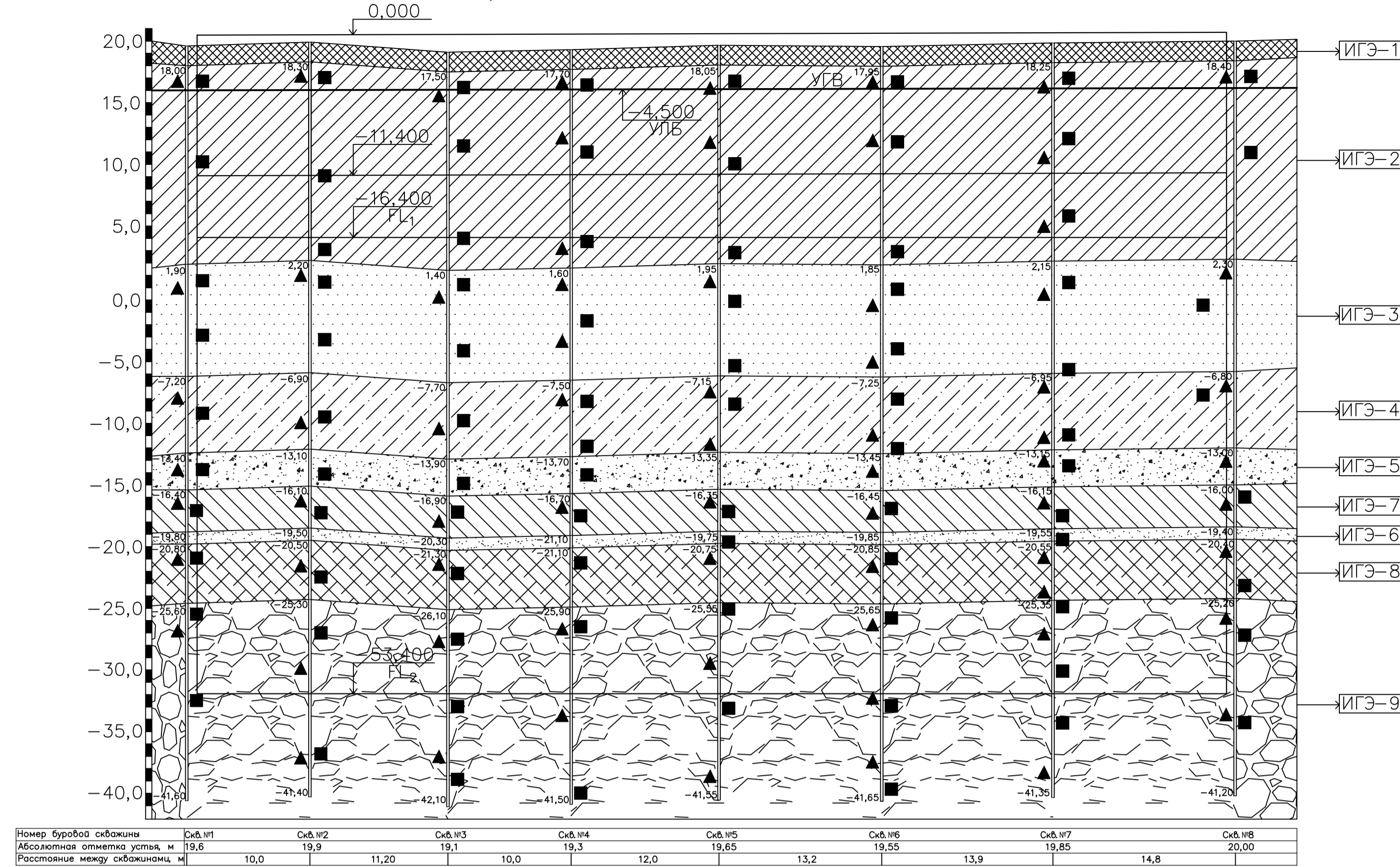


НИУ МГСУ 08.03.01 - ВКР - 2020					
Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Ханов					
Изм.	Кол.уч.	Лист	Масштаб	Подпись	Дата
Разработал	Ле Чунь Хуэй				
Консультант	Никитина Н.С.				
Архитектурно-строительный раздел				Стадия	Лист
				ВКР	4
Фасад здания М1:200				Кафедра «Механика грунтов и геотехники»	
Н. контр.	Знаменский В.В.				
Зав. каф. /РСЛ	Чунюк Д.Ю.				



### ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ РАЗРЕЗ I-I

Вертикальный масштаб M1:200  
Горизонтальный масштаб M1:500



### ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ РАЗРЕЗ II-II

Вертикальный масштаб M1:200  
Горизонтальный масштаб M1:500

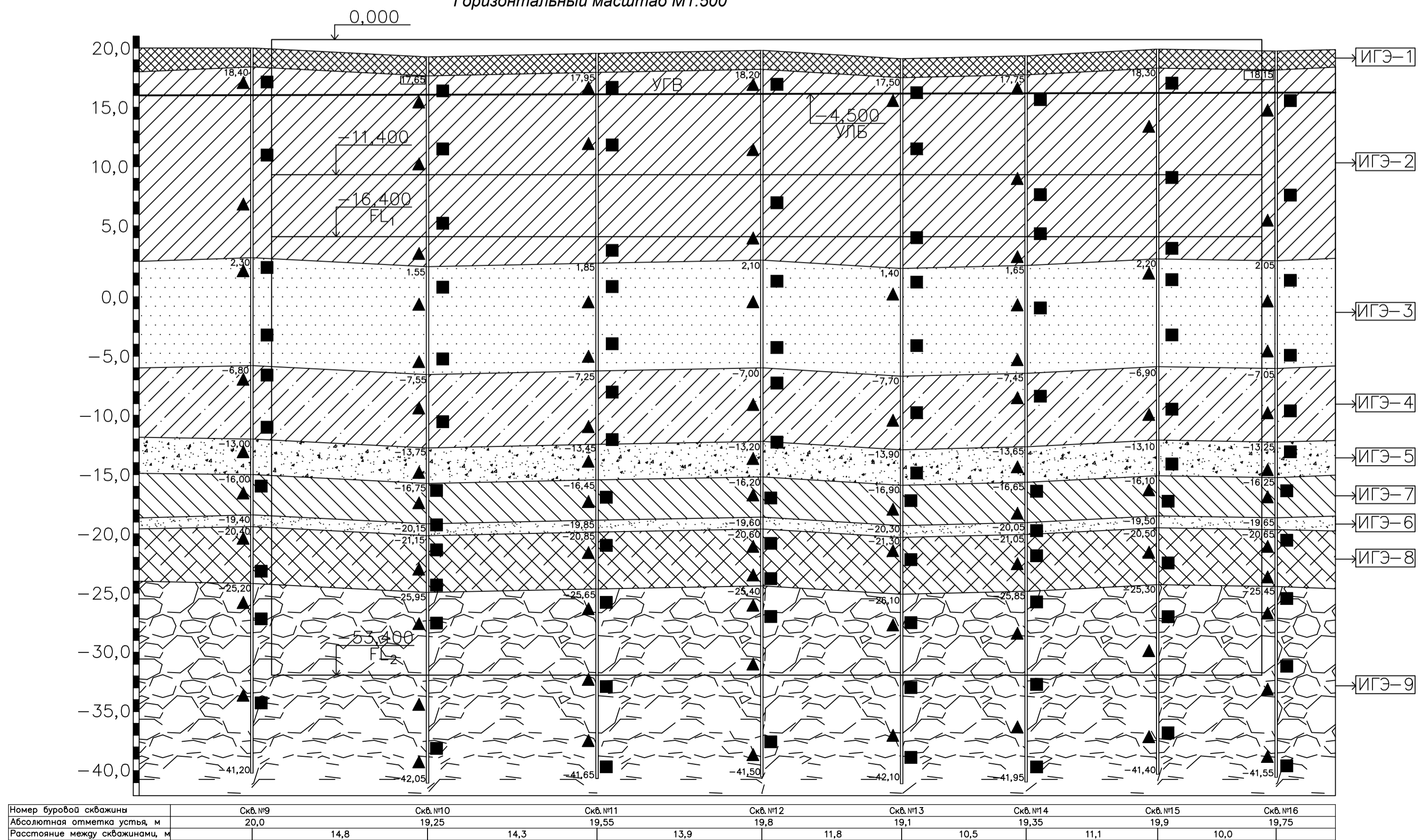
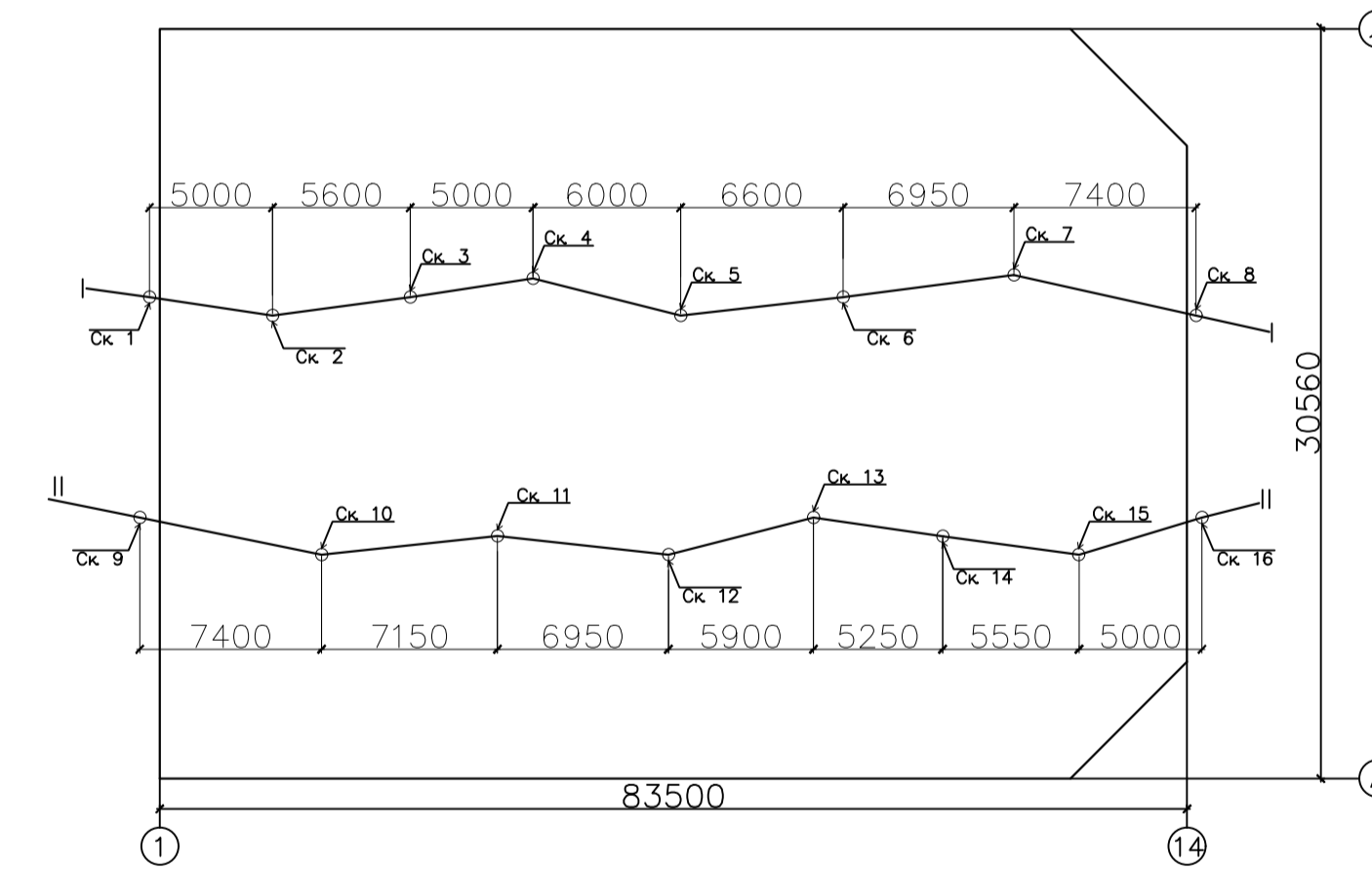


Таблица 2.1. Нормативные и расчетные показатели физико-механических свойств грунтов

№ слоя (ИГЭ)	Наименование грунта	Интервал изменения мощности слоя, м	Плотность грунта $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Плотность минеральной части $\rho_s$ , кг/м <sup>3</sup>	Влажность, %			Число пластичности $I_p$	Показатель текучести $I_L$	Коэффициент пористости $e$	Угол внут. трения $\phi$ , град.	Удельное сцепление $c_t$ , КПа	Коэффициент уплотнения грунта $K_{un}$ , кПа <sup>-1</sup>	Степень волашешины $S_r$	Модуль деформации грунта $E$ , МПа
					Прямая $W$	На грани текуч. $W_L$	На грани раскат. $W_p$								
ИГЭ-1	Насыпь слежавшаяся	1,60	6,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ИГЭ-2	Глина текучая, коричнево-серая, смешанная с органическими включениями	16,10	17,00	26,50	44,10	44,30	26,50	0,168	1,048	1,246	6,30	7,00	-	0,61	1,50
ИГЭ-3	Песок мелкий, пепельно-серый, средне-коричневый средний плотный, маловажный	5,10	19,00	26,70	26,00	-	-	-	0,771	30,00	-	0,47	0,13	13,50	
ИГЭ-4	Глина текучепластичная, коричнево-серая, темно-серая, смешанная с органическими включениями	10,20	17,20	26,30	42,00	45,80	27,00	0,185	0,811	1,171	18,00	9,10	-	0,55	15,00
ИГЭ-5	Песок мелкий, серый, желтовато-серый, средней плотности, маловажный	3,00	19,20	26,60	26,00	-	-	-	0,746	30,00	-	0,48	0,13	13,50	
ИГЭ-6	Суглинок мягкопластичный, коричнево-серый	3,40	17,80	26,90	33,80	38,50	23,10	0,154	0,695	1,022	7,40	9,60	-	0,53	5,00
ИГЭ-7	Песок мелкий, средний крупности, маловажный водой	1,00	19,10	26,60	26,00	-	-	-	0,755	30,00	-	0,48	0,13	13,50	
ИГЭ-8	Суглинок текучепластичный, коричнево-серый, темно-серый, смешанный органический	4,80	17,50	26,40	38,00	39,10	23,40	0,157	0,930	1,082	8,00	9,50	-	0,44	3,00
ИГЭ-9	Гравийно-галечный грунт	>15,8	20,10	26,40	16,00	-	-	-	0,524	38,00	2,00	0,40	-	50,00	

### СХЕМА ПЛАНА СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ И РАСПОЛОЖЕНИЕ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ВЫРАБОТОК



### ОПИСАНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ЭЛЕМЕНТОВ

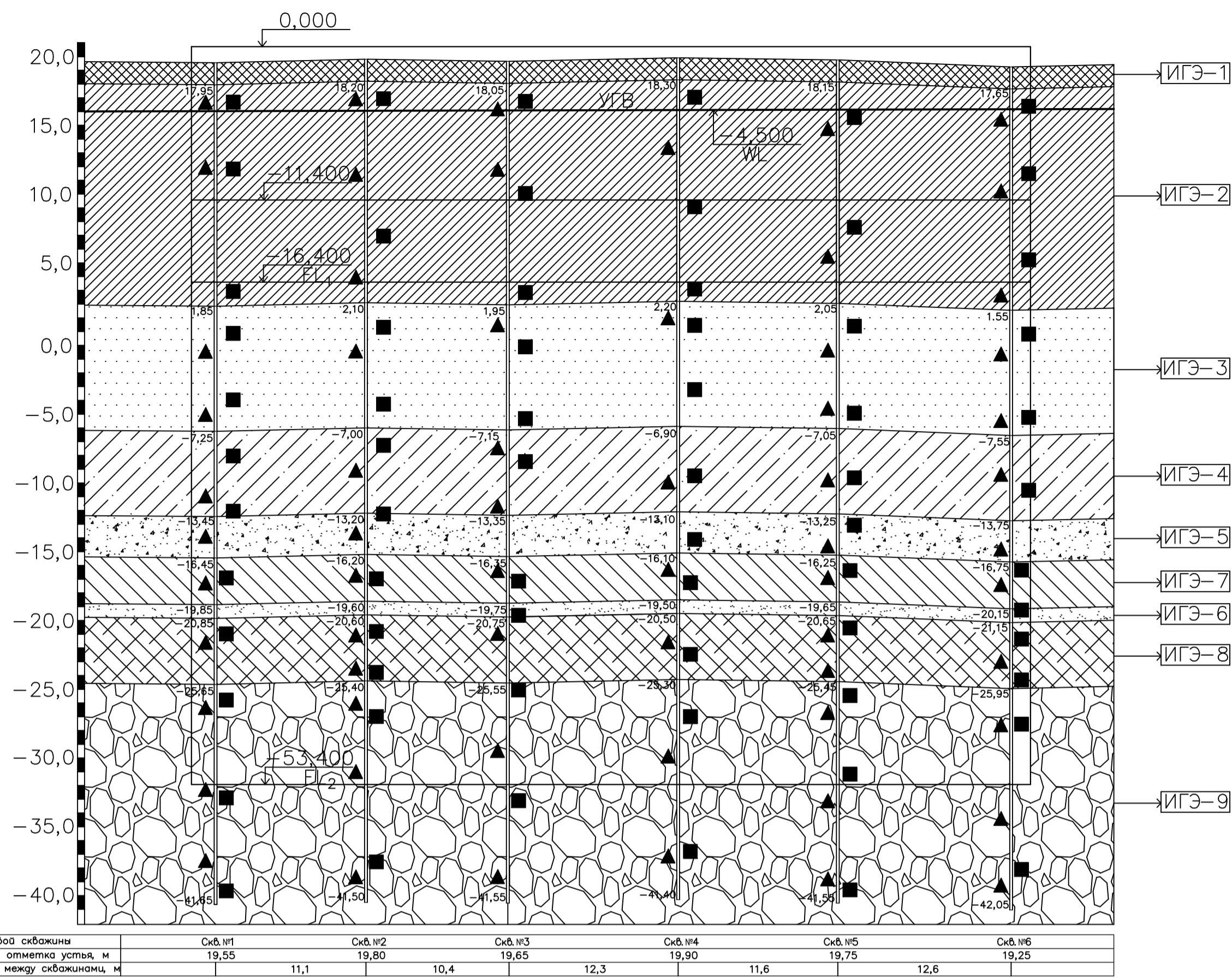
- ИГЭ-1 Насыпь слежавшаяся
- ИГЭ-2 Глина текучая, коричнево-серая, смешанная с органическими включениями
- ИГЭ-3 Песок рыхлый, пепельно-серый, средне-коричневый средний плотный, маловажный водой
- ИГЭ-4 Глина текучепластичная, коричнево-серая, смешанная с органическими включениями
- ИГЭ-5 Песок мелкий, средней плотности, серый, желтовато-серый, маловажный водой
- ИГЭ-6 Суглинок мягкопластичный, коричнево-серый
- ИГЭ-7 Песок мелкий, средний компактный, маловажный водой
- ИГЭ-8 Суглинок текучепластичный, коричнево-серый, темно-серый, смешанный органический
- ИГЭ-9 Гравийно-галечный грунт

### МЕСТО ОТБОРА ГРУНТА

- - Ненарушенной структуры
- ▲ - Нарушенной структуры
- УЛБ - Уровень грунтовых вод
- II - Линия инженерно-геологического разреза и его номер

НИУ МГСУ 08.03.01 - ВКР - 2020					
Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Ханово					
Изм.	Кол.уч.	Лист	Издок	Подпись	Дата
Разработал	Ле Чунь Хуэй				
Консультант	Никитина Н.С.				
Инженерно-геологический разрез I-I, II-II план расположения фактического материала M1:300			Стадия	Лист	Листов
			ВКР	5	15
Н. контр.	Знаменский В.В.	Инженерно-геологический разрез I-I, II-II план расположения фактического материала M1:300			Кафедра «Механика грунтов и геотехники»
Зав. каф./РСЛ	Чуноков Д.Ю.				

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ РАЗРЕЗ III-III  
Вертикальный масштаб М1:200  
Горизонтальный масштаб М1:500



ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ РАЗРЕЗ IV-IV  
Вертикальный масштаб М1:200  
Горизонтальный масштаб М1:500

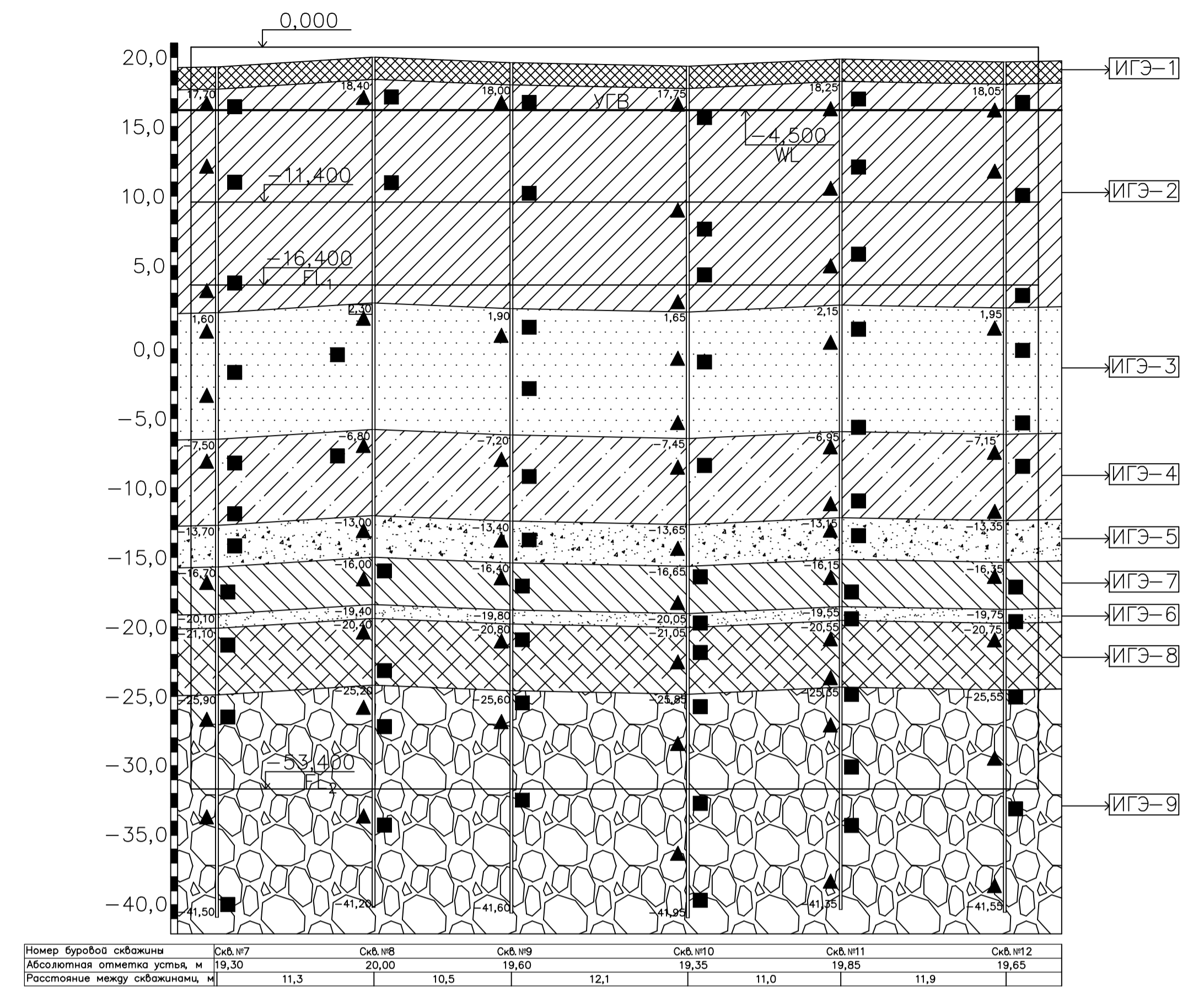
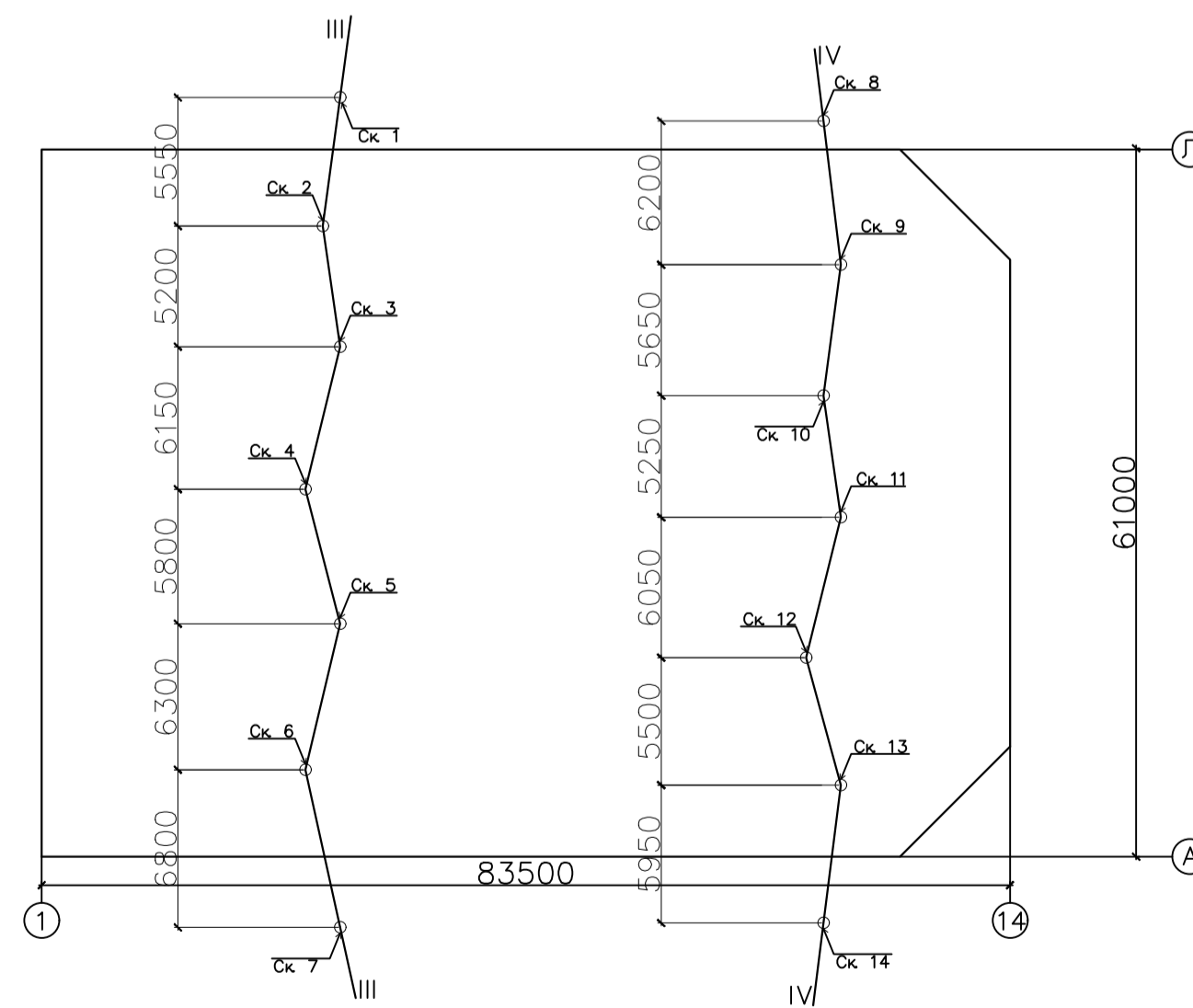


