

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно – строительный институт
(институт)

Строительные конструкции и управляемые системы
(кафедра)

УТВЕРЖДАЮ

Заведующий кафедрой

_____ С.В. Деордиев

подпись инициалы, фамилия

« ____ » _____ 2016 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

08.03.01 «Строительство»

код, наименование направления

Котельная на угольном топливе в ЗАТО п. Солнечный Красноярского края.

Главный корпус

тема

Руководитель

подпись, дата

доцент, к.т.н.

должность, ученая степень

А.В. Тарасов

инициалы, фамилия