Таблица 2.1. Нормативные и расчетные показатели физико-механических свойств грунов

№ скваж (ИГЭ)	Наименование грунта	Интервал изменения мощности слоя, м	Плотность грунта $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Плотность минеральной части $\rho_s$ , кг/м <sup>3</sup>	Влажность, %			Число пластичности $I_p$	Показатель текуч. $I_L$	Коэффициент пористости $e$	Угол внут. трения $\phi$ , град.	Удельное сцепление $c_u$ , кПа	Коэффициент уплотнения грунта $k_{up}$ , кПа <sup>-1</sup>	Степень водонасыщения $S_r$	Модуль деформации грунта $E$ , МПа
					Природная $W$										
					На грани текуч. $W_L$	На грани раскат. $W_p$	Число пластичности $I_p$								
ИГЭ-1	Насыпь слежавшаяся	1,60	6,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ИГЭ-2	Глина текучая, коричнево-серая, смешанная с органическими включениями	16,10	17,00	26,50	44,10	44,30	26,50	0,168	1,048	1,246	6,30	7,00	-	0,61	1,50
ИГЭ-3	Песок мелкий, пепельно-серый, средне-коричневый средний плотный, маловлажный	5,10	19,00	26,70	26,00	-	-	-	0,771	30,00	-	0,47	0,13	13,50	
ИГЭ-4	Глина текучепластичная, коричнево-серая, темно-серая, смешанная с органическими включениями	10,20	17,20	26,30	42,00	45,80	27,00	0,185	0,811	1,171	18,00	9,10	-	0,55	15,00
ИГЭ-5	Песок мелкий, серый, желтовато-серый, средней плотности, маловлажный	3,00	19,20	26,60	26,00	-	-	-	0,746	30,00	-	0,48	0,13	13,50	
ИГЭ-6	Суглинок мягкопластичный, коричнево-серый	3,40	17,80	26,90	33,80	38,50	23,10	0,154	0,695	1,022	7,40	9,60	-	0,53	5,00
ИГЭ-7	Песок мелкий, средней крупности, маловлажный водой	1,00	19,10	26,60	26,00	-	-	-	0,755	30,00	-	0,48	0,13	13,50	
ИГЭ-8	Суглинок текучепластичный, коричнево-серый, темно-серый, смешанный органический	4,80	17,50	26,40	38,00	39,10	23,40	0,157	0,930	1,082	8,00	9,50	-	0,44	3,00
ИГЭ-9	Гравийно-галечный грунт	>15,8	20,10	26,40	16,00	-	-	-	0,524	38,00	2,00	0,40	-	50,00	

СХЕМА ПЛАНА СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ И РАСПОЛОЖЕНИЕ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ВЫРАБОТОК



ОПИСАНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ЭЛЕМЕНТОВ

- ИГЭ-1 Насыпь слежавшаяся
- ИГЭ-2 Глина текучая, коричнево-серая, смешанная с органическими включениями
- ИГЭ-3 Песок рыхлый, пепельно-серый, средне-коричневый средний плотный, маловлажный водой
- ИГЭ-4 Глина текучепластичная, коричнево-серая, смешанная с органическими включениями
- ИГЭ-5 Песок мелкий, средней плотности, серый, желтовато-серый, маловлажный водой
- ИГЭ-6 Суглинок мягкопластичный, коричнево-серый
- ИГЭ-7 Песок мелкий, средний компактный, маловлажный водой
- ИГЭ-8 Суглинок текучепластичный, коричнево-серый, темно-серый, смешанный органический
- ИГЭ-9 Гравийно-галечный грунт

МЕСТО ОТБОРА ГРУНТА

- - Ненарушенной структуры
- ▲ - Нарушенной структуры
- УЛБ - Уровень грунтовых вод
- II-III - Линия инженерно-геологического разреза и его номер

НИУ МГСУ 08.03.01 - ВКР - 2020					
Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Ханово					
Изм.	Кол.уч.	Лист	Издок	Подпись	Дата
Разработал	Ле Чунь Хуэй				
Консультант	Никитина Н.С.				
Раздел «Инженерно-геологические условия»			Стадия	Лист	Листов
			ВКР	6	15
Н. контр.	Знаменский В.В.	Инженерно-геологический разрез III-III, IV-IV план расположения фактического материала М1:300			Кафедра «Механика грунтов и геотехники»
Зав.каф. РСП	Чуноков Д.Ю.				



Рис.1. Изометрия. КЭ-модель высотного здания. Вид 1.

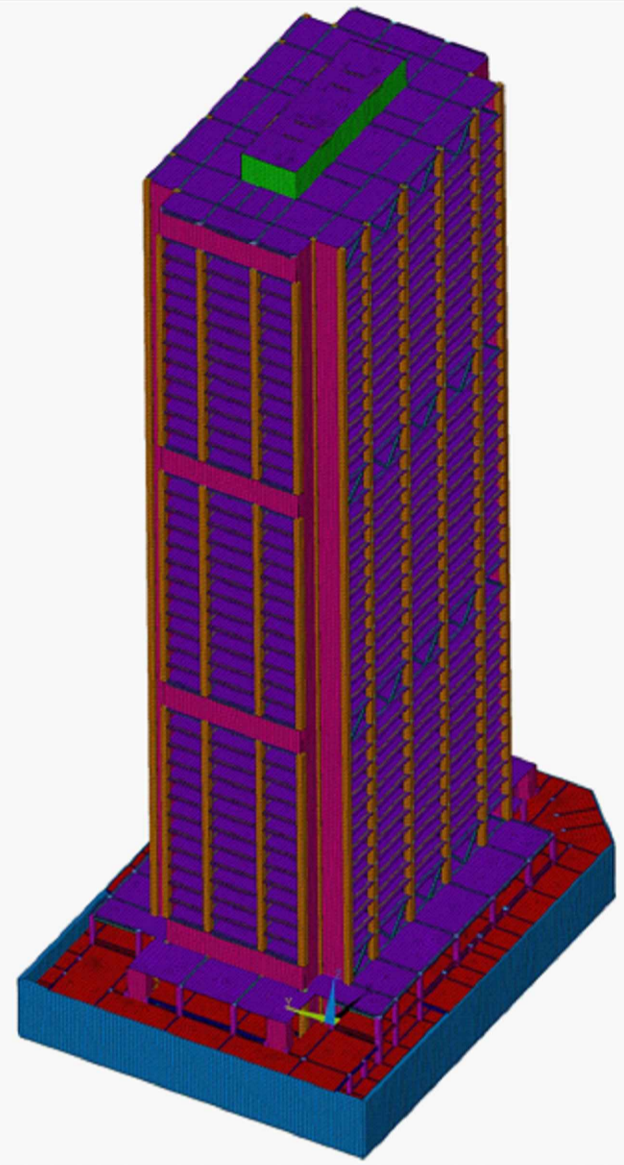


Рис.2. Изометрия. КЭ-модель высотного здания. Вид 2.

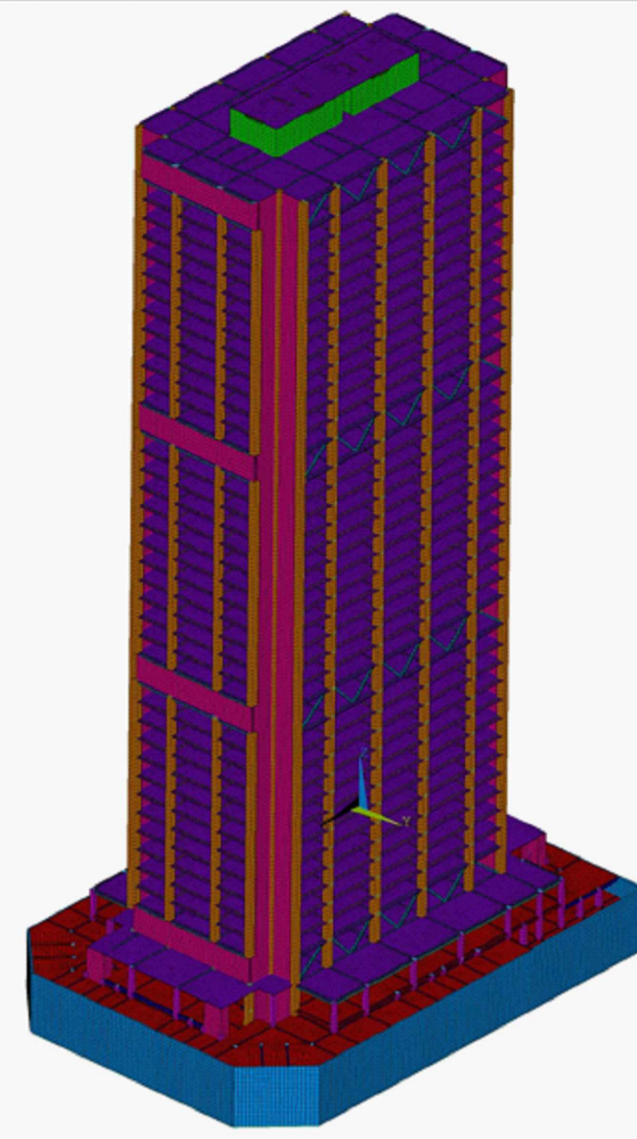


Рис.3. Изометрия. Фрагмент КЭ-модели высотного здания. Конструкции цокольного этажа.

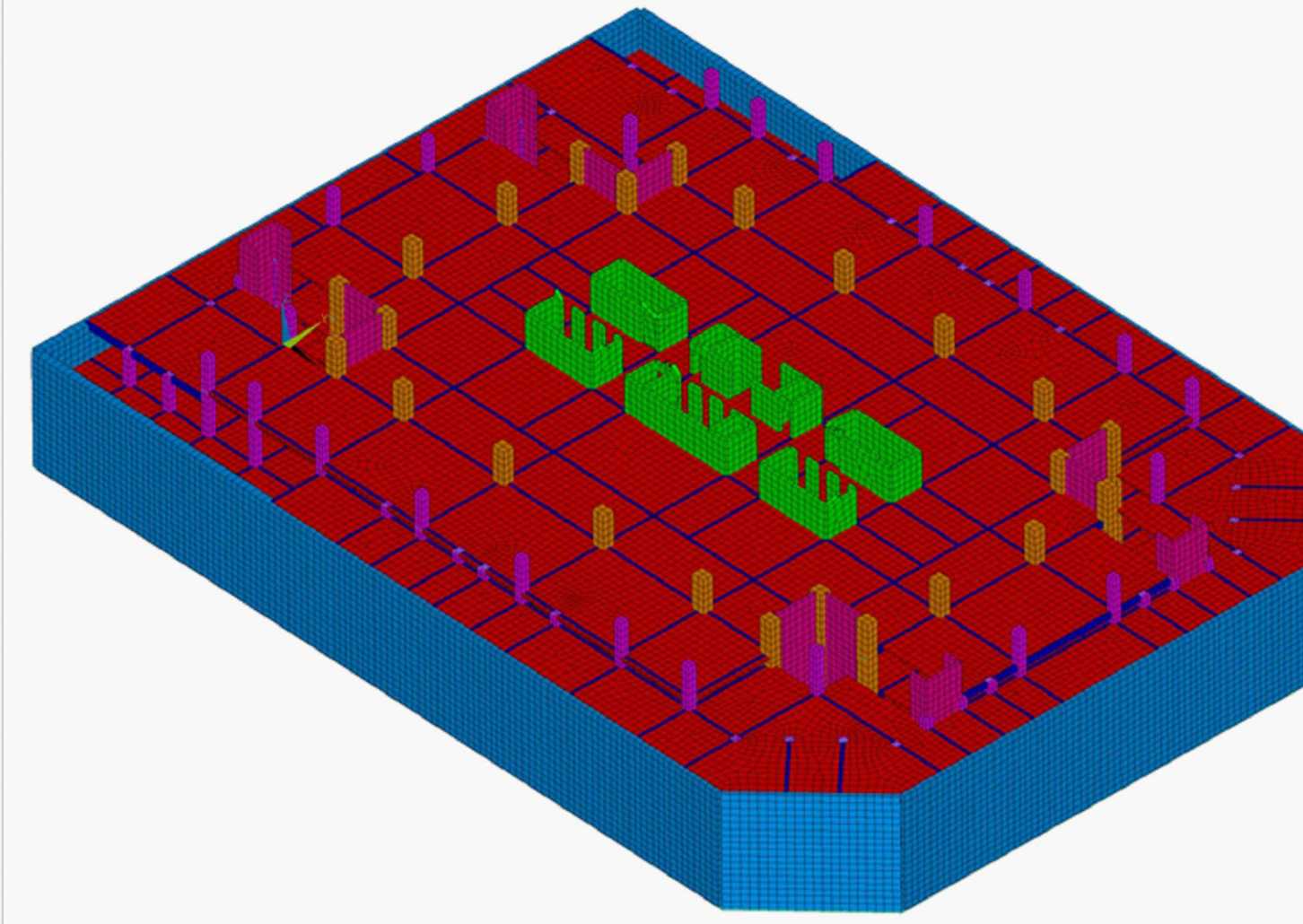


Рис.4. Изометрия. Фрагмент КЭ-модели высотного здания. Конструкции подземного этажа.

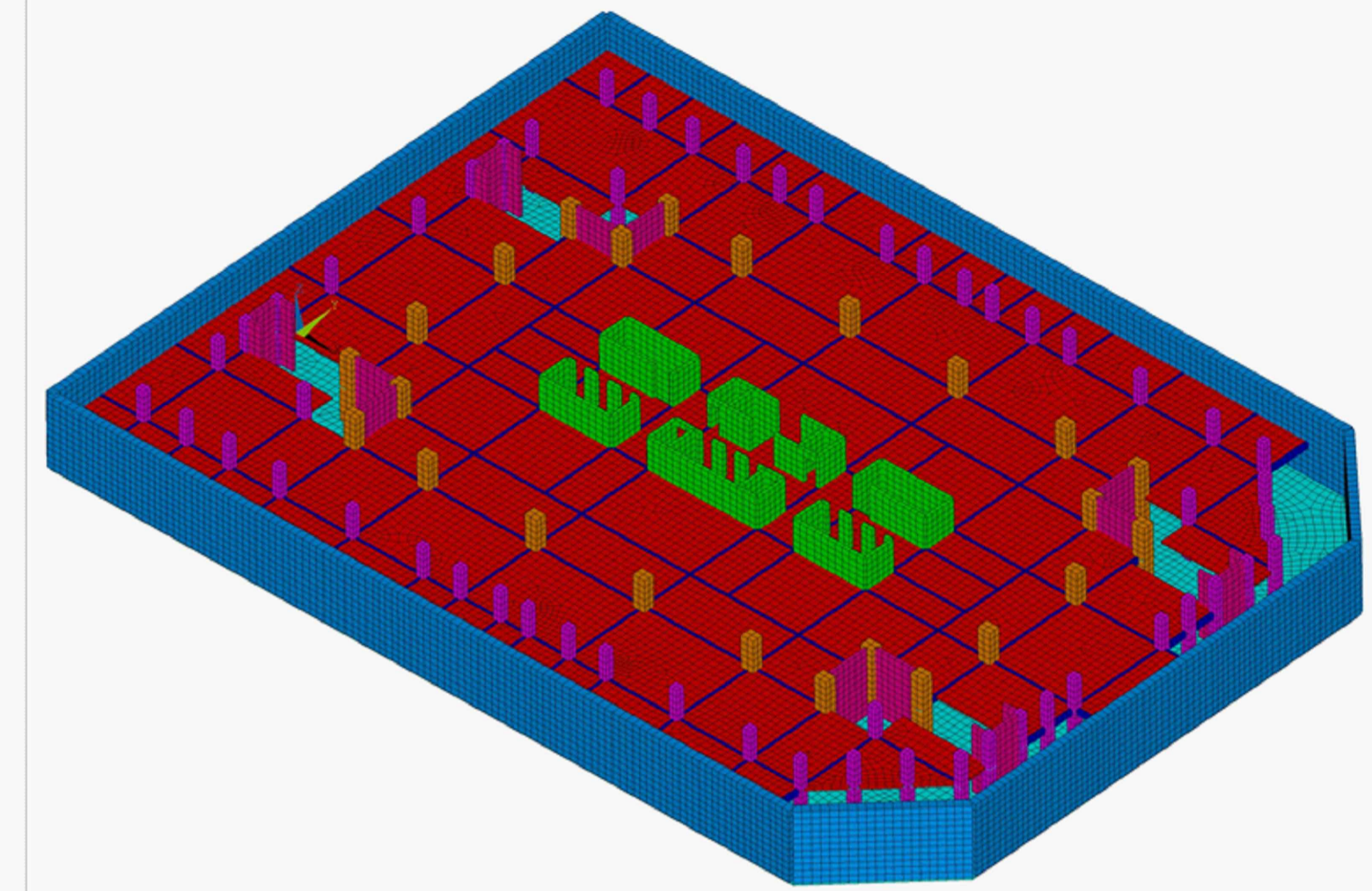


Рис.5. Изометрия. Фрагмент КЭ-модели высотного здания. Разрез вдоль оси OY.

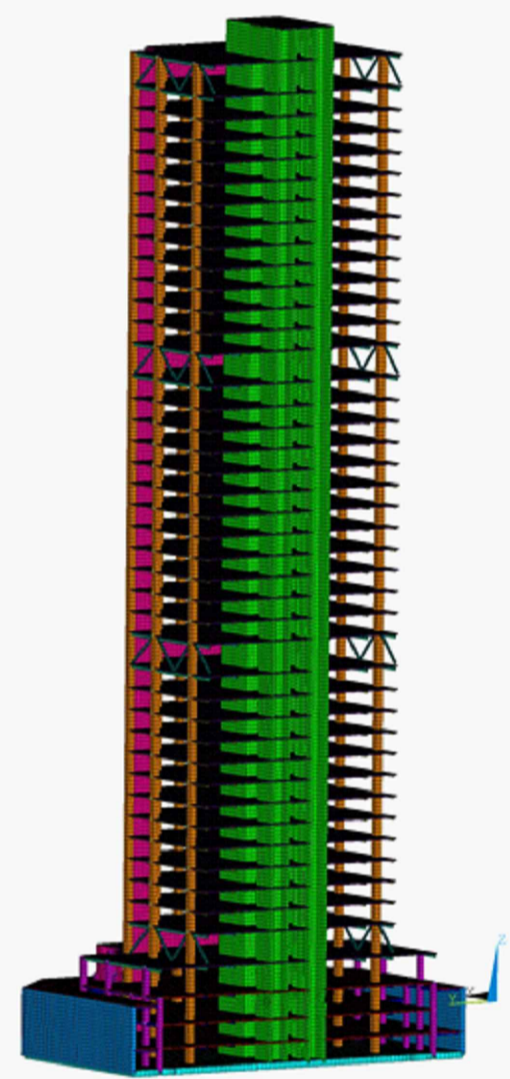


Рис.6. Изометрия. Фрагмент КЭ-модели высотного здания. Разрез вдоль оси OX.

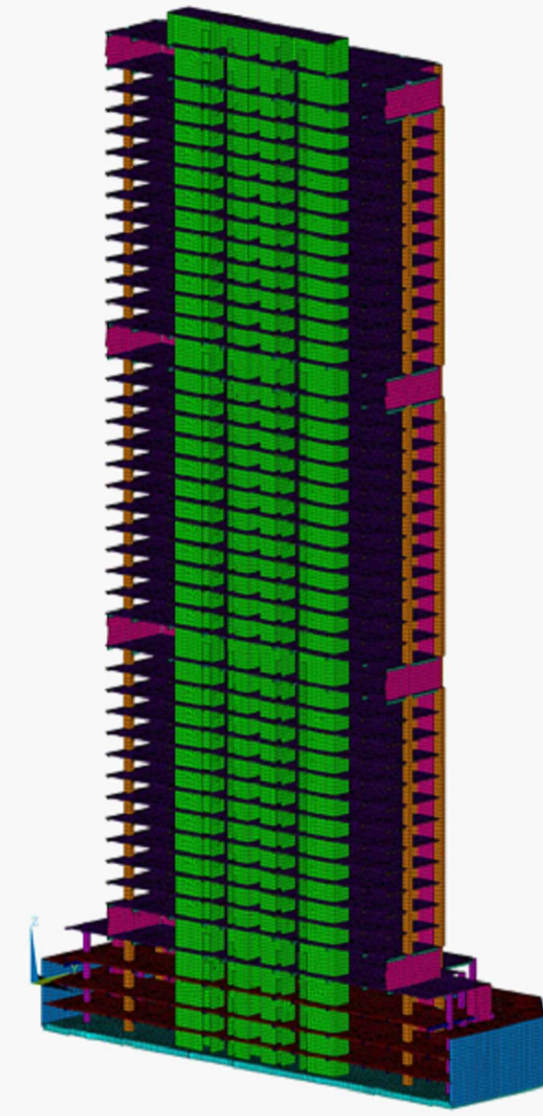


Рис.7. Изометрия. Фрагмент КЭ-модели высотного здания. Конструкции типового этажа.

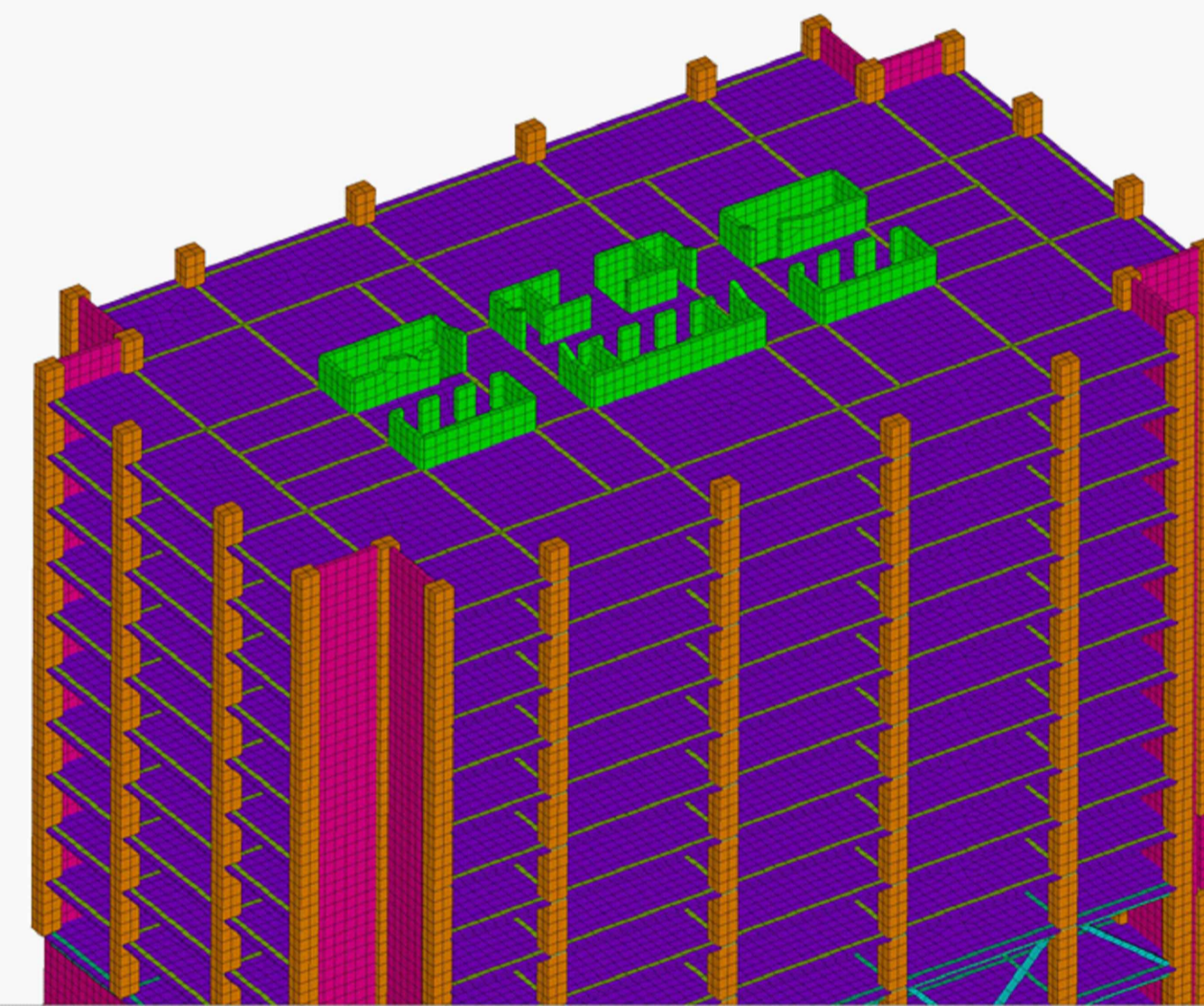


Рис.8. Изометрия. Фрагмент КЭ-модели высотного здания. Конструкции аутриггерного этажа.

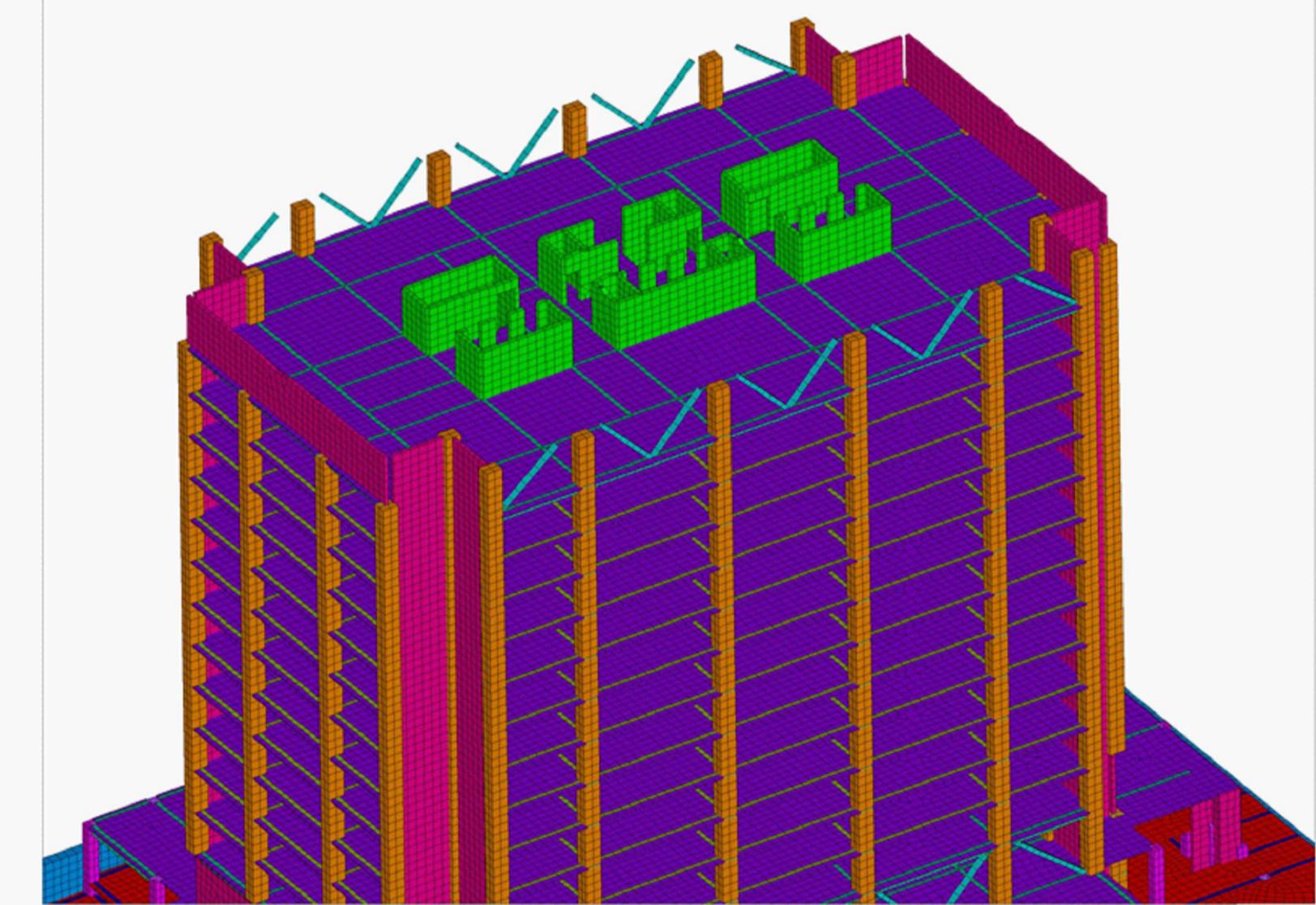


Рис.9. 1-ая форма собственных колебаний,  $f_1=0,230$  Гц.

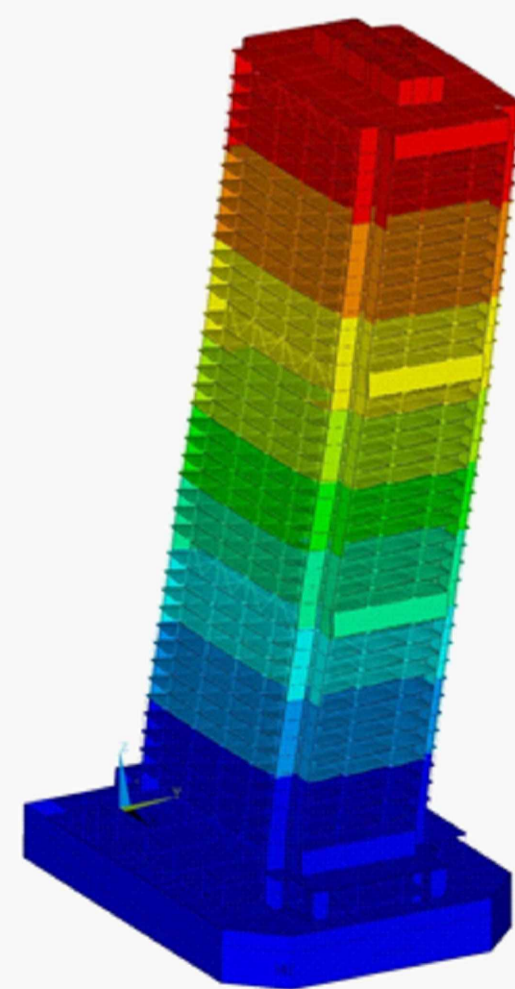
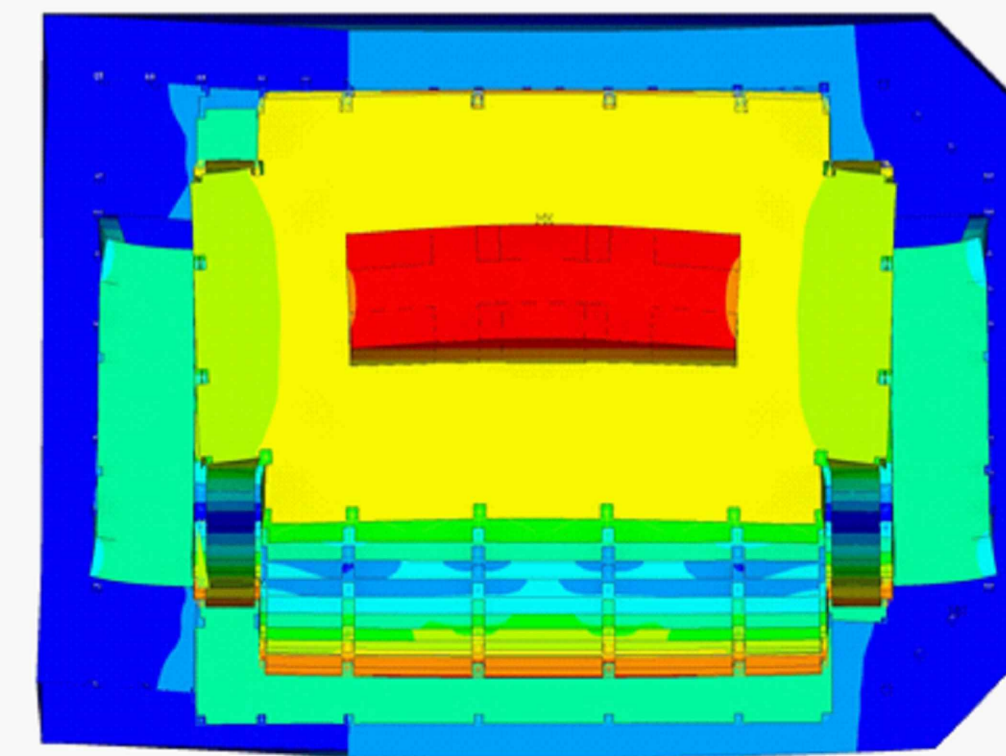
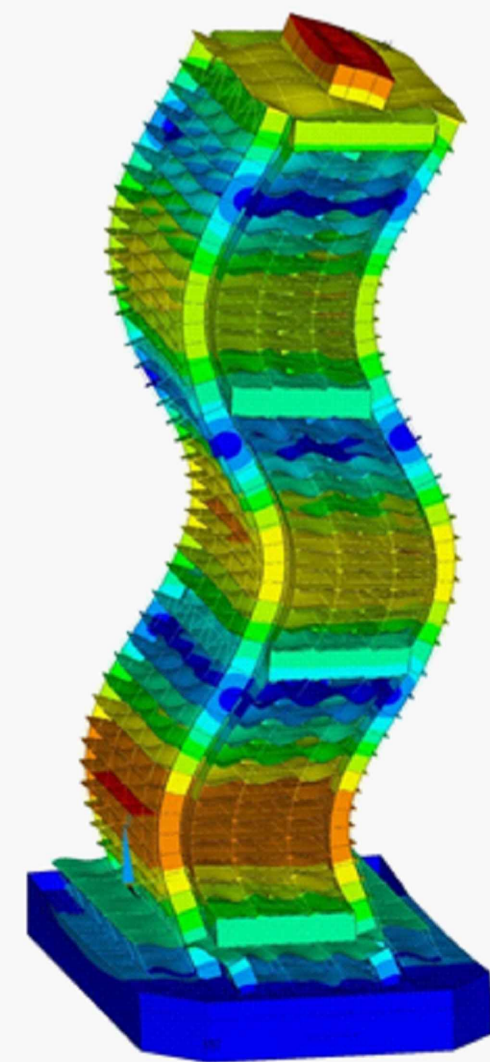


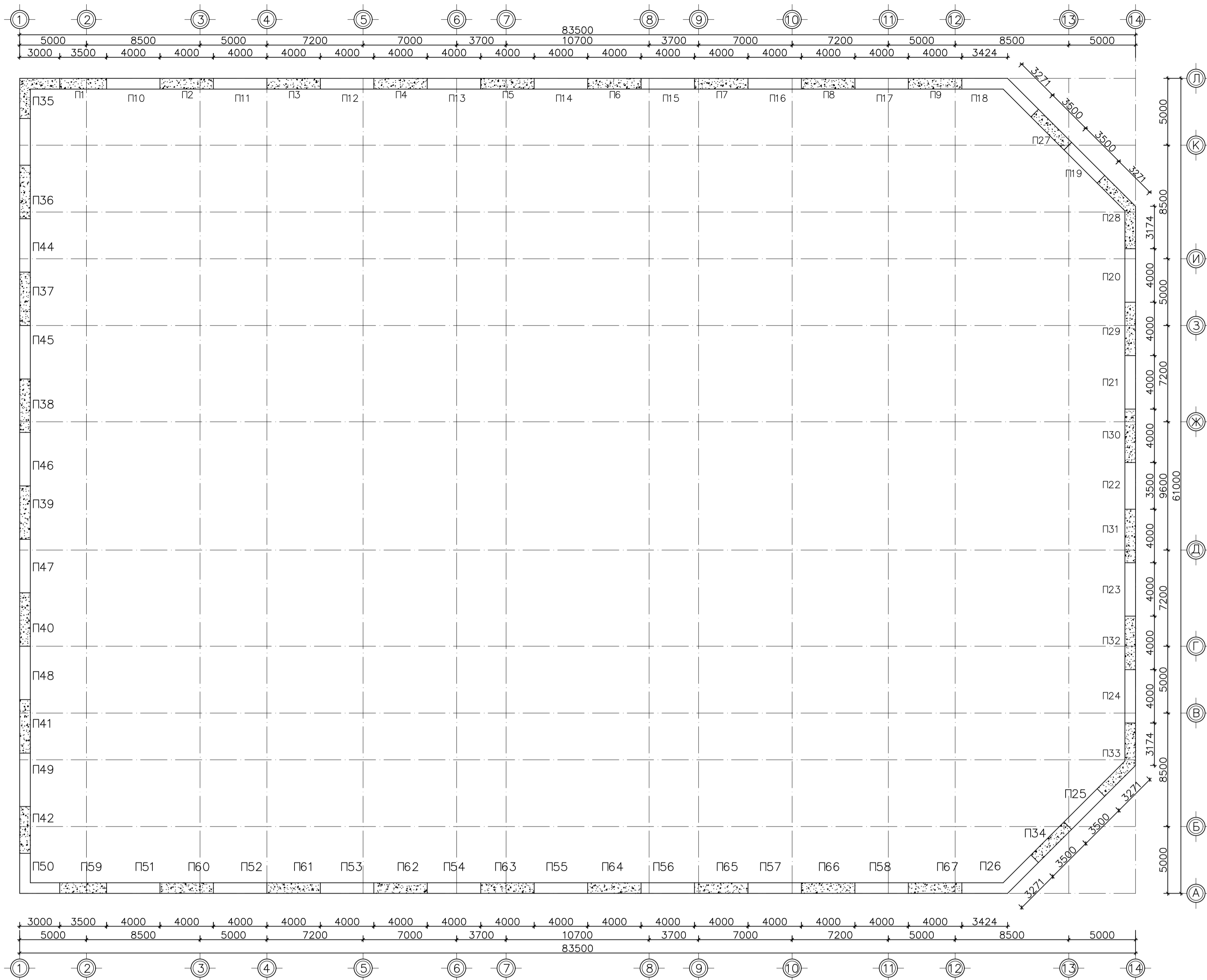
Рис.10. 10-ая форма собственных колебаний,  $f_{10}=3,015$  Гц.



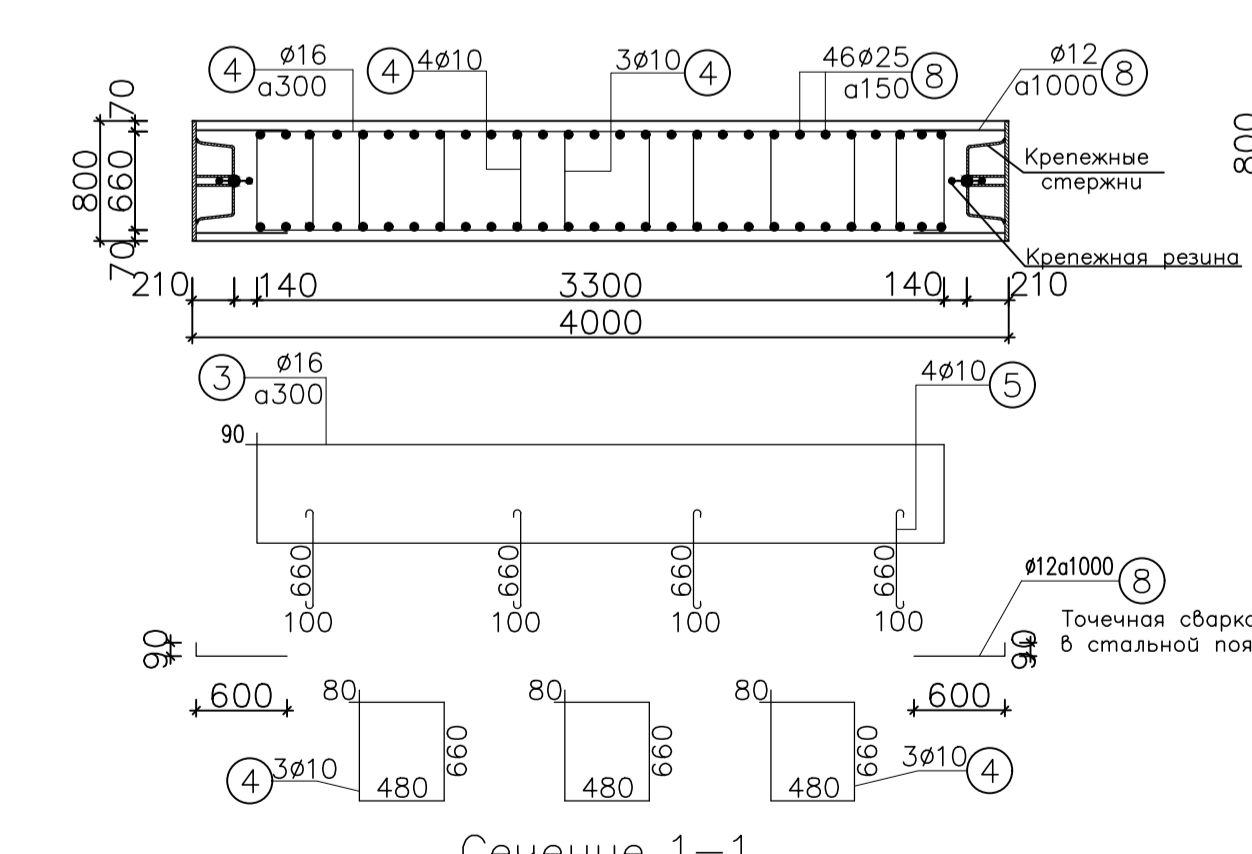
НИУ МГСУ 08.03.01 - ВКР - 2020					
Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Ханое					
Изм.	Коп.уч.	Лист	Ревок.	Подпись	Дата
Разработал	Ле Чуанг Хуанг				
Консультант	Никитина Н.С.				
Расчетно-конструктивный раздел			Стадия	Лист	Листов
			ВКР	7	15
Н. контр.	Знаменский В.В.	Конечноэлементная модель высотного здания в программе ANSYS M1.200			Кафедра «Механика грунтов и свайных конструкций»
Зав. каф./РСР	Чунож Д.Ю.				







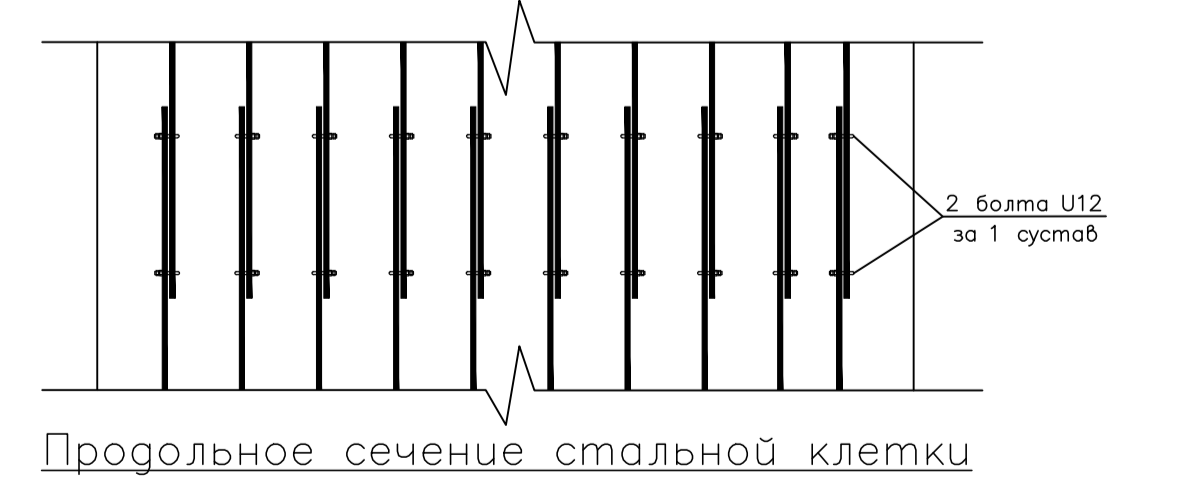
Устойство стены в грунте М1:200



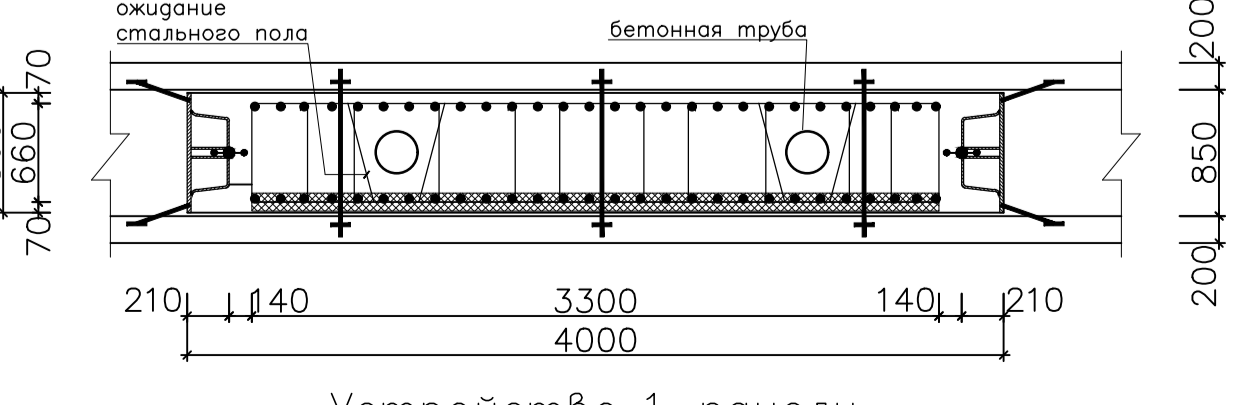
Сечение 1-1



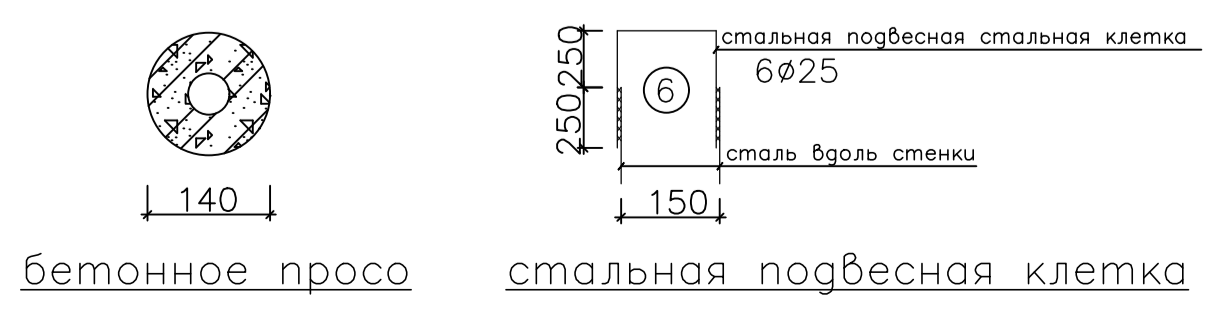
Поперечное сечение стальной клетки



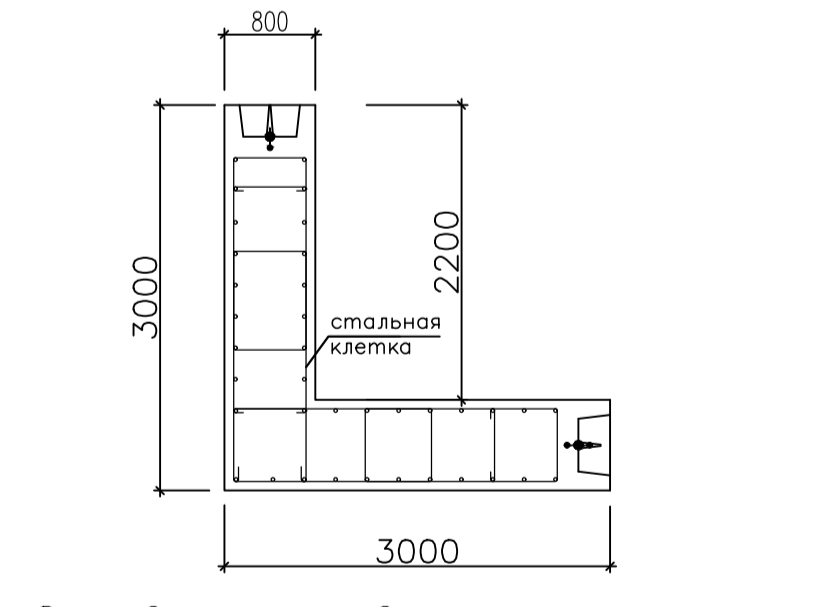
Продольное сечение стальной клетки



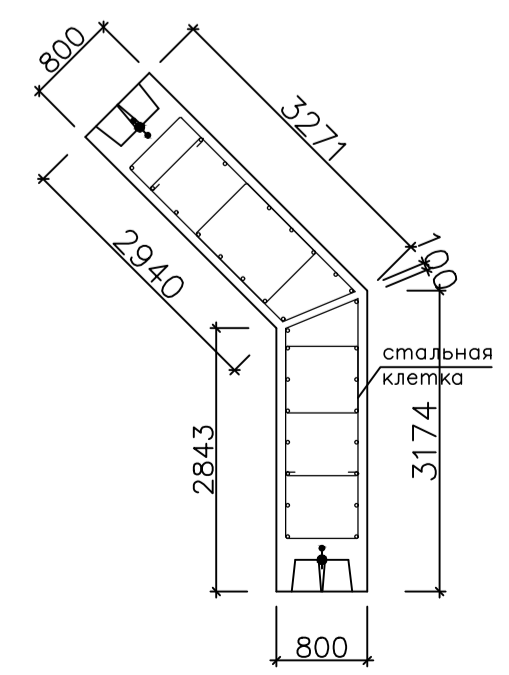
Устройство 1 панели



бетонное просо стальная подвесная стальная клетка сталь вдоль стенки



Основная угловая панель стиля



Панель с фаской



Панель с фаской

Поперечное сечение панели  
Размер панели (800x4000)

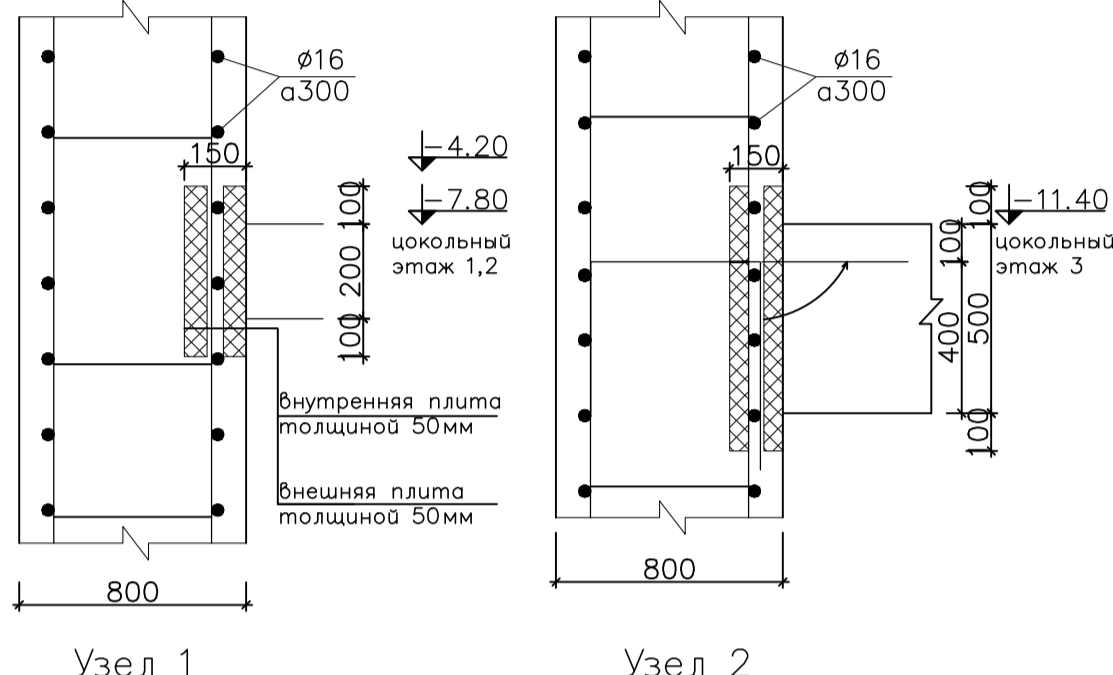
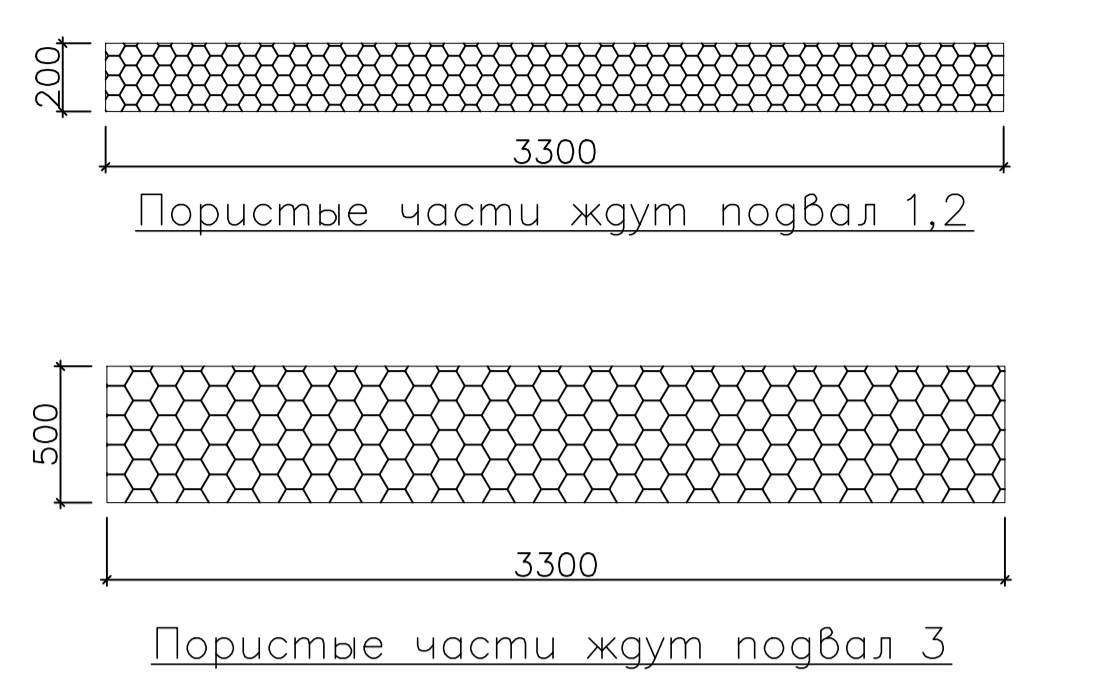
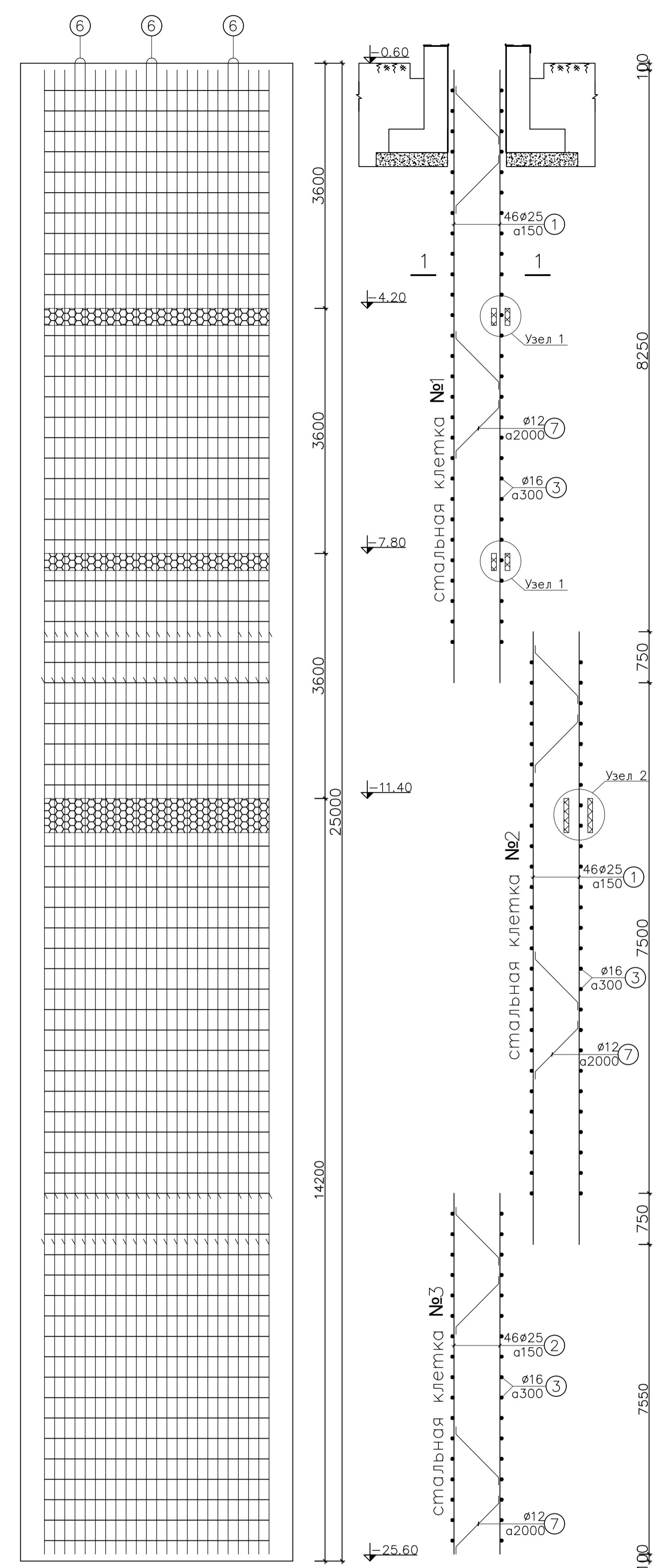


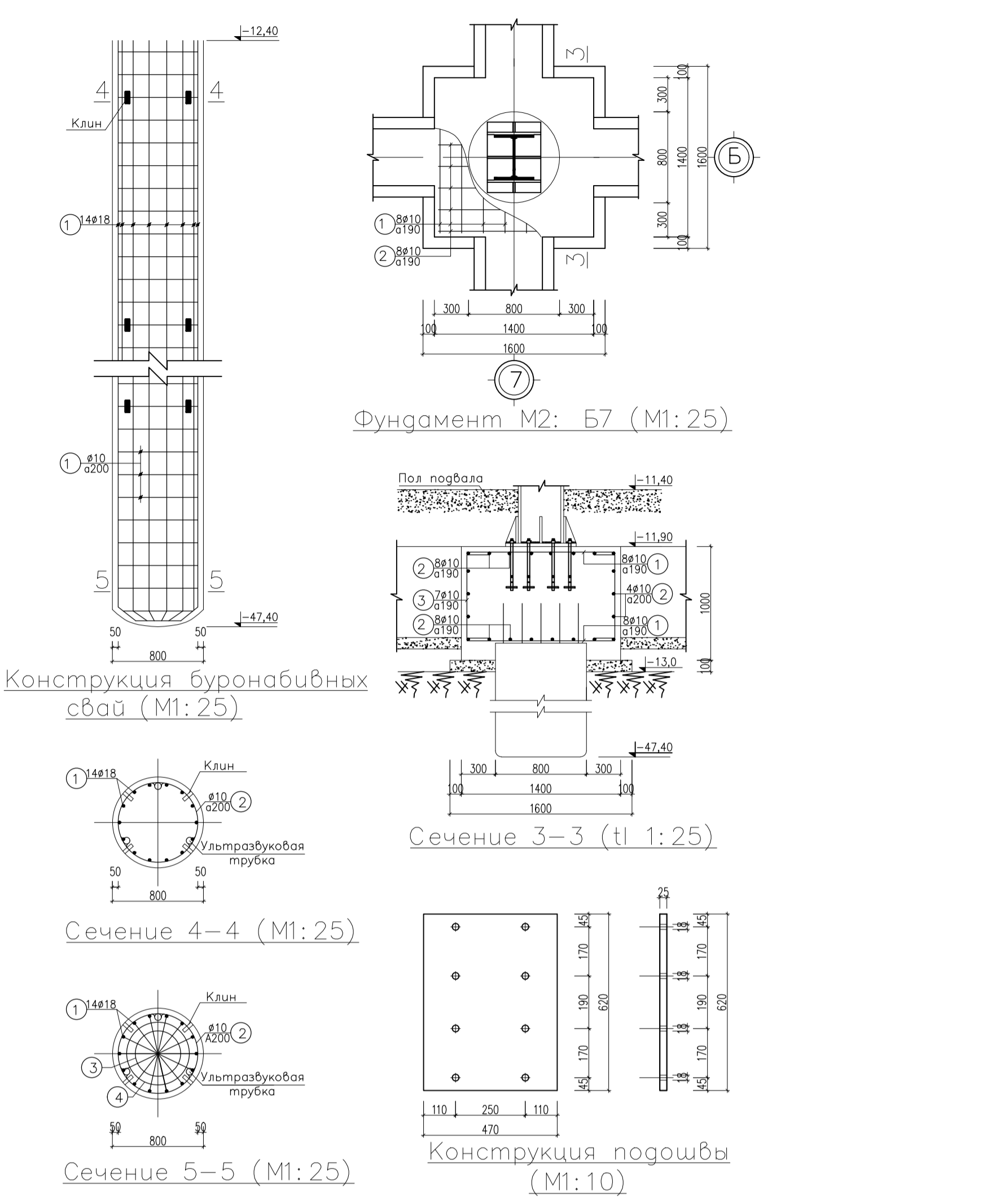
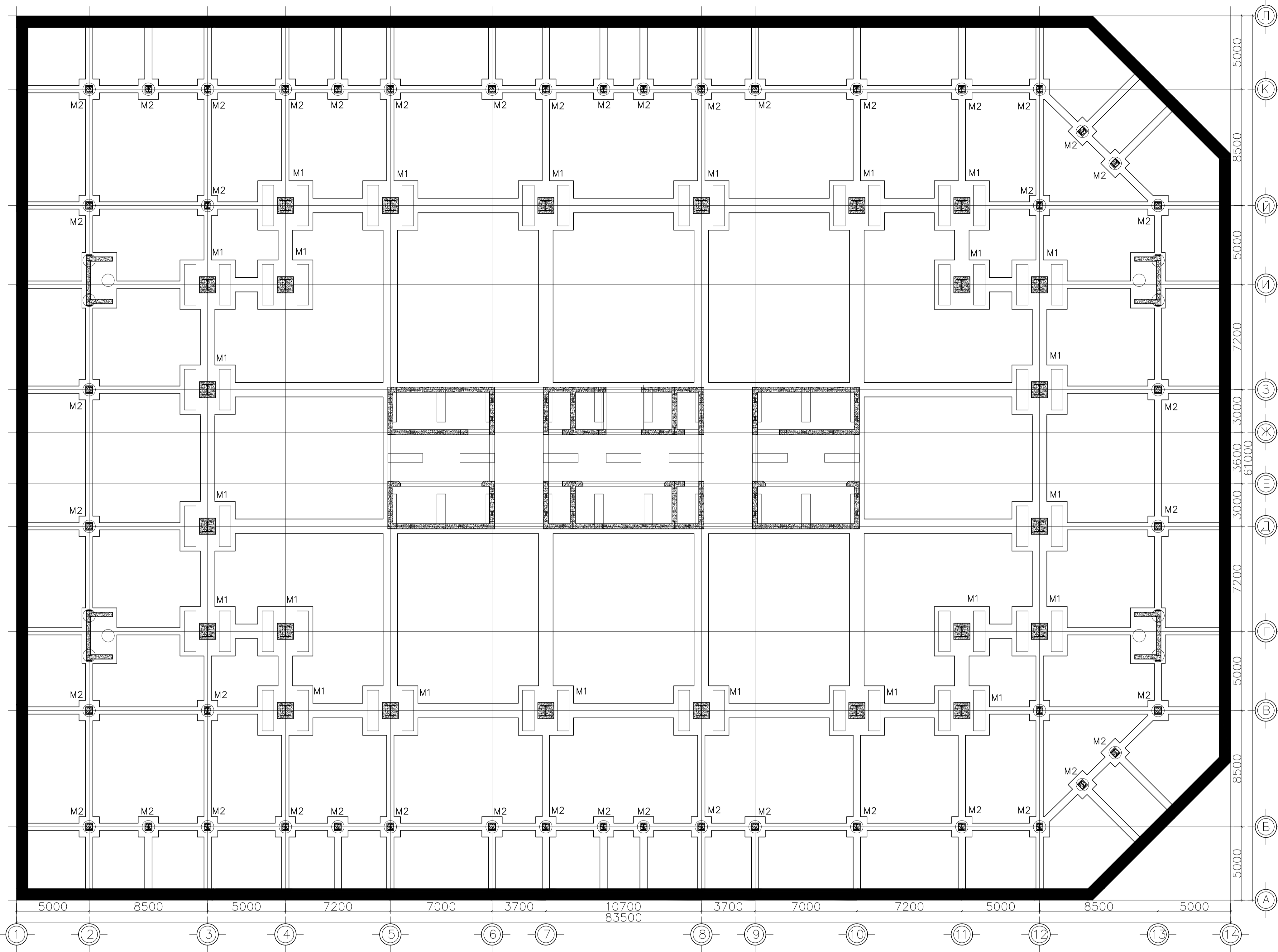
Таблица стальных панелей

Номер	Форма и размер	φ (мм)	Длина стержня (мм)	Кол-во	Общая длина (м)	Масса (кг)
1	9000	25	9000	92	828	3187.8
2	5300	25	5300	46	243.8	938.63
3	3300 660	16	7980	71	566.6	895.2
4	660 480	10	2440	213	519.7	320.6
5	100 660 100	10	860	213	183.2	113.02
6	500 150	25	1150	06	6.90	26.60
7	100 800 100	12	1000	20	20	17.75
8	90 600	12	690	56	38.64	33.95

- Примечание:**
- Прежде чем копать стену, необходимо определить:
    - Высота направляющей стены
    - Найдите стеновые панели на ведущей стене.
  - Сталь, ожидающая закрепления пола на вертикальной стали стены методом крепления.
    - Положение ожидания стального пола определяется на стальных клетках
    - Сталь в ожидании, когда пол будет прочно привязан к стальной клетке.
  - В месте залывки бетонной трубы, ожидая, что пол будет размещен по диагонали в соответствии с чертежом.
  - Когда стальной лист прикреплен к клетке, лист пены прикреплен к стальной клетке, положение листа пены определяется на стальной клетке.
  - Сталь опускается в порядке клетки № 3, клетки № 2, клетки № 1.
  - Соединения между двумя стальными клетками:
    - Сварка с 12 клетками с 3 сварочной линией, каждая сварочная линия длиной 5 см (односторонняя сварка).
    - Остальные стальные прутки связаны цинком 1мм
  - Стальная клетка подвешена к стали № 6 и закреплена с помощью стержня клетки.
  - Бетонирование стен с 02 бетонными залывками.

НИУ МГУС 08.03.01 - ВКР - 2020					
Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Ханты					
Изм.	Коп.уч.	Лист	Издок	Подпись	Дата
Разработал	Лев Чун Хиву				
Консультант	Никитина Н.С.				
Раздел «Технология и организация строительного производства»				Статия	Лист
				ВКР	9 15
Н. контр. Знаменский В.В.				Армирование «стены в грунте» М1:200	
Зав. каф./РСР Чунук Д.Ю.				Кафедра «Механика грунтов и своптехники»	

# Проектирование свайных фундаментов М1:200



## Классификация армированных фундаментов M1

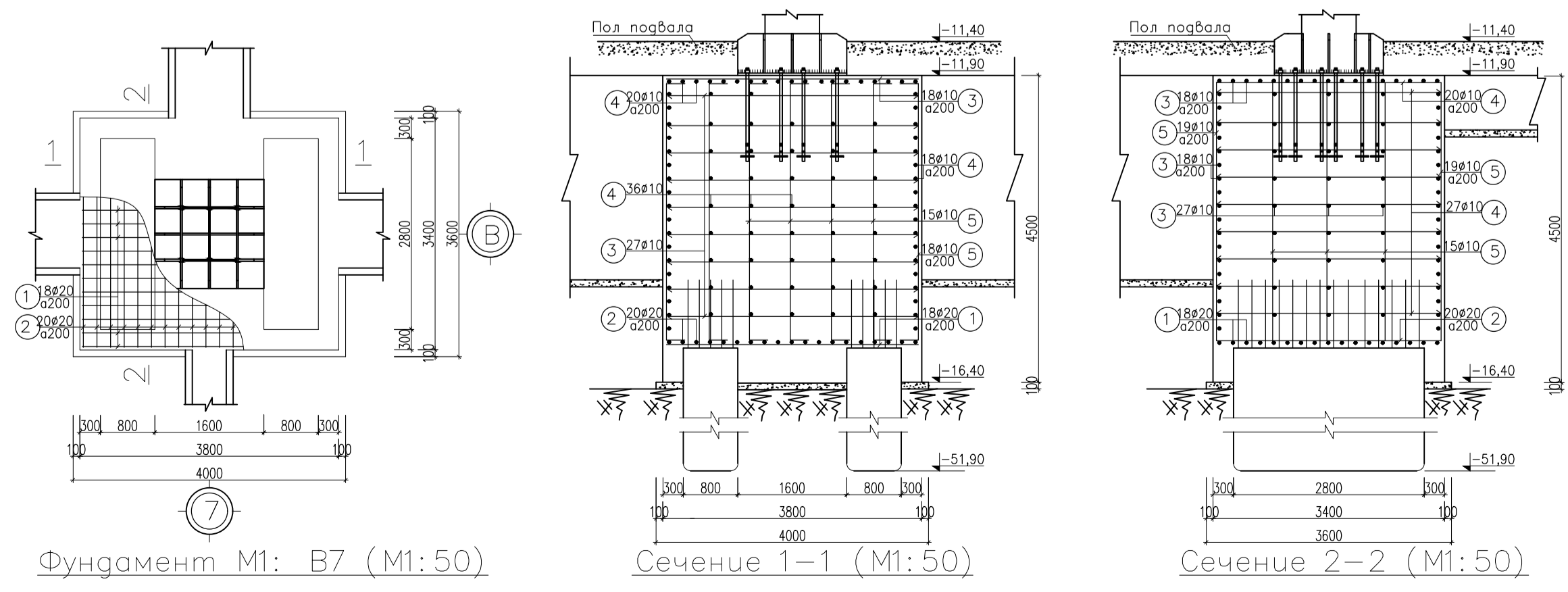
Структура	Номер	Форма и размер	Диаметр (мм)	Длина стержня (мм)	Количество	Общая длина (м)	Масса (кг)
Свайные армированные	1	37000	25	37000	34	1258	6177
	2	660x2660x60	16	6760	124	838	1324
	3	50x2660x50	16	2760	124	342	541
	4	50x660x50	16	760	740	562	889
Подошвы (с: 1)	1	3730	20	3730	18	67,1	166
	2	3330	20	3330	20	66,6	164
	3	3730	10	3730	82	306	187
	4	3330	10	3330	81	270	167
	5	200x3930x200	10	4330	81	351	216



## Классификация армированных фундаментов M2

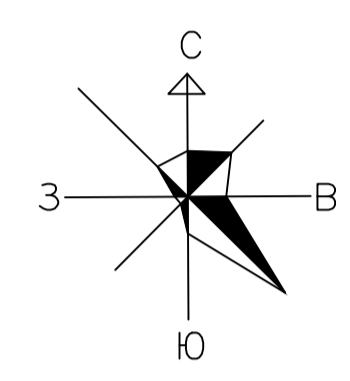
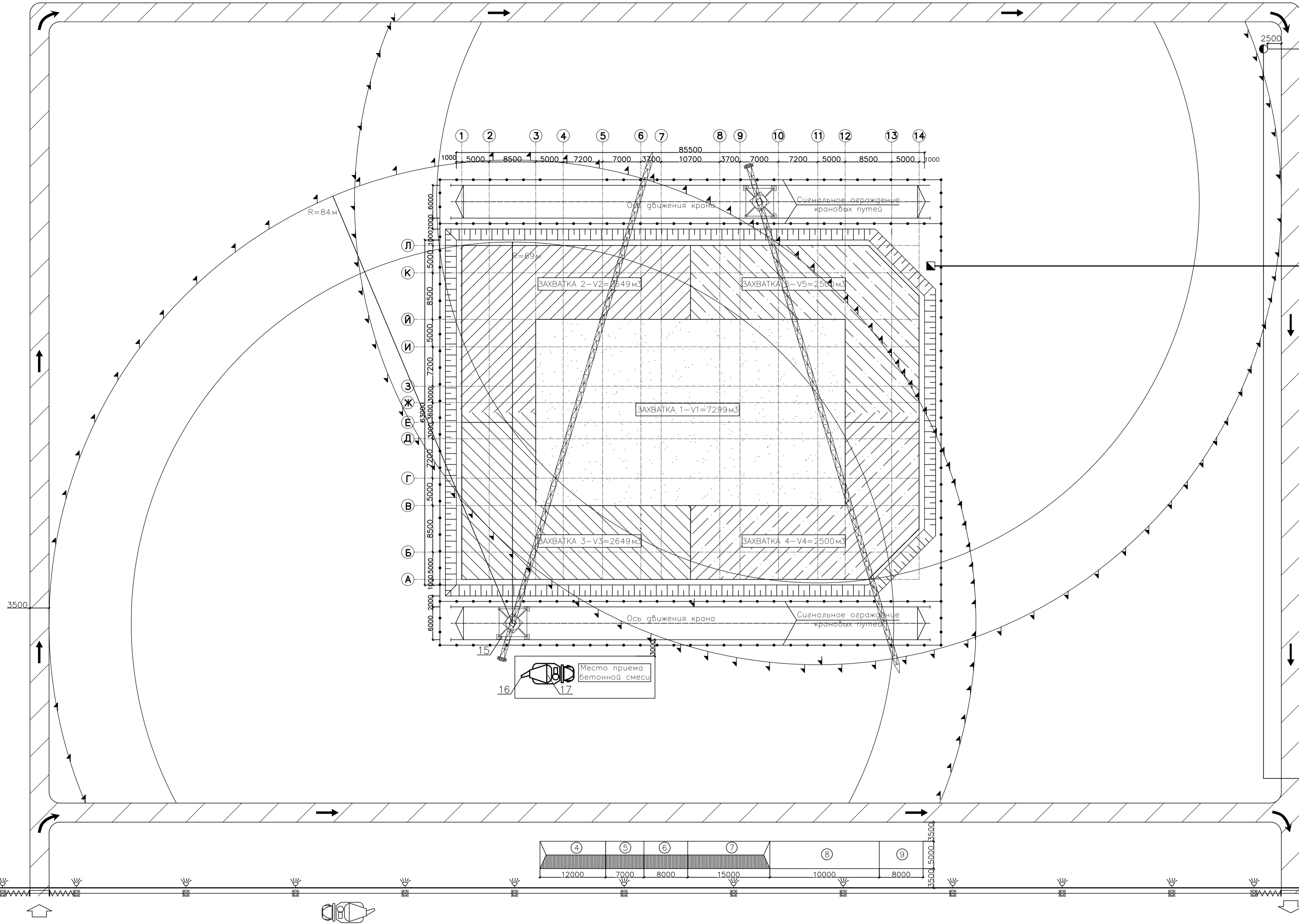
Структура	Номер	Форма и размер	Диаметр (мм)	Длина стержня (мм)	Количество	Общая длина (м)	Масса (кг)
Свайные армированные	1	35000	18	35000	14	490	980
	2	d=700x100	10	2300	175	403	248
	3	d=650x100	10	2000	1	2	1,2
	4	d=500x100	10	1800	1	1,8	1,1
Подошвы (с: 1)	1	1330	10	1330	16	21,3	13,1
	2	1330	10	1330	16	21,3	13,1
	3	780x200	10	1180	28	30,2	23,7

**Примечание:**  
 - свай битого бетонного кирпича, толщиной 10см.  
 - Бетон прочностный В25.  
 - Арматура класса АІ.  
 - Сталь соединяется методом крепления.  
 - Строительство свай по методу роста раствора.  
 - Использование головчатых болтов 4.6.



<b>НИУ МГСУ 08.03.01 - ВКР - 2020</b>					
Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Ханты					
Изм.	Коп.уч.	Лист	Издок	Подпись	Дата
Разработал	Лев Чунев				
Консультант	Никитина Н.С.				
Архитектурно-строительный раздел			Стадия	Лист	Листов
			ВКР	10	15
Проектирование свайных фундаментов М1:200			Кафедра «Механика грунтов и геотехника»		
Н. контр.	Знаменский В.В.				
Зав. каф./РСР	Чунок Д.Ю.				





**КАРТИН БЕЗОПАСНОСТИ ТРУДА И ЭКОЛОГИЧЕСКОЙ САНИТАРИИ**

- Обучение технике безопасности
- Опасная зона
- Выбросы
- Назначена транспортные средства и материалы должны иметь гидроприводной тормоз
- Воды вращающихся ограничивают пыль, загрязняющую окружающую среду
- Не оставляйте инструменты, не роняйте материалы на дорогу

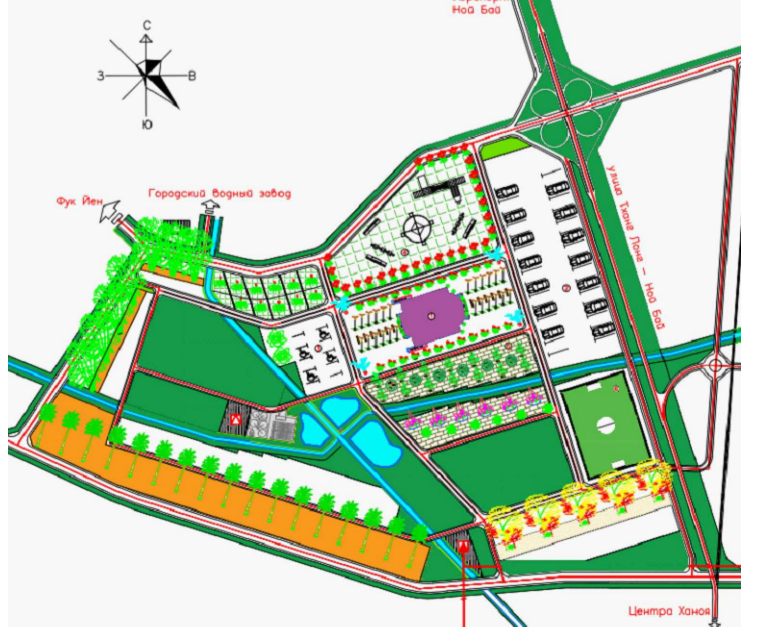
**Применения**

- ① здание охраны
- ② гаражные чиновники
- ③ командир и медицинская помощь
- ④ туалеты и ваннные комнаты
- ⑤ гараж для рабочих
- ⑥ хранение инструменты труда
- ⑦ хранение цемента
- ⑧ хранение металла
- ⑨ завод по переработке стали
- ⑩ жилье для работников
- ⑪ мобильный резервуар для воды
- ⑫ столовой
- ⑬ резервуар для воды
- ⑭ мойка колес
- ⑮ кран башенный MD 365B L12
- ⑯ Поворотный бункер
- ⑰ Автобетономеситель

**Условные обозначения**

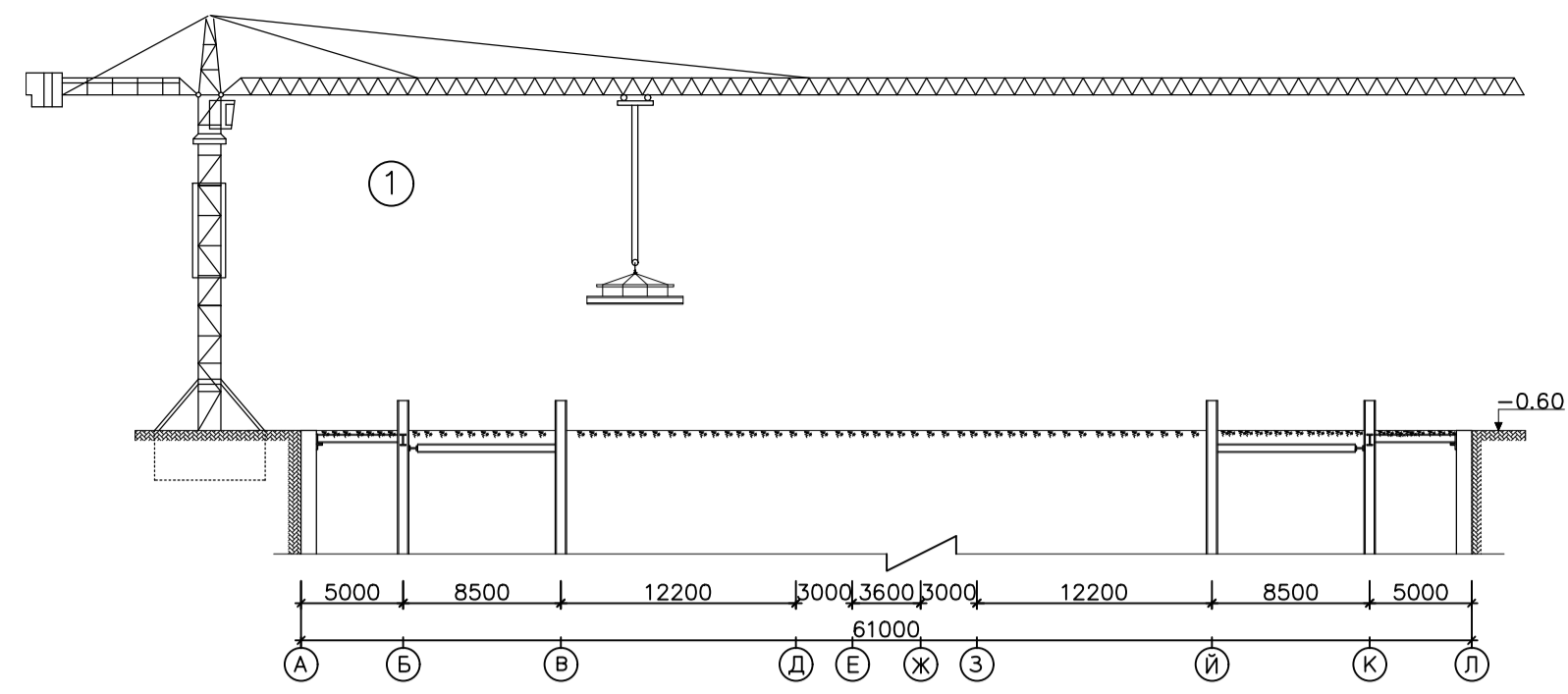
- ограждение
- канализационная сеть
- сеть холодного водоснабжения
- сеть электроснабжения
- проекторная установка
- трансформаторная будка
- пожарный гидрант
- схема перебивания автобетономесителя

**Ситуационный план**

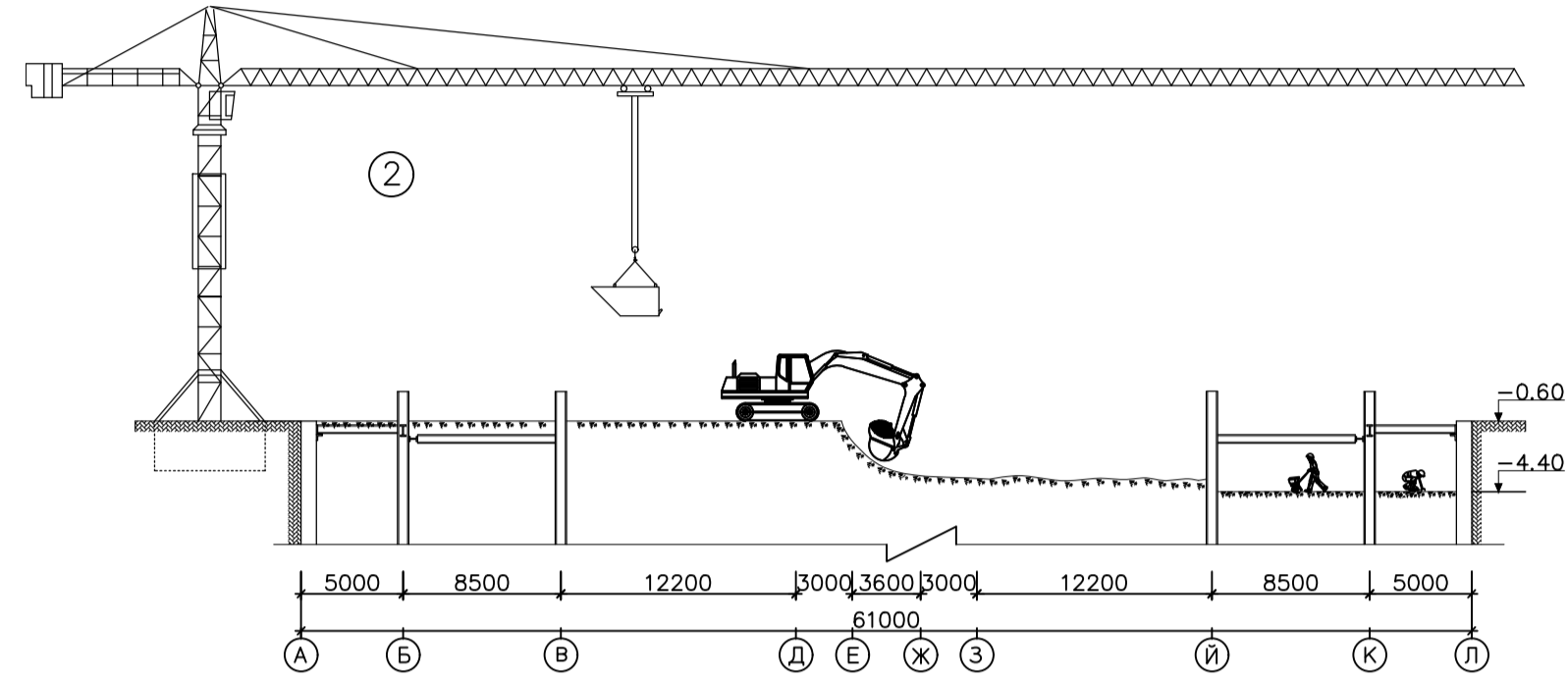


<b>НИУ МГСУ 08.03.01 - ВКР - 2020</b>					
Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Ханово					
Изм.	Кол.уч.	Лист	Издок	Подпись	Дата
Разработал	Ле Чунь Хуэй				
Консультант	Никитина Н.С.				
Раздел «Технологии и организация строительного производства»			Стадия	Лист	Листов
			ВКР	11	15
Н. контр. Знаменский В.В. Зав. каф./РСР Чунюк Д.Ю.			Строительный МТ-400		Кафедра «Механика грунтов и свейстики»

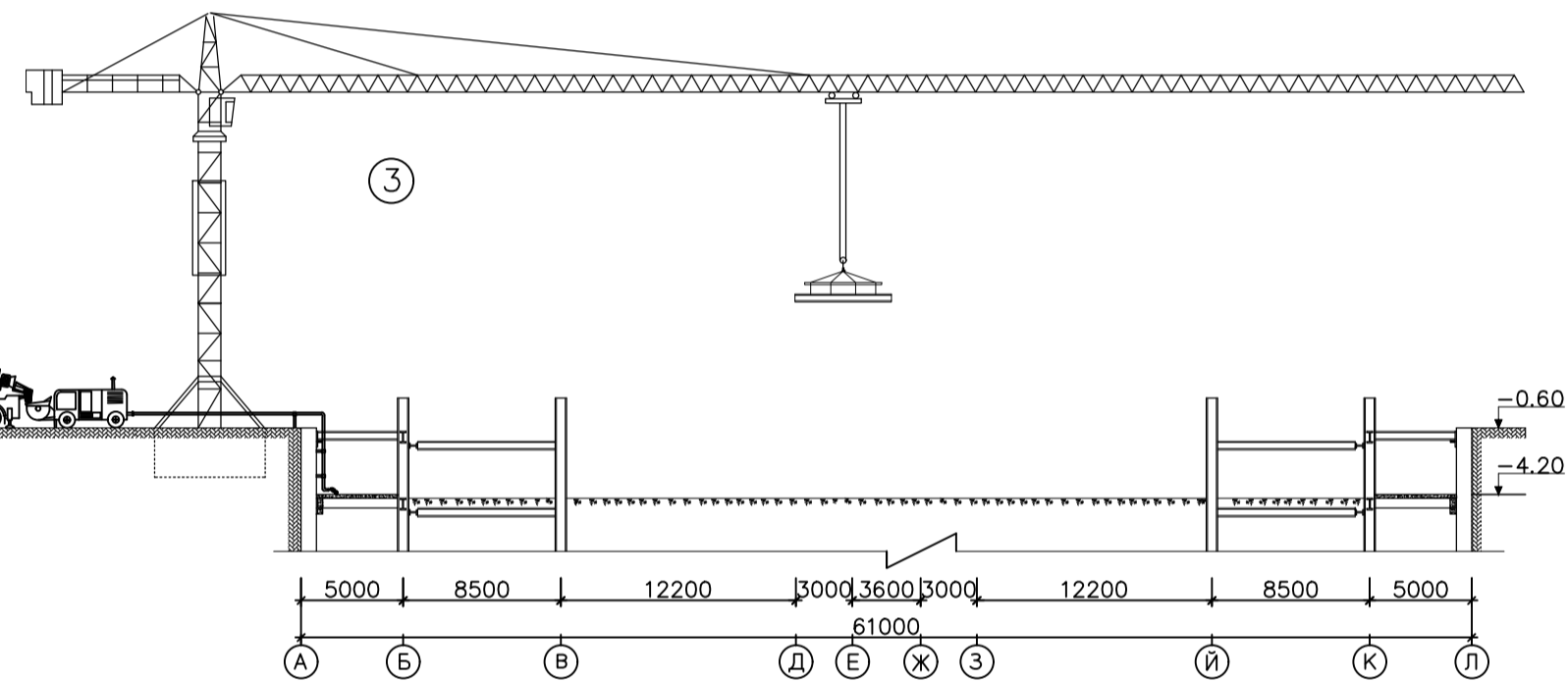
Potain mD365-bl12



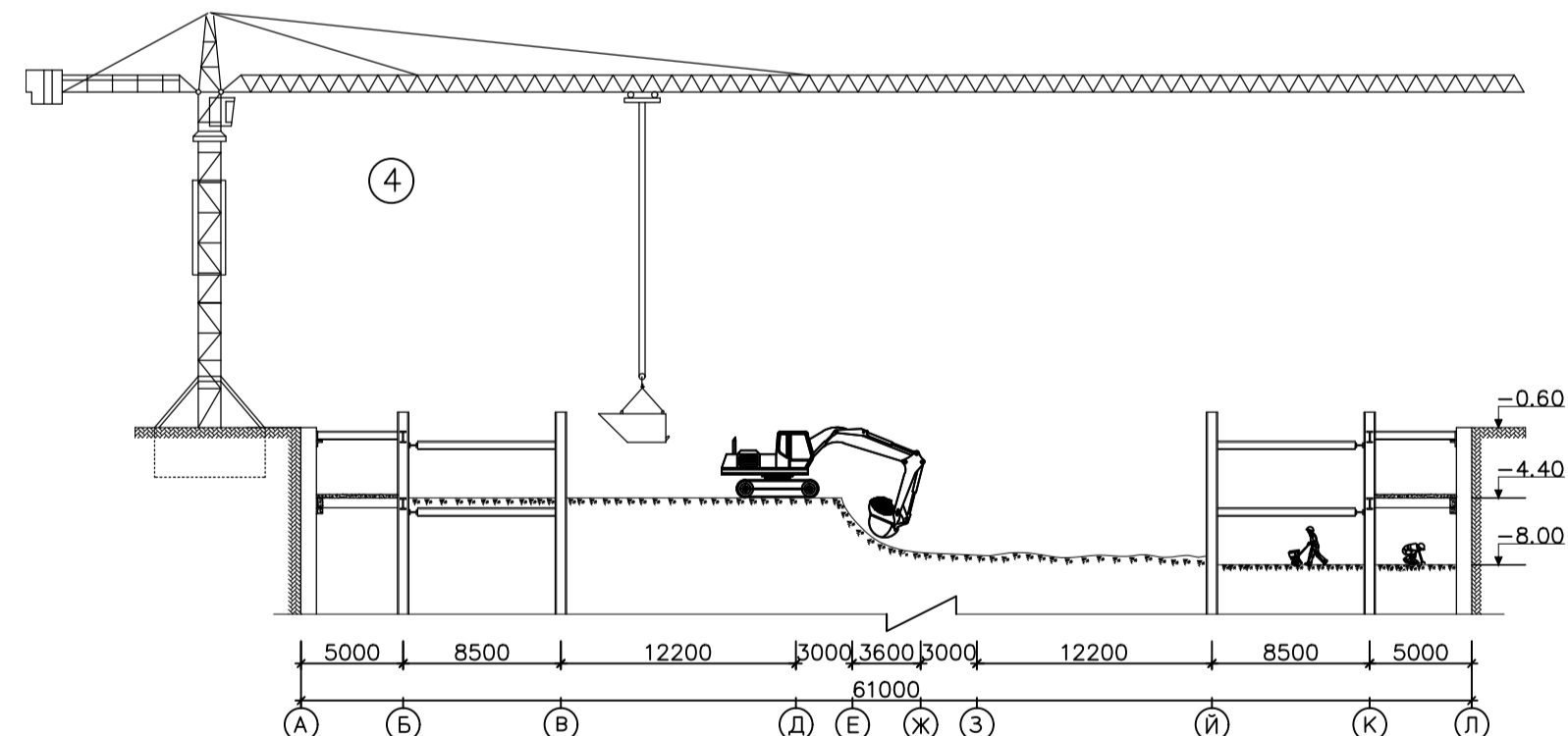
Potain mD365-bl12



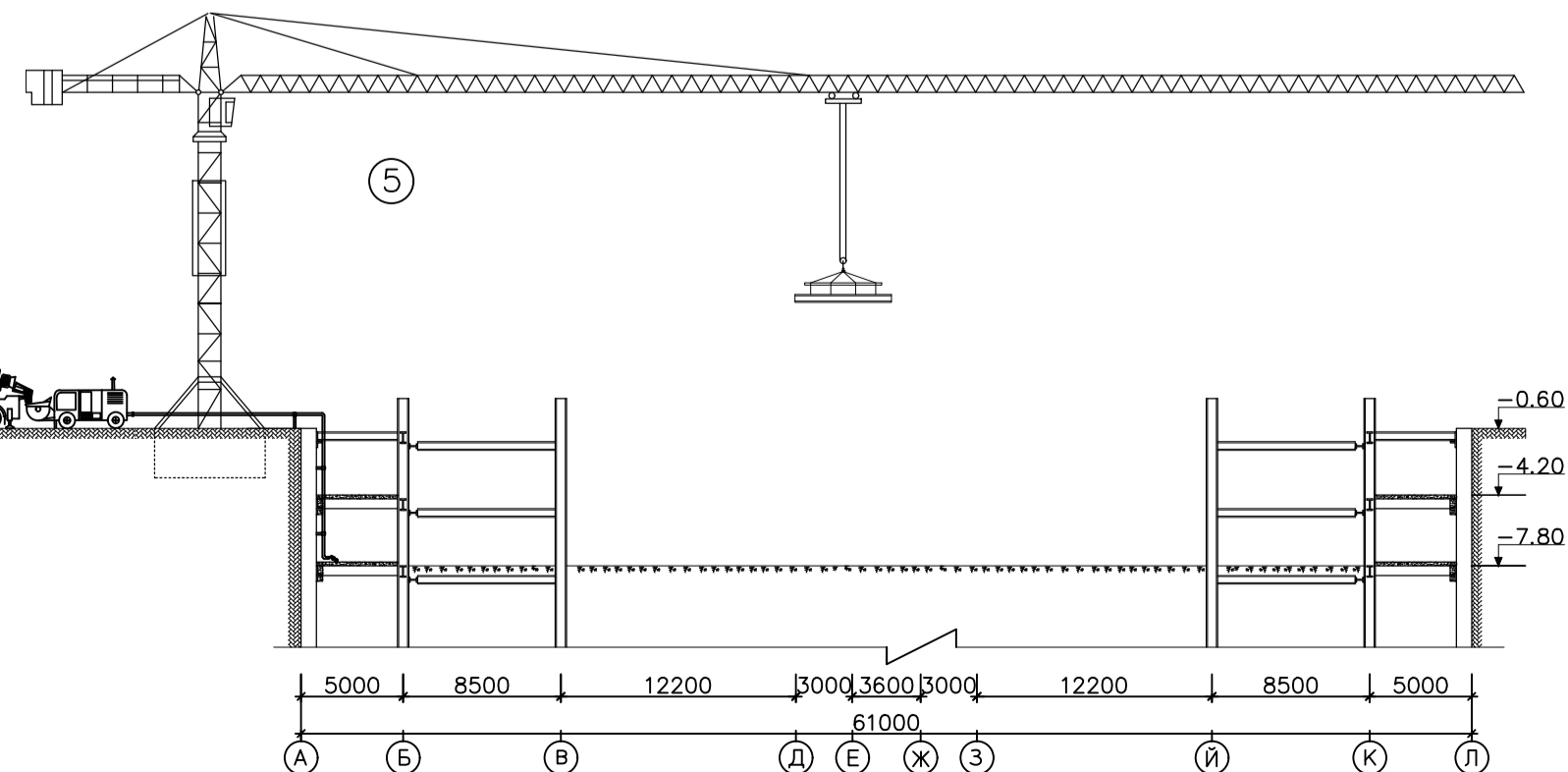
Potain mD365-bl12



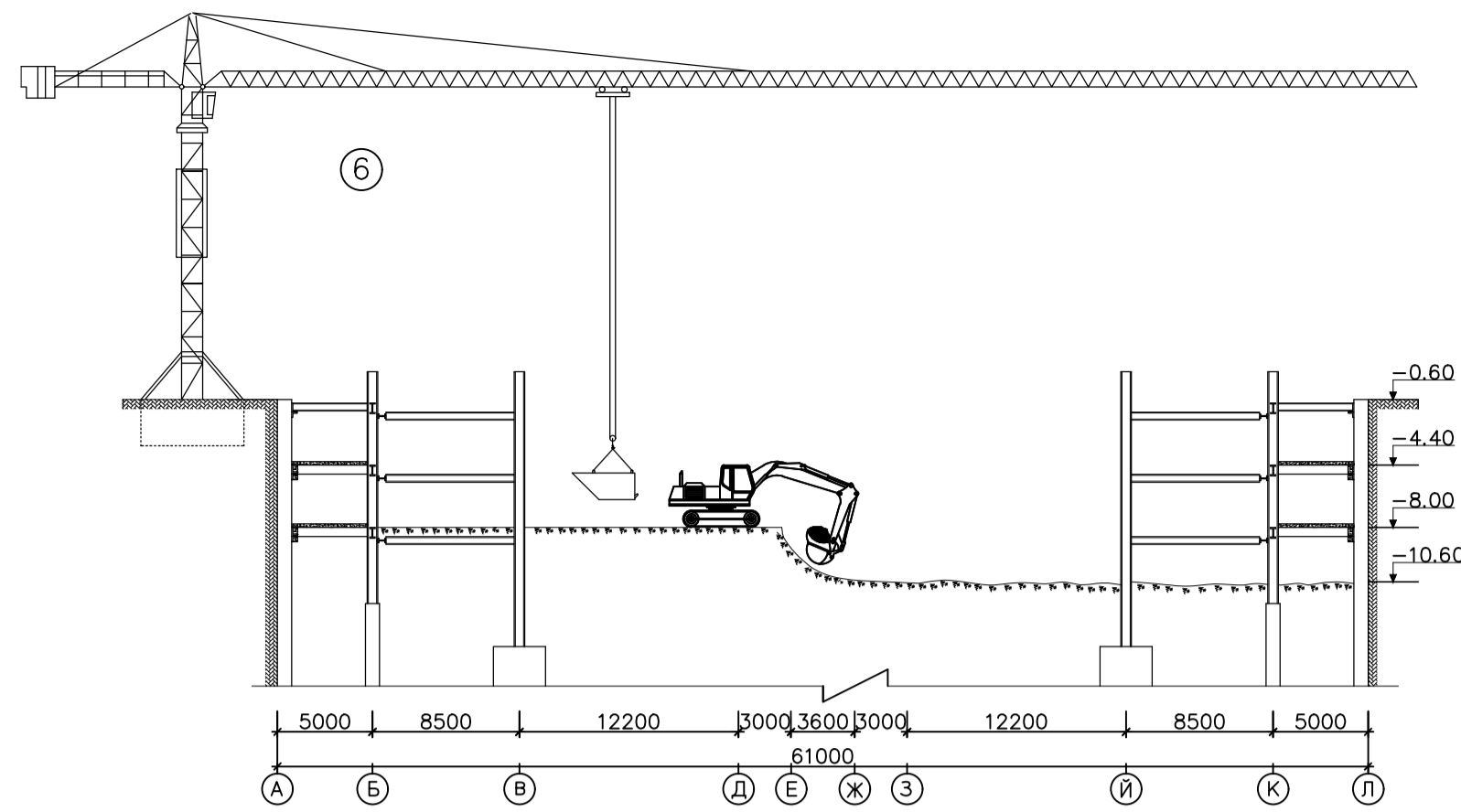
Potain mD365-bl12



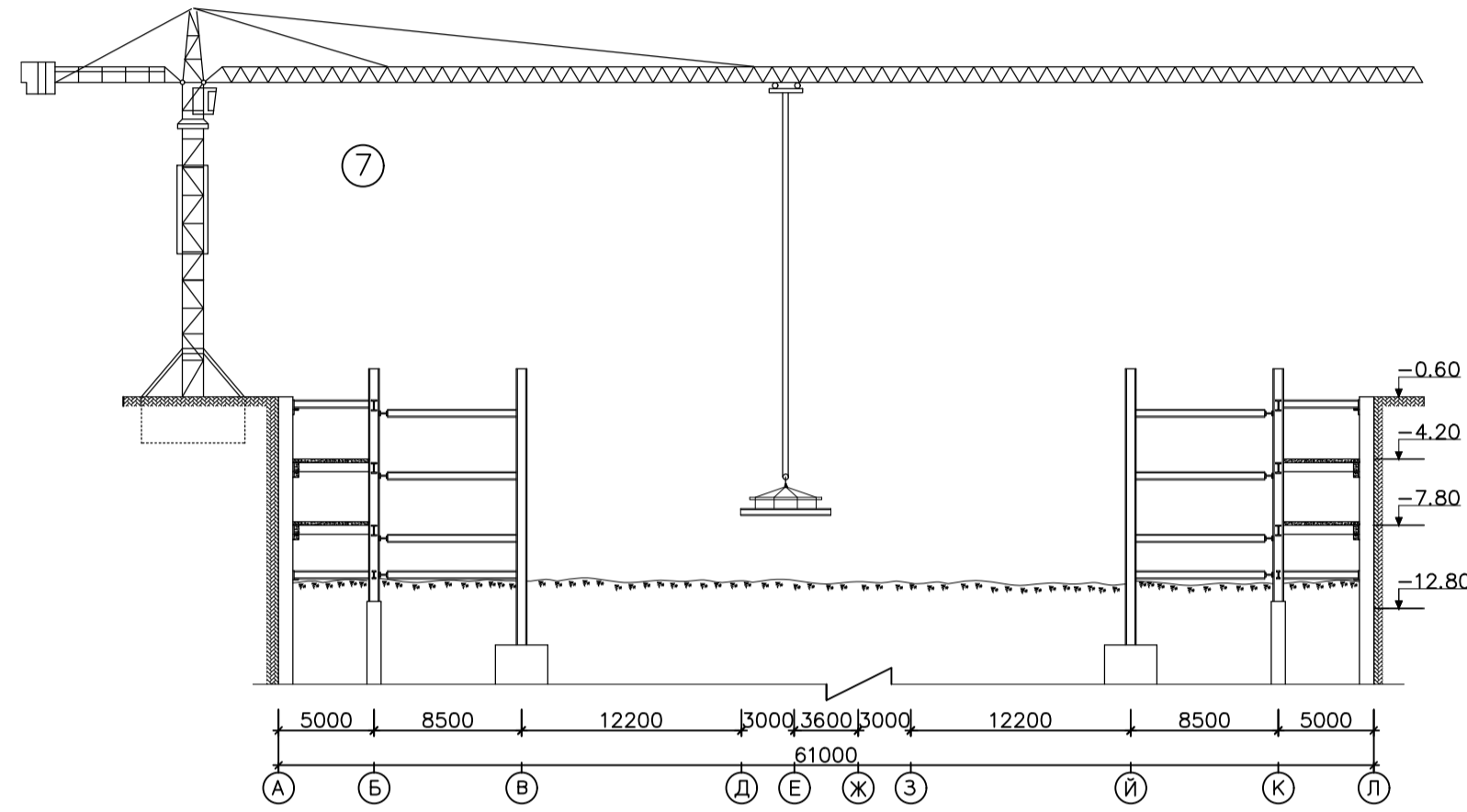
Potain mD365-bl12



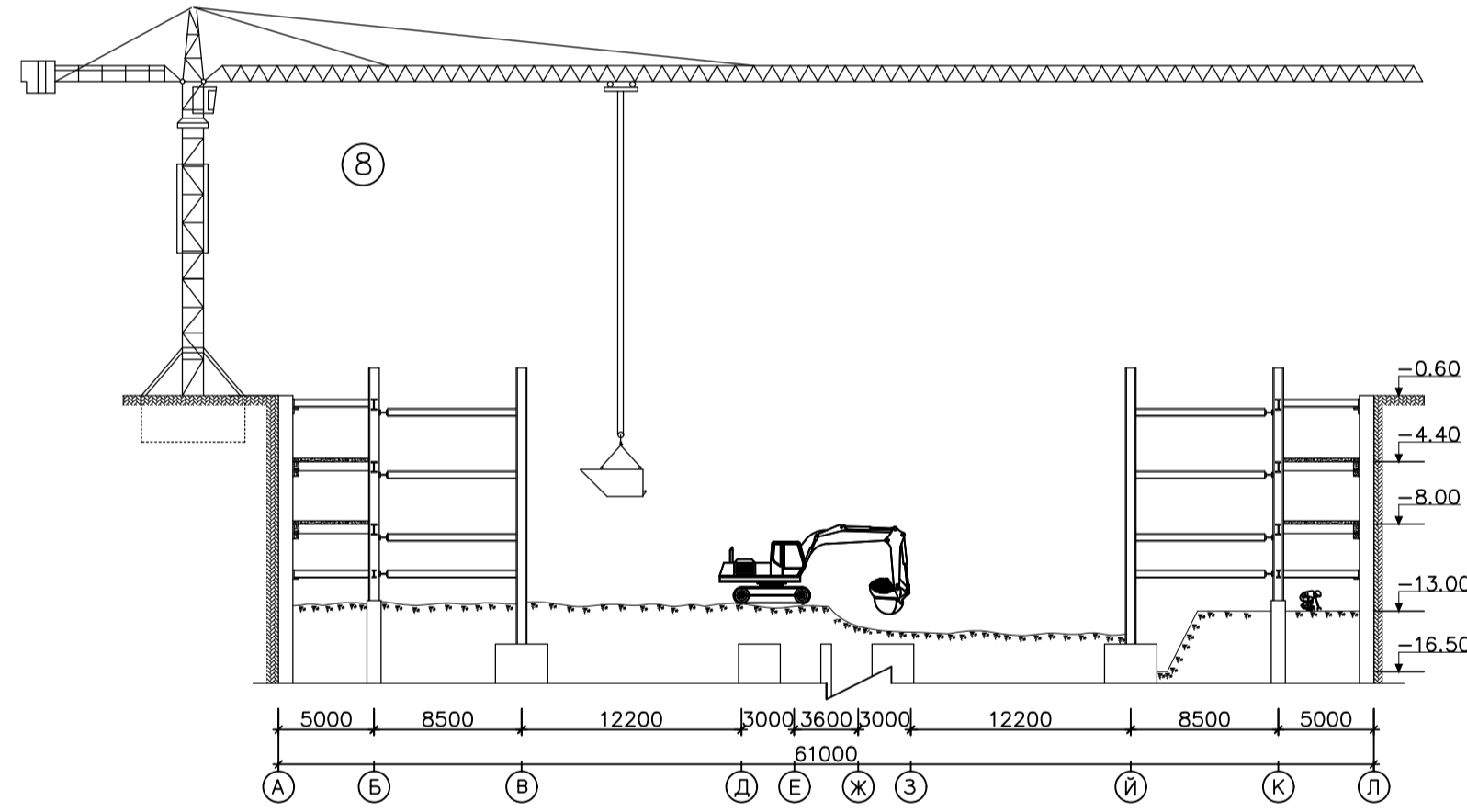
Potain mD365-bl12



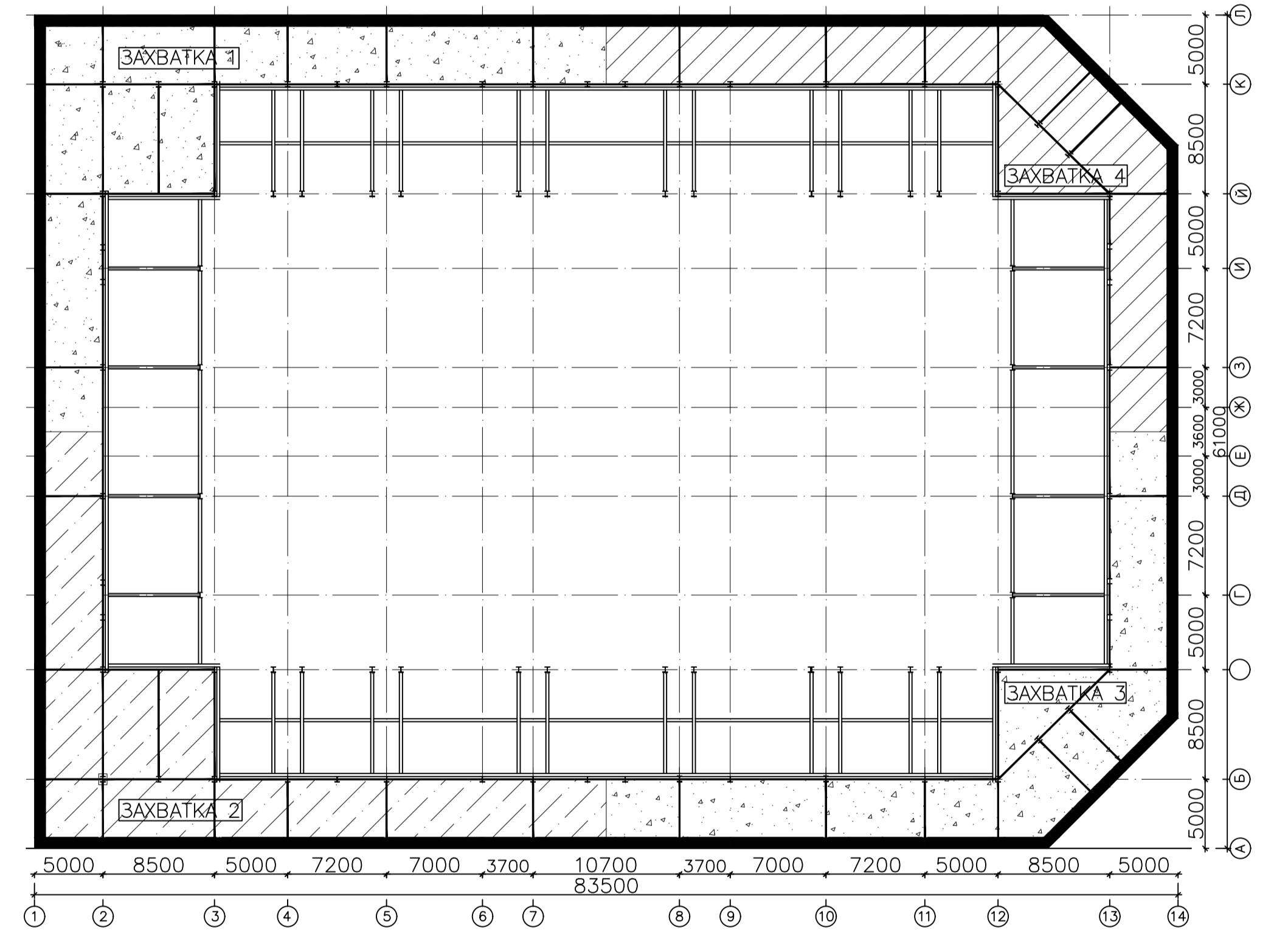
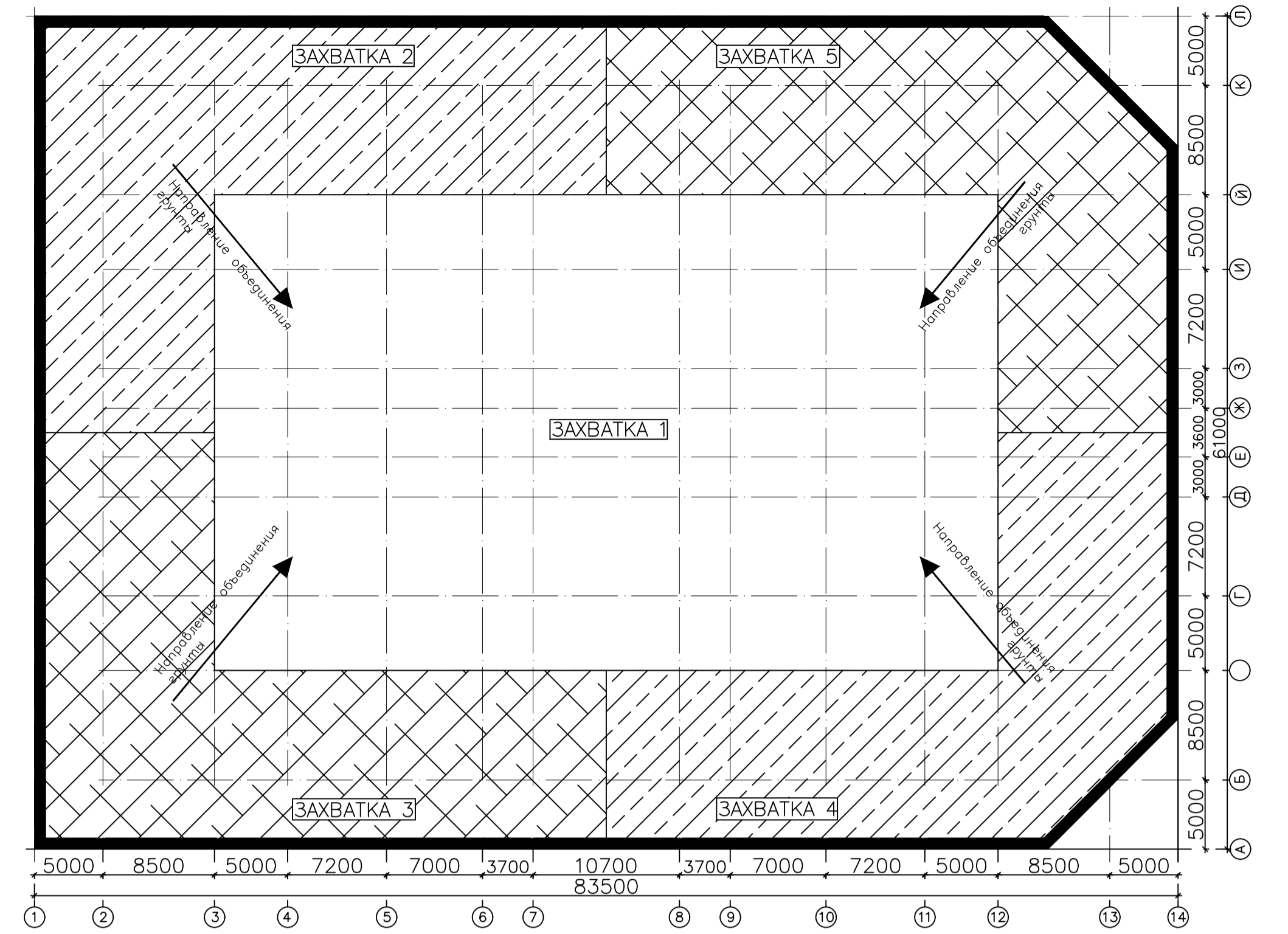
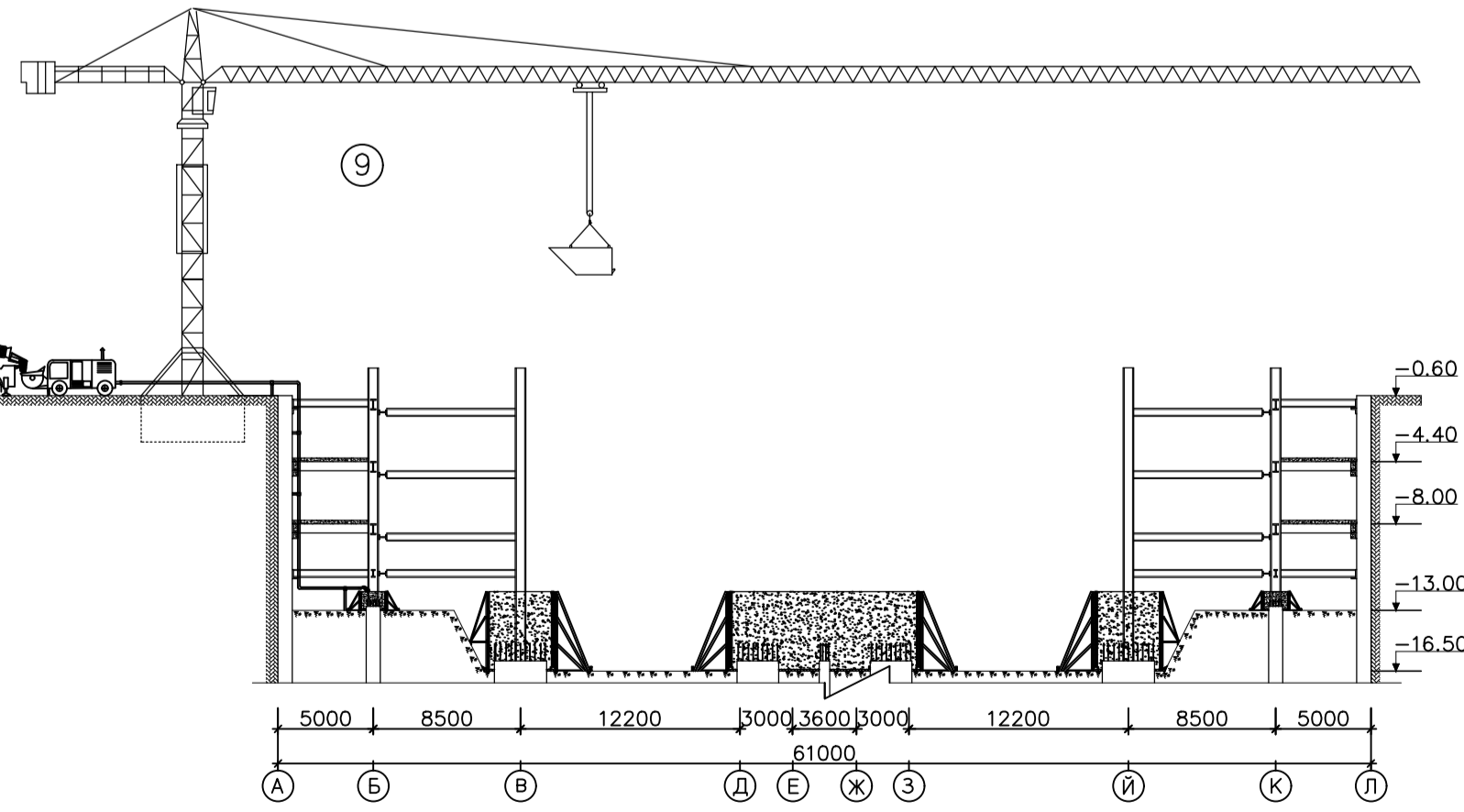
Potain mD365-bl12



Potain mD365-bl12



Potain mD365-bl12



Последовательных работ

1. Устройство системы крепления от отметке -0,6м
2. Откопка грунта от отметке -0,6м до отметке -4,4м
3. Устройство балок, перекрытий, опорных подпорок на отметке -4,2м
4. Откопка грунта от отметке до отметке -8,0м
5. Устройство балок, перекрытий, опорных подпорок на отметке -7,8м
6. Откопка грунта до отметке -10,6м
7. Устройство крепежных опорных стенок на отметке -10,6м
8. Откопка грунта до дне подушки (до отметке -16,5м)
9. Устройство свайных подушек и подвальных подушек

ЭКСКАВАТОР КОБЕЛКО	
Емкость ковша - Q	м³ 0,7
Радиус откопки грунта - R	м 5,0
Высота сброса грунта	м 2,2
Вес экскаватор	м 5,1
Ширина экскаватор	м 2,1
Глубина откопки грунта	м 3,5

БЕТОНОПОСОС NPC 750FC	
Мощность	м³/ч 80
Емкость	кВт 185
Пмин	м 95
Пмакс	м 480

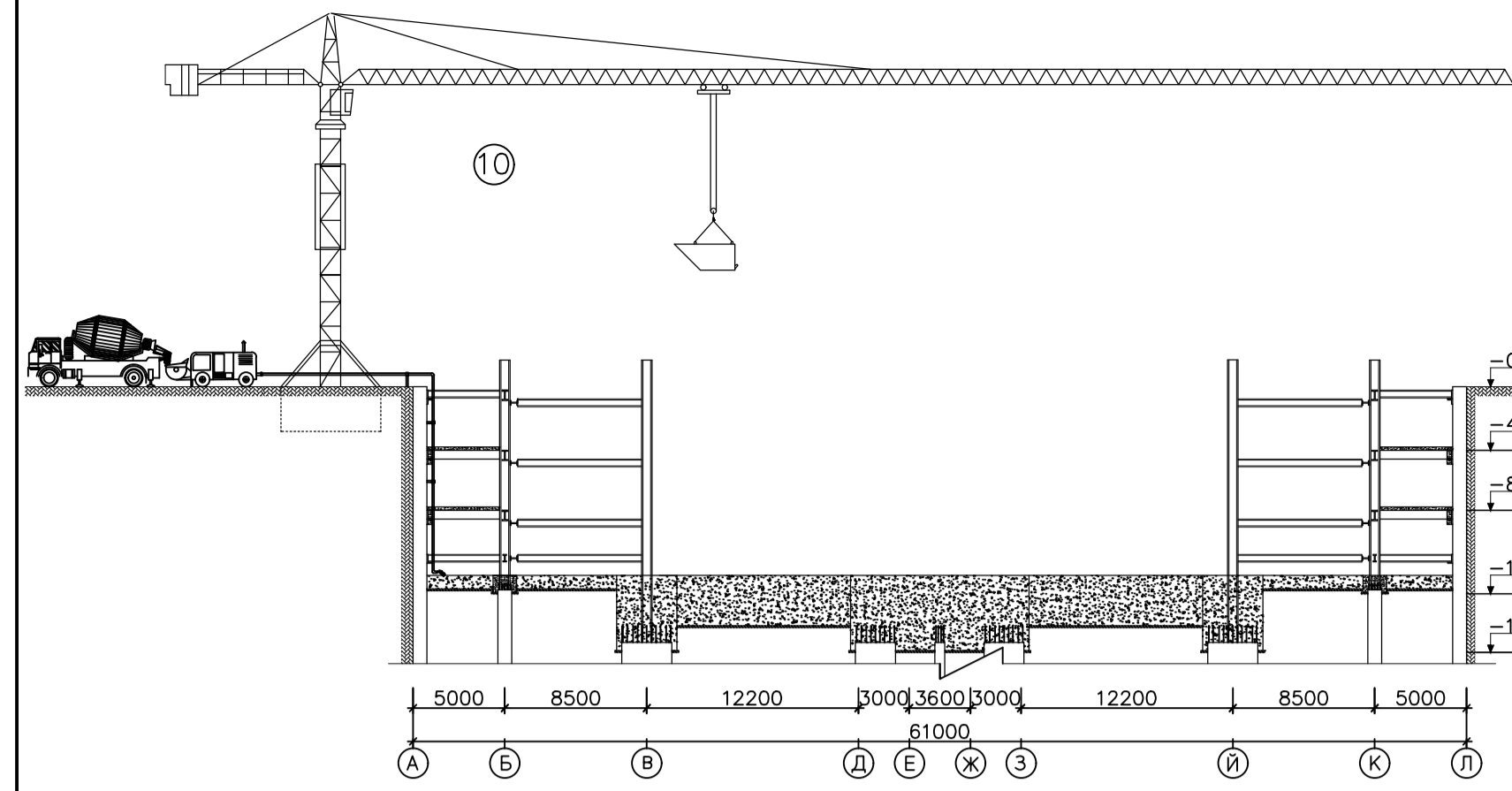
ВАШЕННЫЙ КРАН MD365-БЛ12	
Мин. грузоподъемность	м 3,65
Макс. грузоподъемность	м 8,55
Максимальный пролет	м 76,8
Высота подъема	м 171,4

БЕТОННАЯ ТРАНСПОРТНАЯ МАШИНА	
Основная машина	КАVAZ-5511
Емкость бетоносмесителя	м 6,0
Емкость водяного бака	м 0,75
Мощность двигателя смесителя	53 CV
Скорость вращения смесительного барабана	об/мин 9-14,5
Скорость движения	км/ч 40

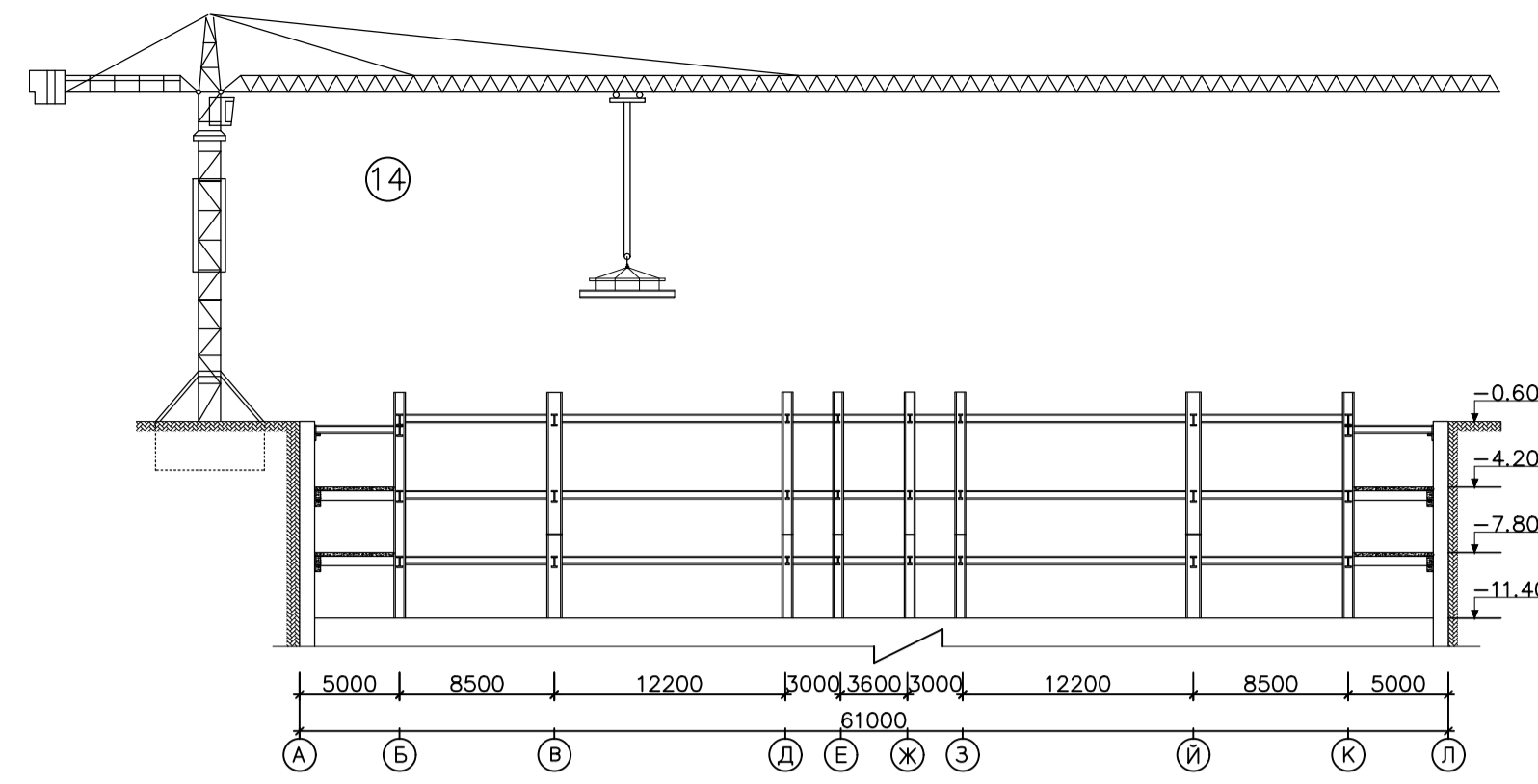
НИУ МГСУ 08.03.01 - ВКР - 2020					
Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Ханово					
Изм.	Коп.уч.	Лист	Издок	Подпись	Дата
Разработал	Ле Чунь Хуэй				
Консультант	Никитина Н.С.				
Этапы производства работ при возведении сооружения методом сверху вниз (1)			Стадия	Лист	Листов
			ВКР	12	15
Н. контр. Знаменский В.В. Зав. каф./РСР Чунож Д.Ю.			Кафедра «Механика грунтов и взлетных»		



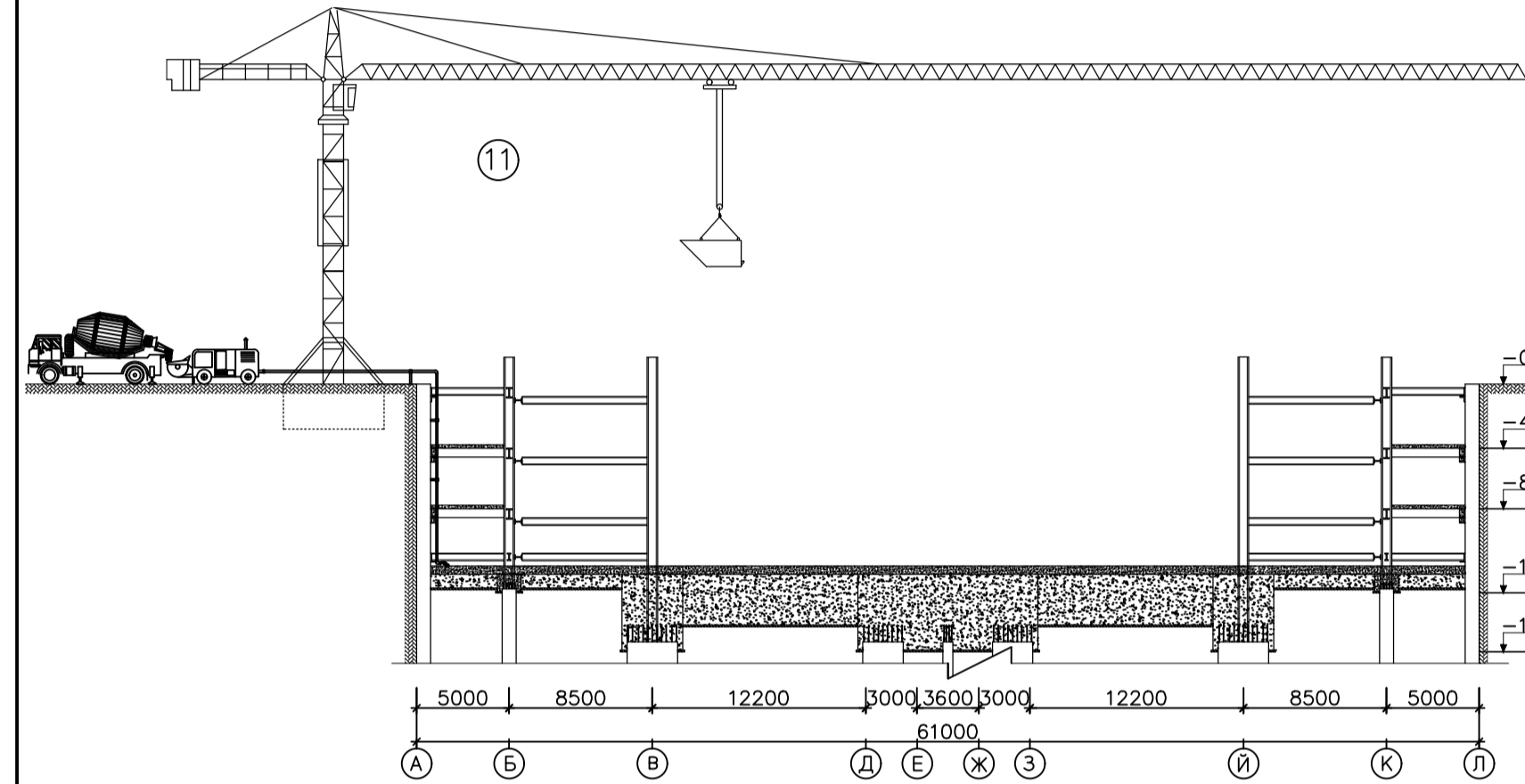
Potain mD365-bl12



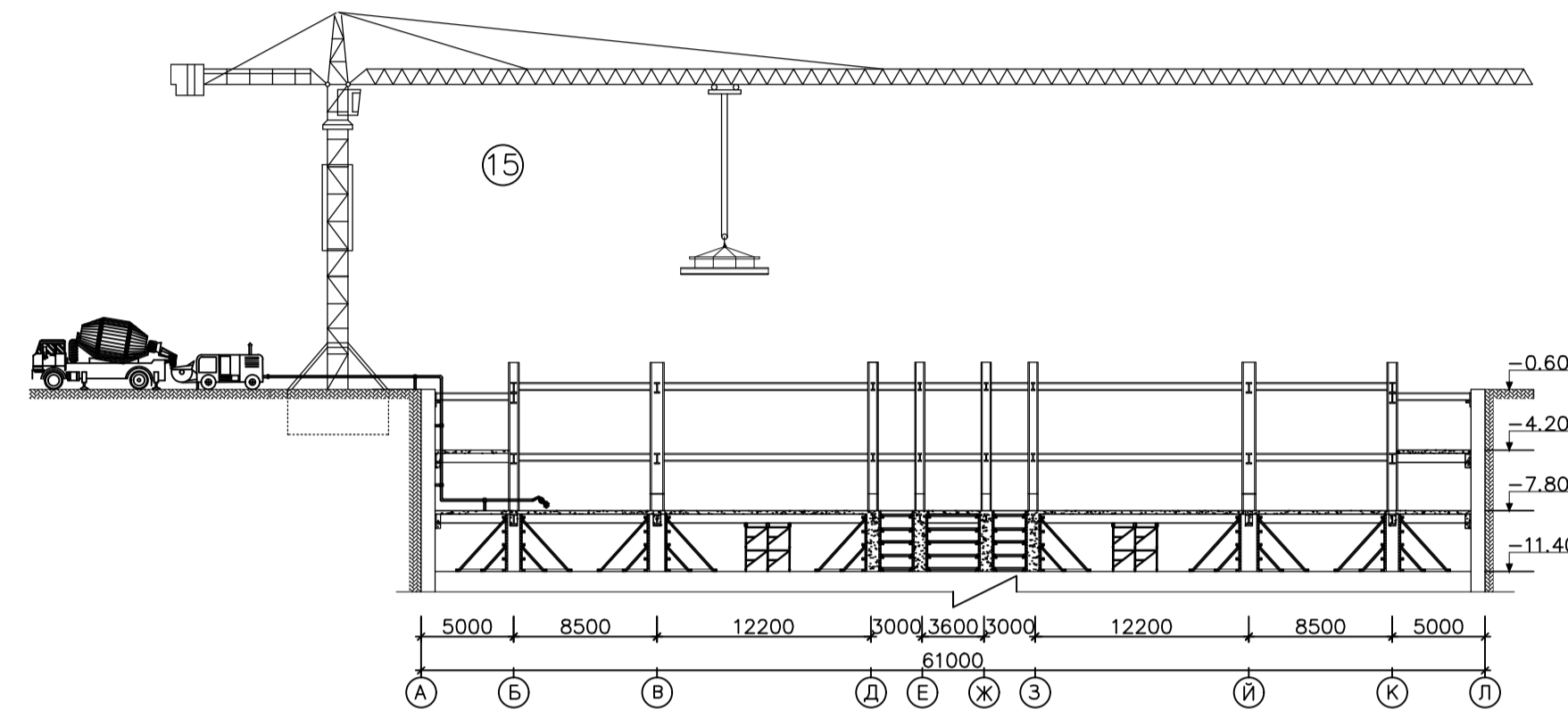
Potain mD365-bl12



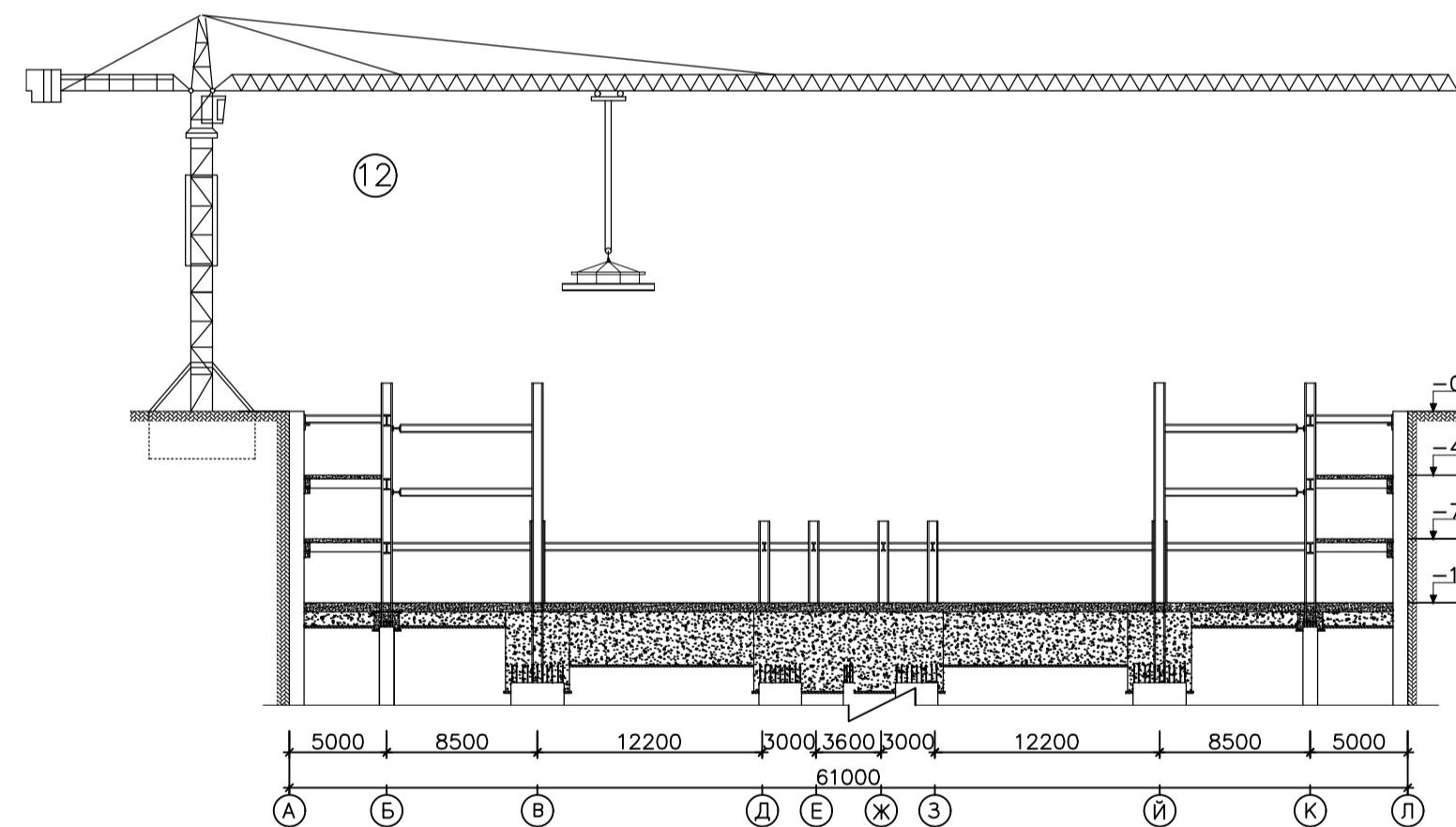
Potain mD365-bl12



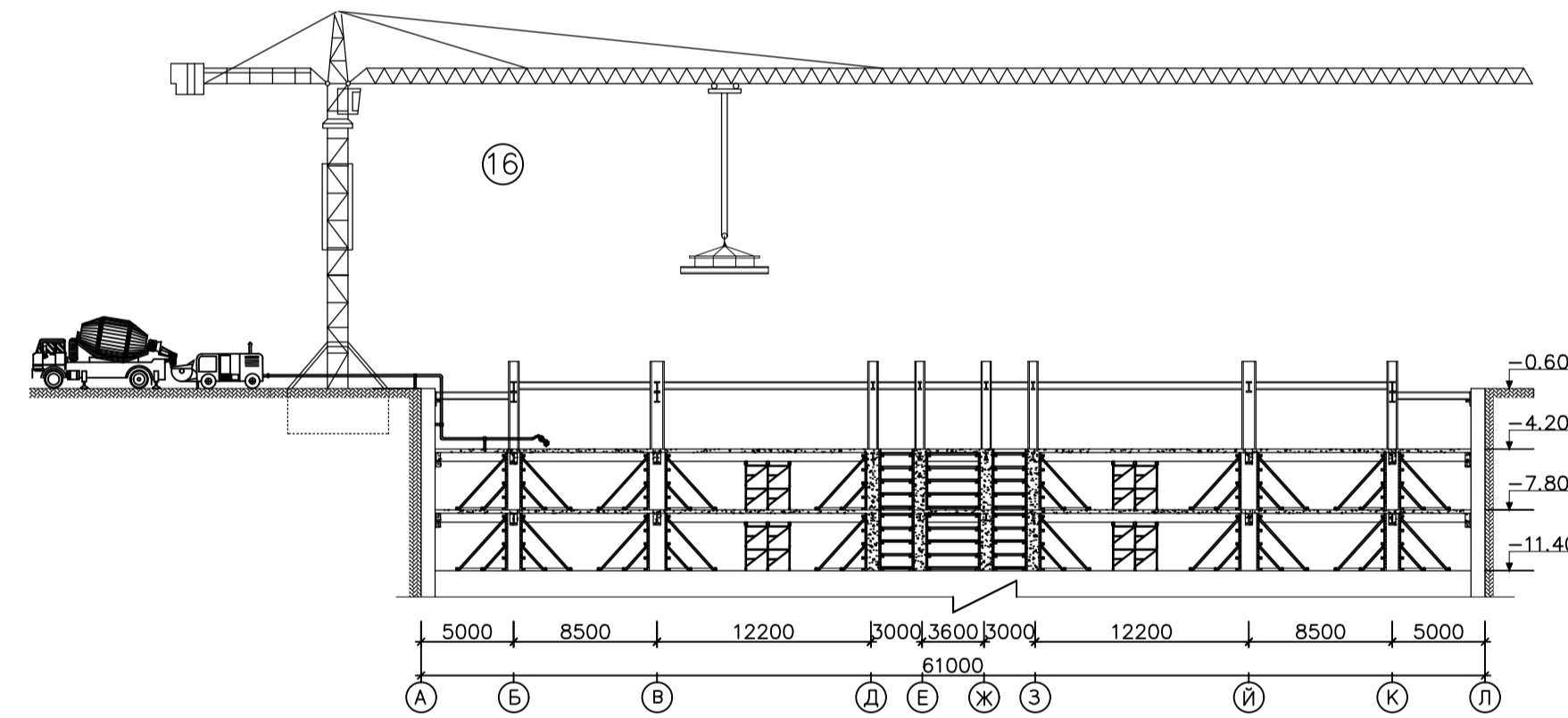
Potain mD365-bl12



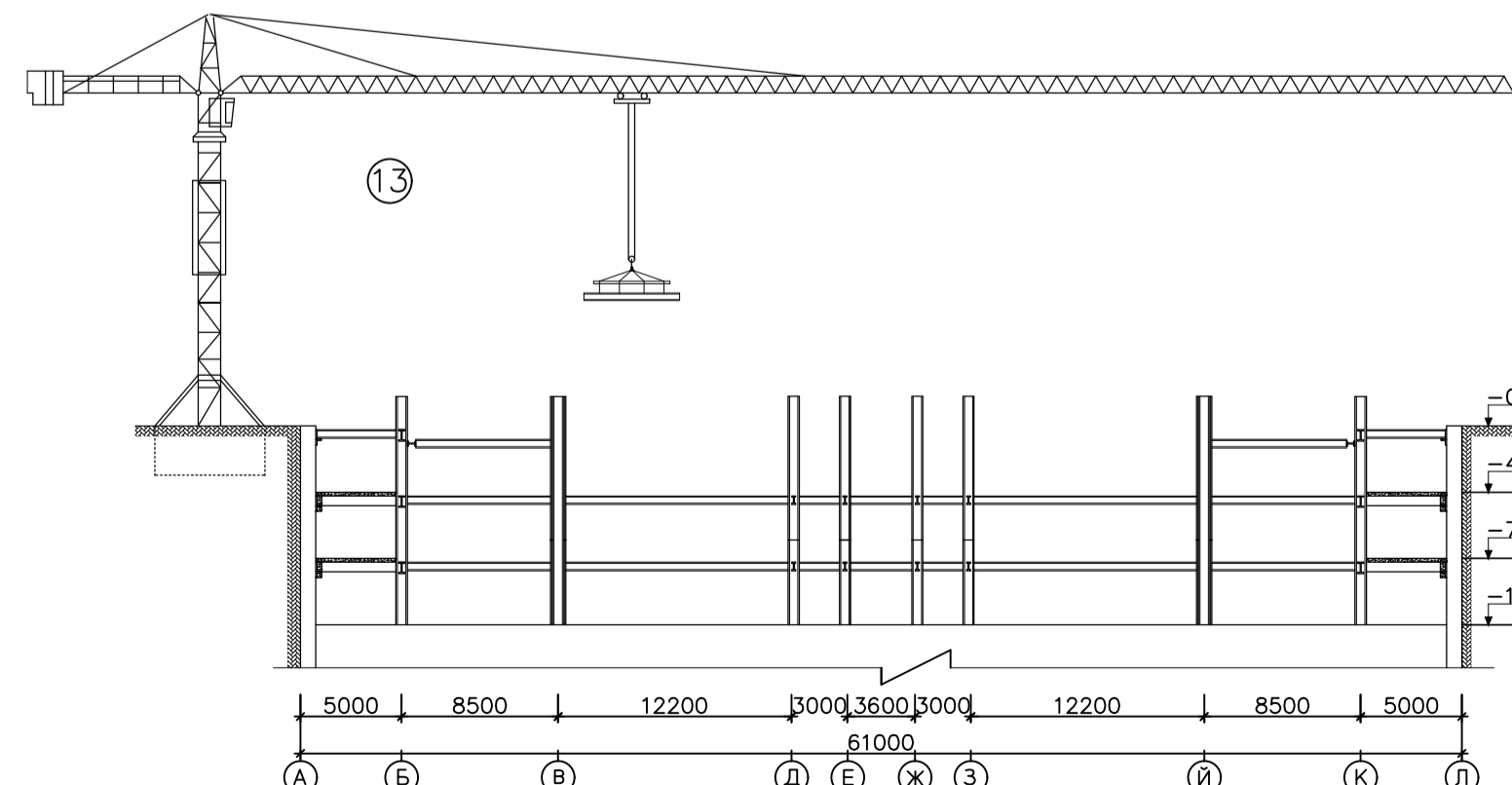
Potain mD365-bl12



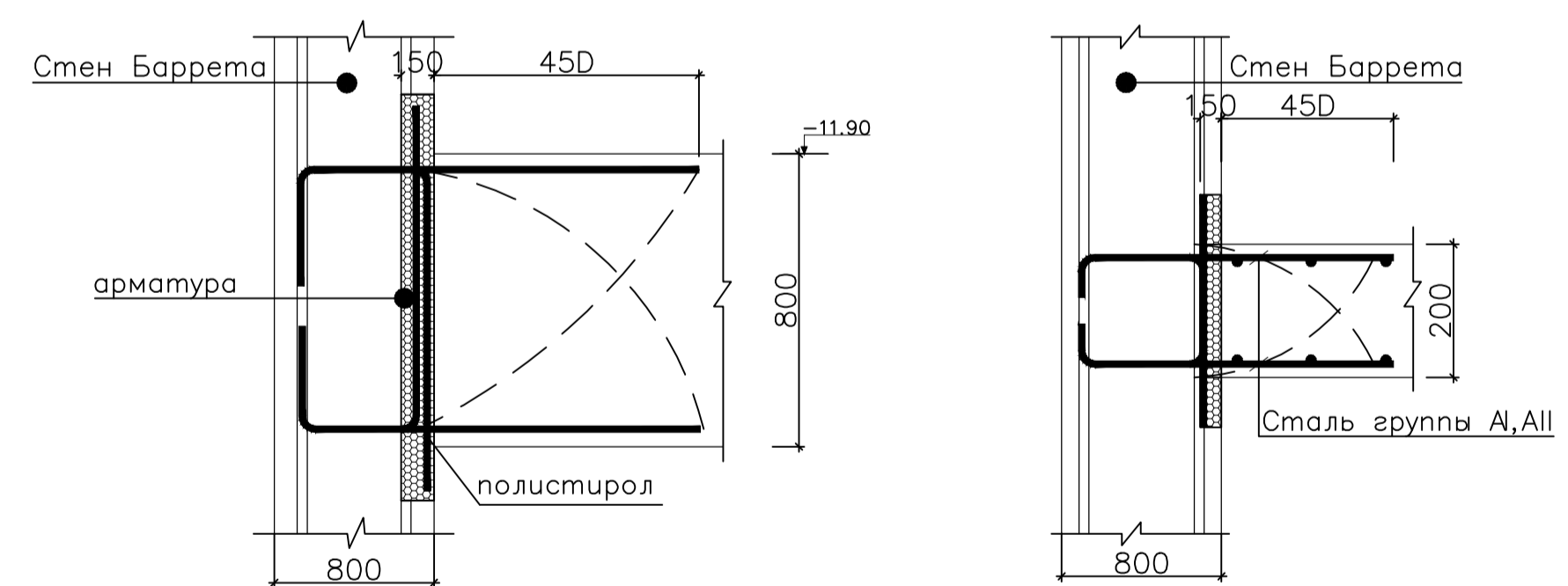
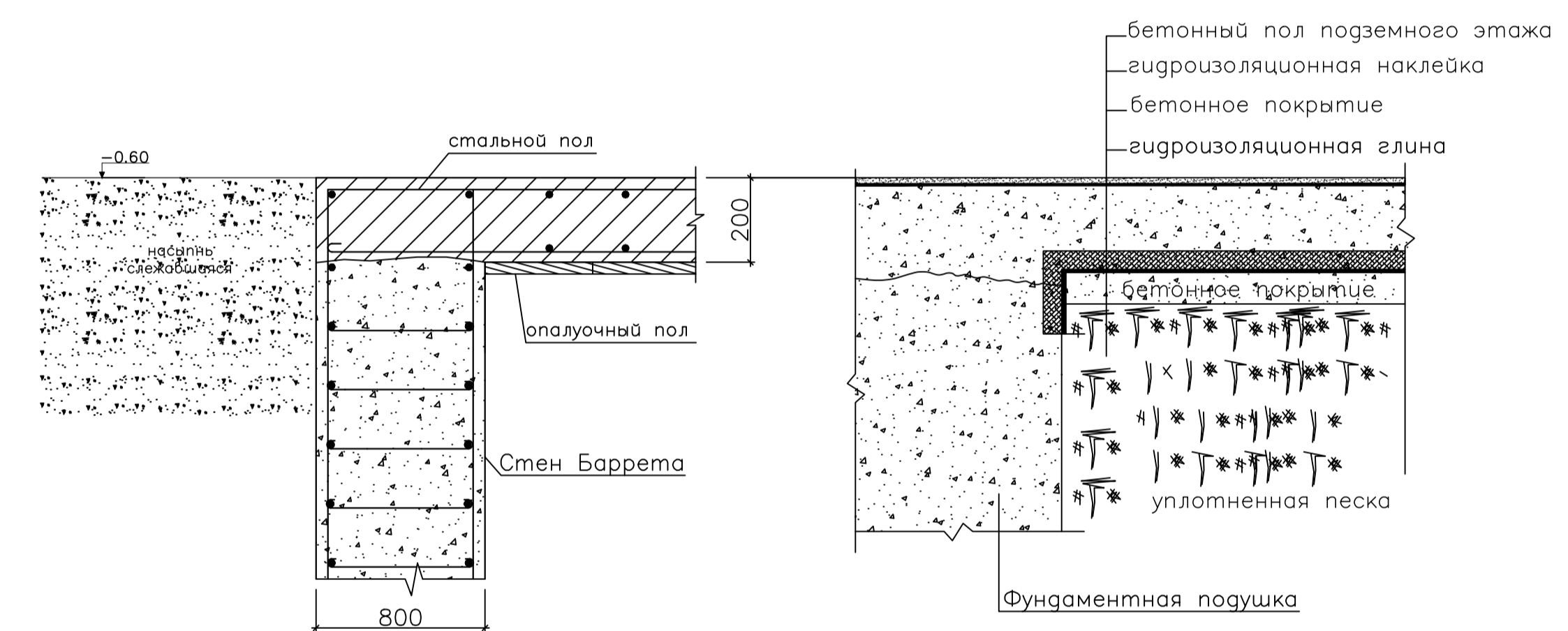
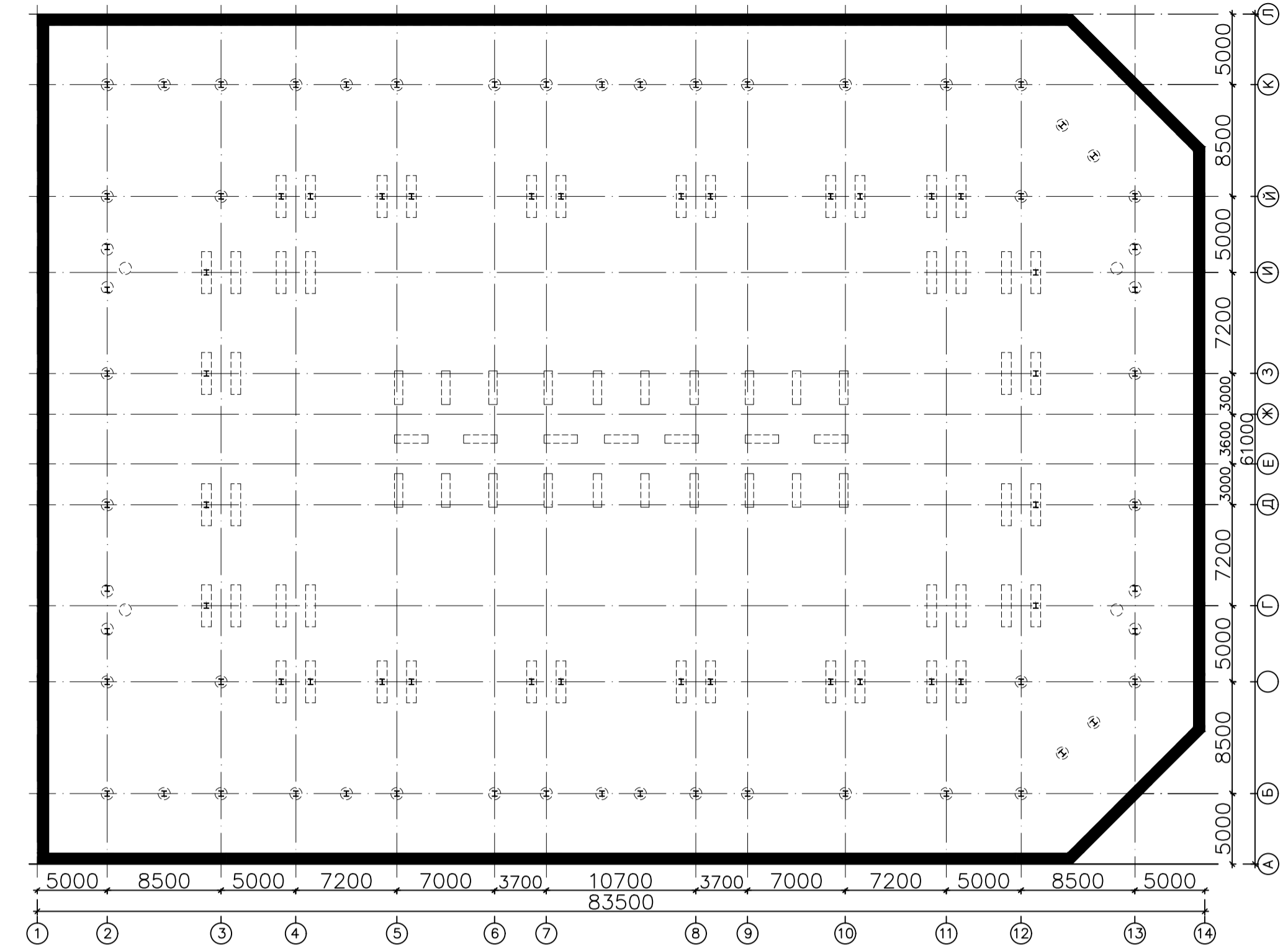
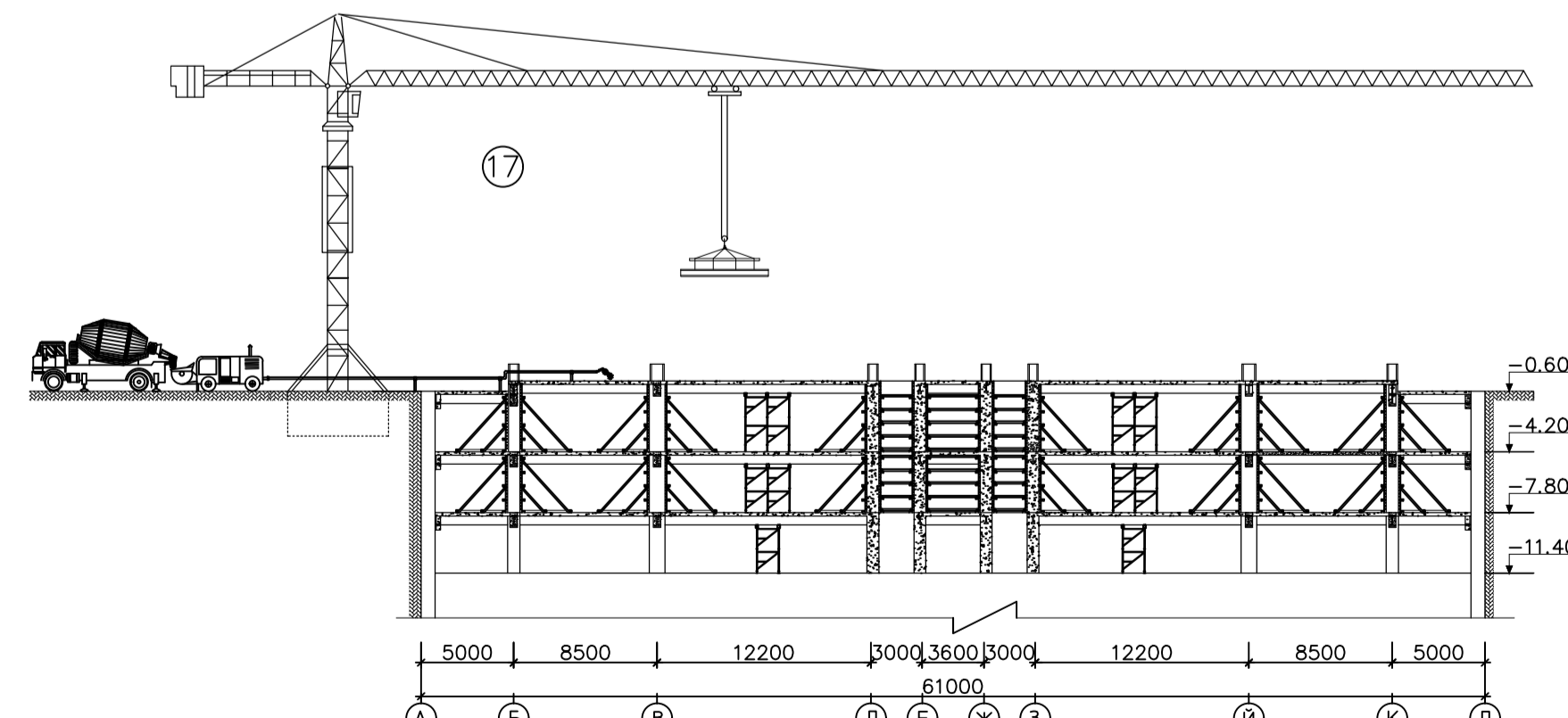
Potain mD365-bl12



Potain mD365-bl12

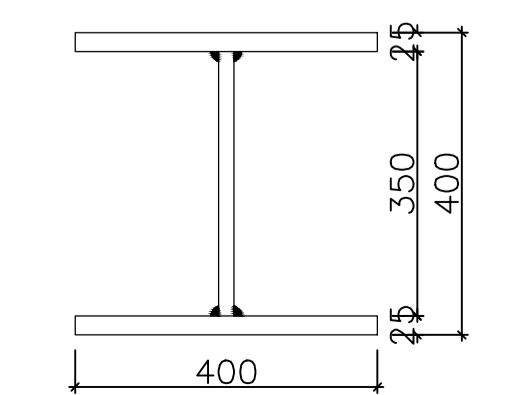


Potain mD365-bl12

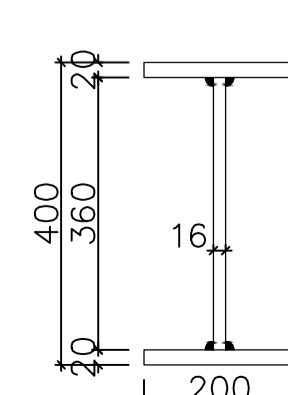


Последовательных работ

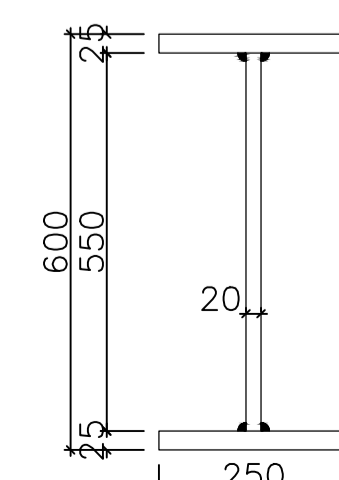
10. Устройство строительства грунта до основания крепежных и фундаментных крепежных систем.
11. Устройство заполнения грунта до основания пола и бетонирование до основания пола.
12. Устройство и монтаж системы колонн, балок цокольного подвала 2.
13. Устройство и монтаж системы балок цокольного подвала 1.
14. Устройство и монтаж балочной системы на первом этаже.
15. Заливка бетона, колонны, стены в подвале 3 и подвале 2.
16. Заливка бетоном колонны, стержни, подвальные стены 2 и подвал 1.
17. Заливка бетонные колонны, стержни, подвалы на цокольный этаж 1 и цокольный первый этаж.



Сечение поддержка колонок

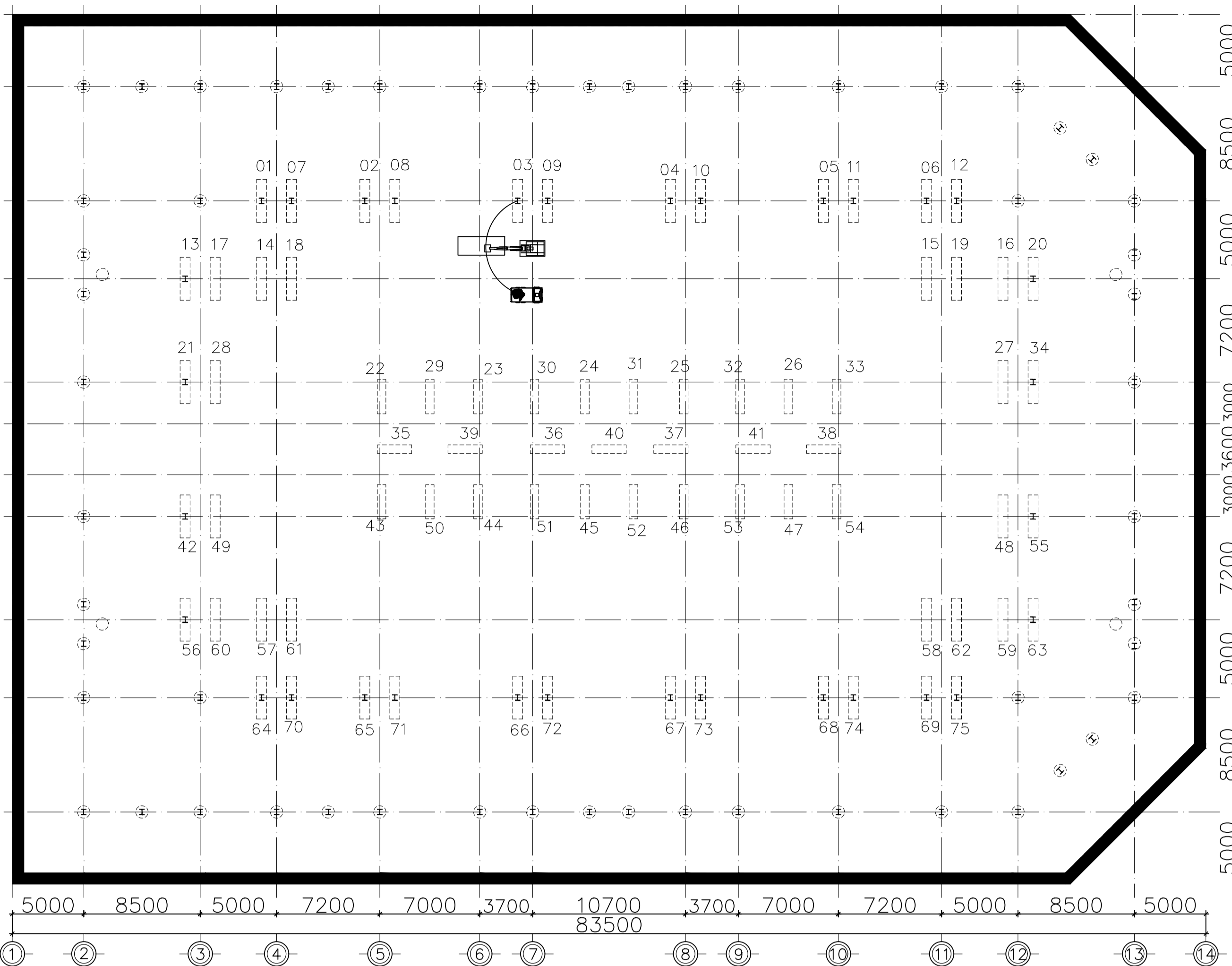


Сечение дополнительного балки

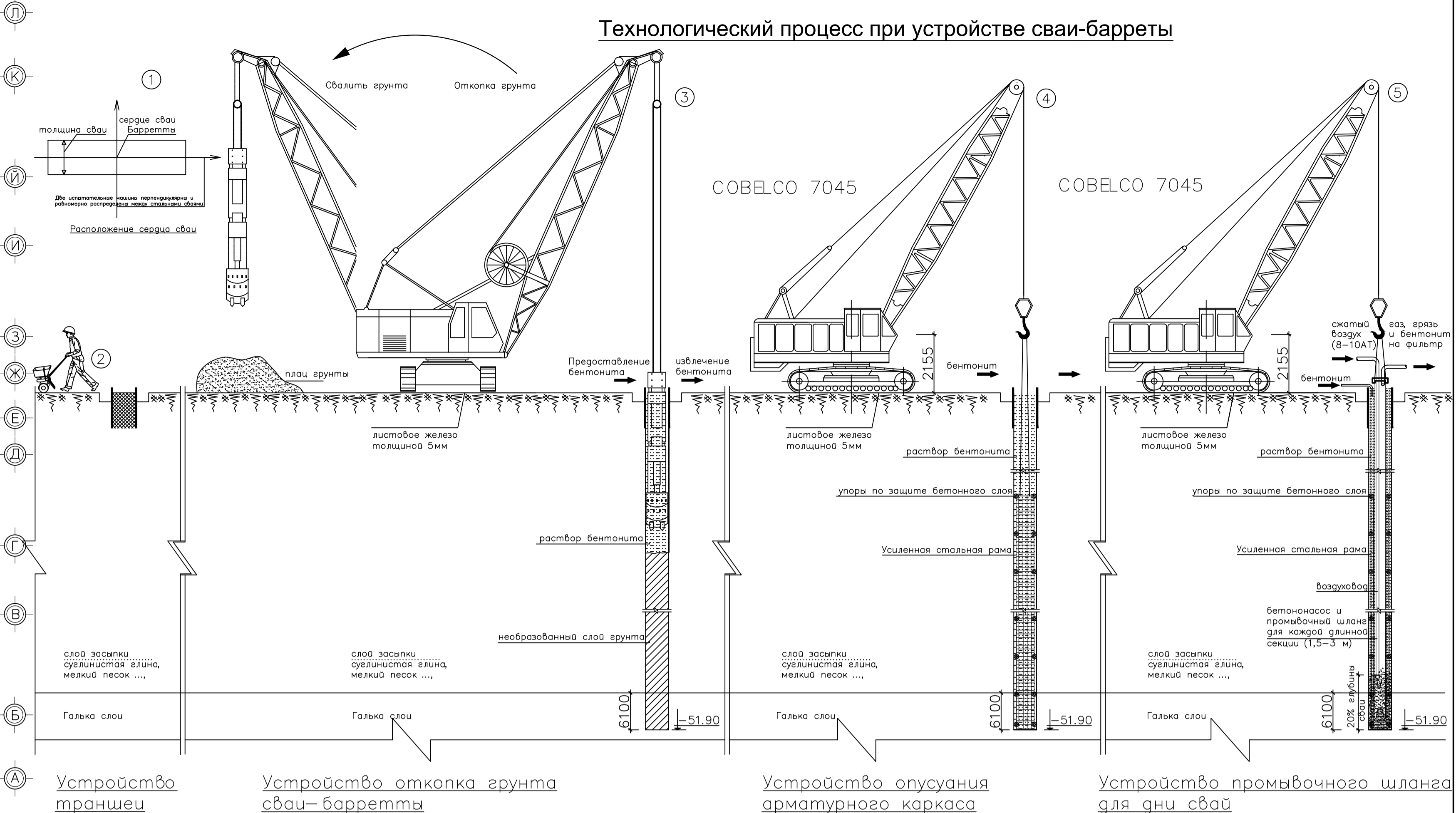


Сечение главного балки

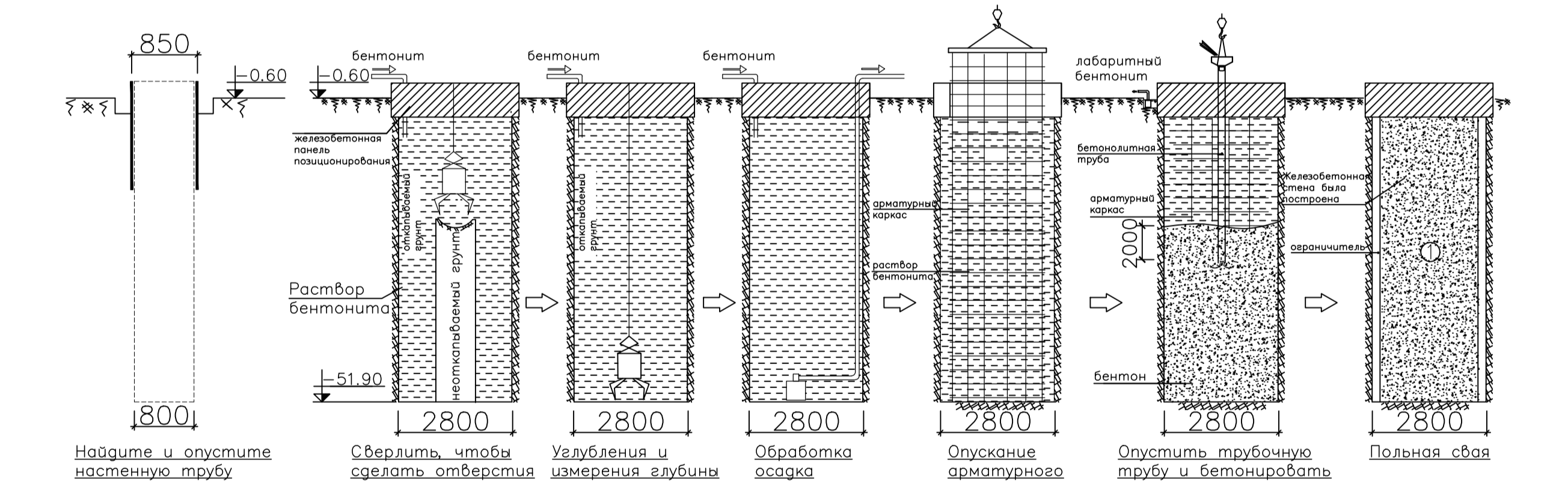
НИУ МГСУ 08.03.01 - ВКР - 2020					
Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Ханово					
Изм.	Коп.уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата
Разработал	Ле Чунг Хуиу				
Консультант	Никитина Н.С.				
Этапы производства работ при возведении сооружения методом сверху вниз (2)			Стадия	Лист	Листов
			ВКР	13	15
Н. контр. Знаменский В.В. Зав. каф./РСР Чунжон Д.Ю.			Кафедра «Механика грунтов и взлетных»		



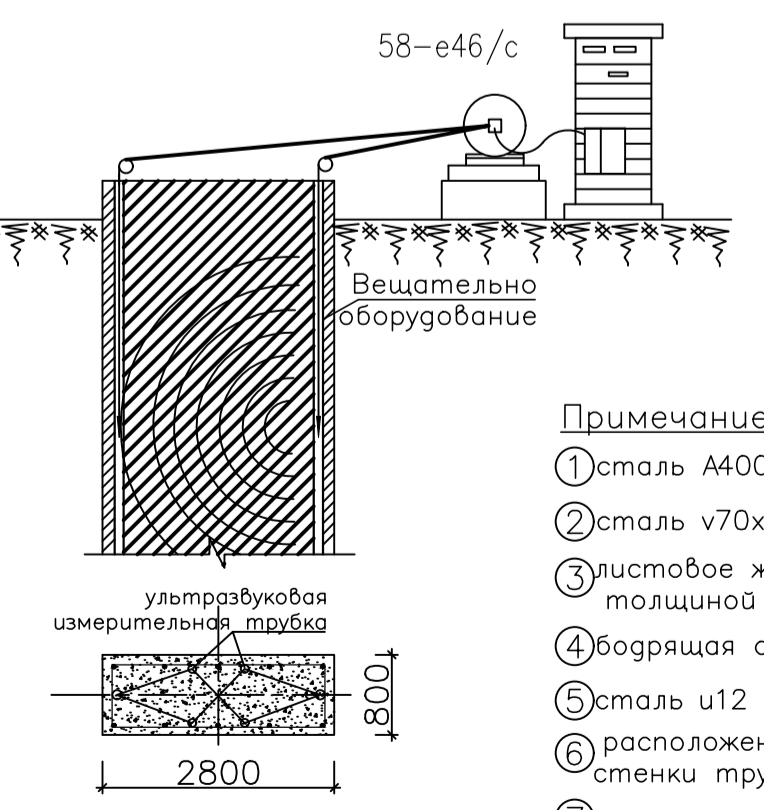
План расположения сваи-барреты М1:250



Технологический процесс при устройстве сваи-барреты

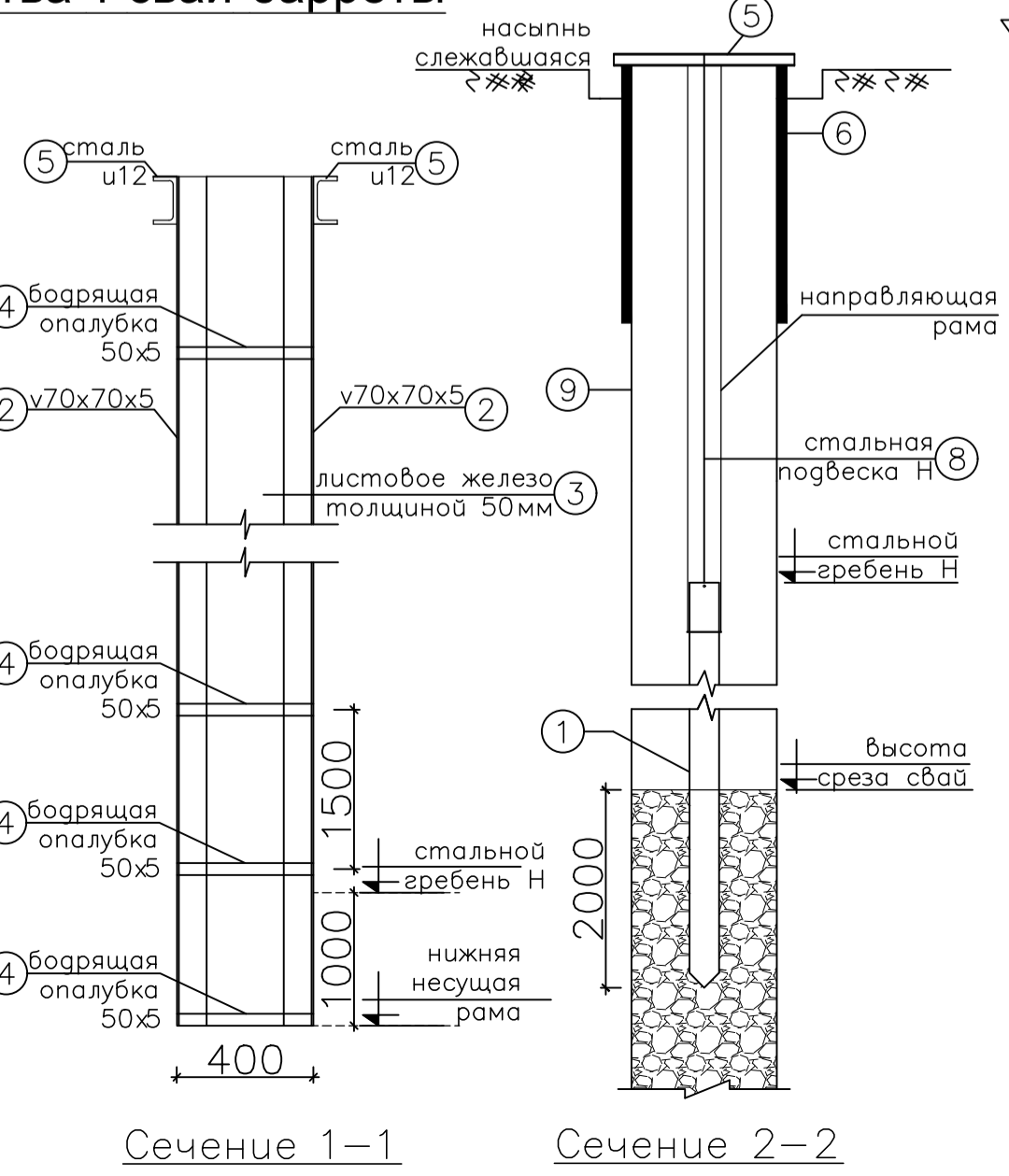


Последовательность устройства 1 сваи-барреты



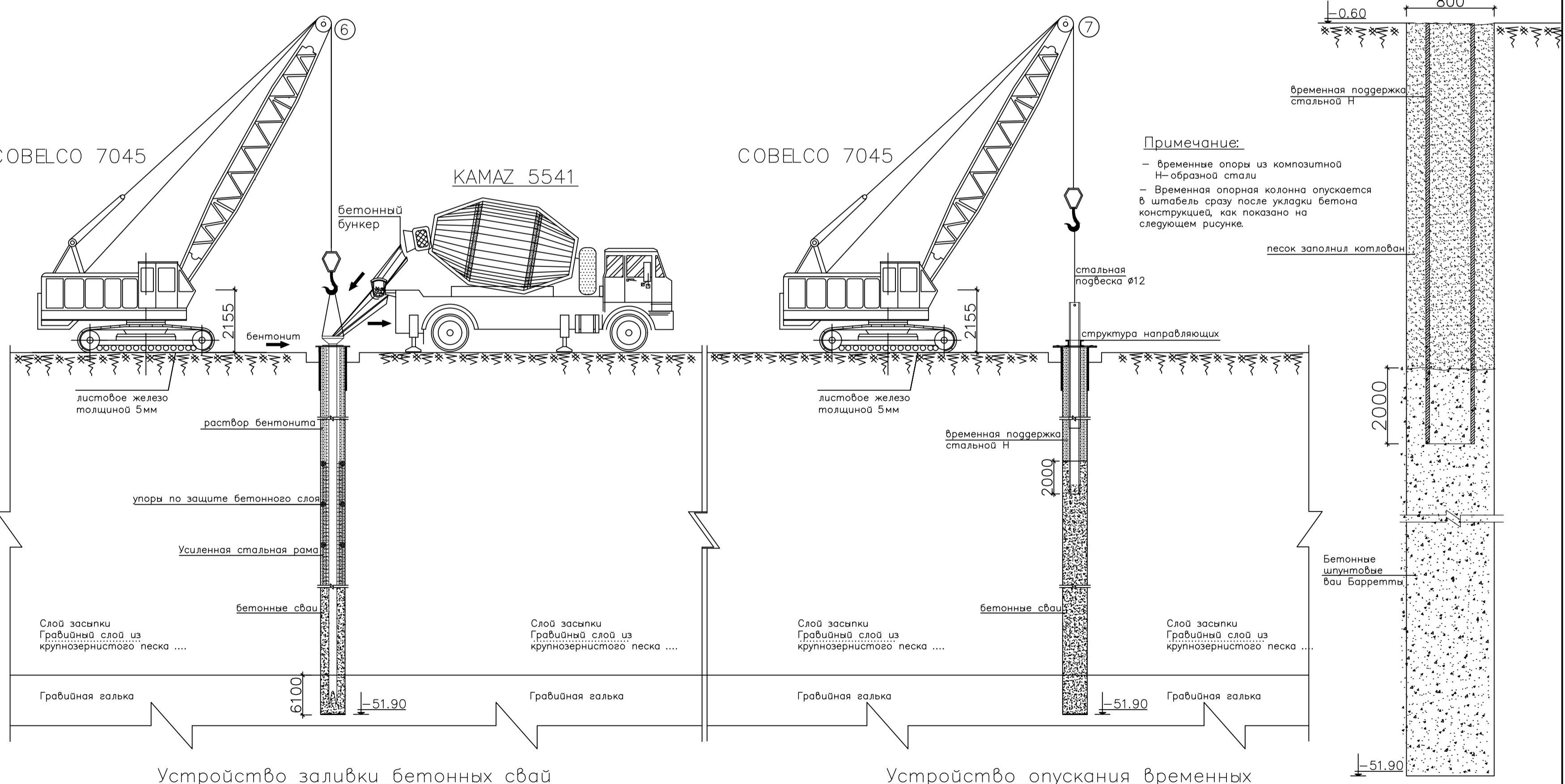
- Примечание:
- 1) сталь А400
  - 2) сталь  $\nu 70 \times 70 \times 5$
  - 3) листовое железо толщиной 50 мм
  - 4) бодрящая опалубка 50x5
  - 5) сталь и12
  - 6) расположение стенки трубы
  - 7) ориентация точка
  - 8) высшая сталь Н
  - 9) глинобитная стена

Площадка опускания стали Н



Сечение 1-1

Сечение 2-2



Устройство заливки бетонных свай

Устройство опускания временных стальных столбов

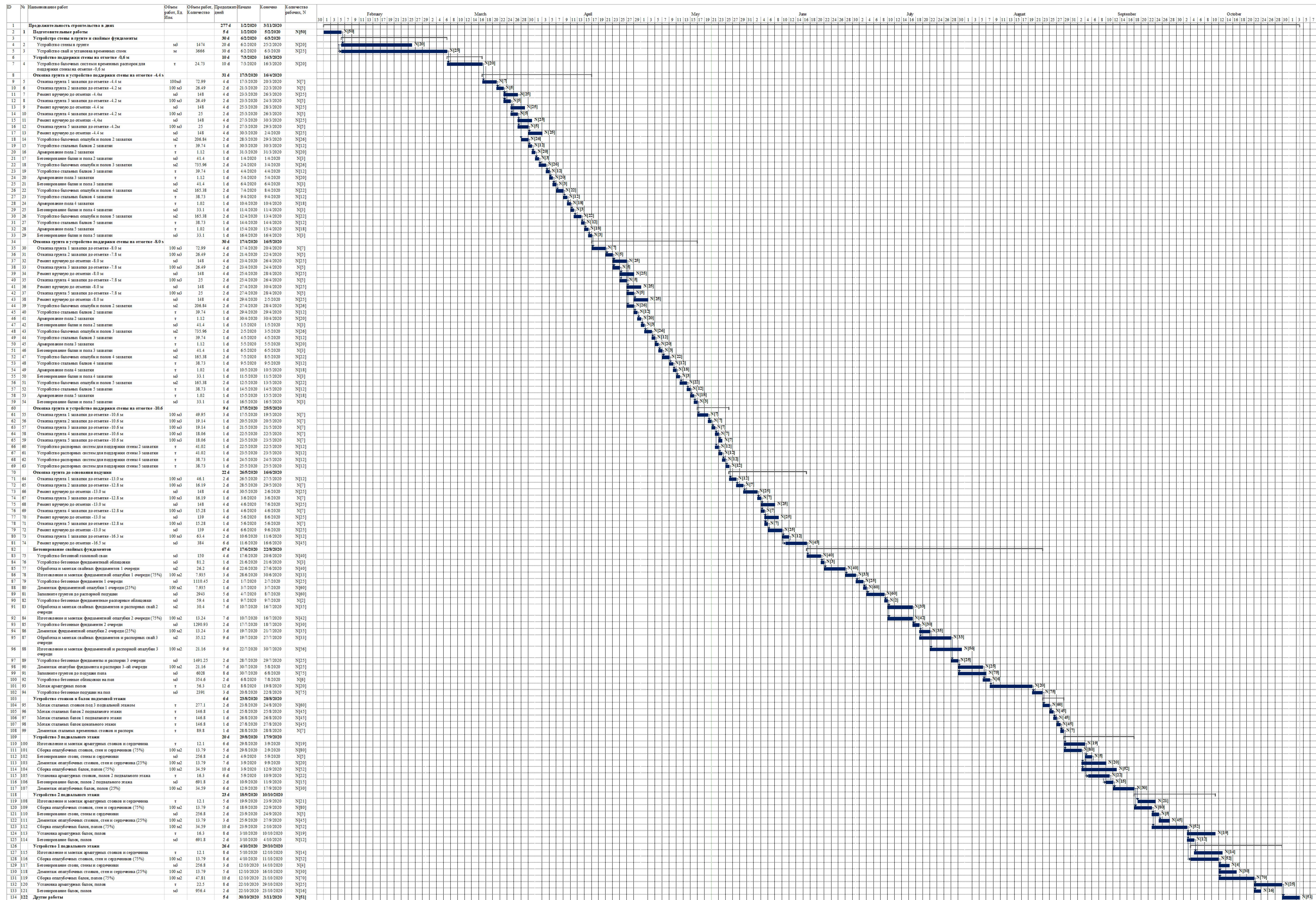
Поперечное сечение сваи-барреты

- Примечание:
- временные опоры из композитной Н-образной стали
  - Временная опорная колонна опускается в штабель сразу после укладки бетона конструкции, как показано на следующем рисунке.

НИУ МГСУ 08.03.01 - ВКР - 2020					
Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Ханово					
Изм.	Коп.уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата
Разработал	Ле Чунь Хуэй				
Консультант	Никитина Н.С.				
Раздел «Технология и организация строительного производства»			Стадия	Лист	Листов
			ВКР	14	15
Технологический процесс устройства сваи-барреты М1:100			Кафедра «Механика грунтов и взлетки»		
Н. контр.	Знаменский В.В.				
Зав. каф./РСР	Чунюк Д.Ю.				



## График производства работ (возведение подземной части)



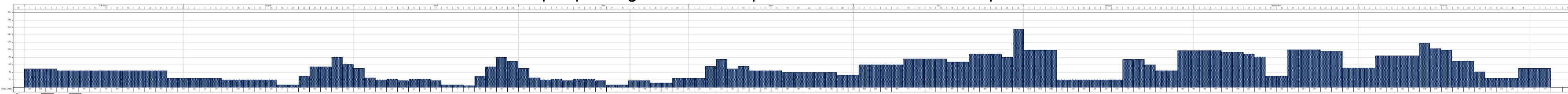
Сумма продолжительности строительства в днях  
 $T_{кр} = 277$  дней;

Общая трудоемкость всех строительных работ в чел.-днях  
 $Q_{общ} = 17646$  чел.-дн.;

Среднее число рабочих в сутки  
 $N_{ср} = 64$  человека;

Коэффициент неравномерности  
 $K_1 = 1,64$ ;

## График движения расчетного числа рабочих, чел.



НИУ МГСУ 08.03.01 - ВКР - 2020					
Тема: Проектирование национального конференц-центра с 3-уровневым подземным паркингом в г. Канск					
Изм.	Коп.уч.	Лист	Издок	Подпись	Дата
Разработал	Лев Чуня Хиву				
Консультант	Никитина Н.С.				
Раздел «Технология и организация строительного производства»				Стадия	Лист
				ВКР	15 / 15
Календарный график производства работ при возведении подземной части М1-100				Кафедра «Механика грунтов и ветехники»	
Н. контр.	Знаменский В.В.				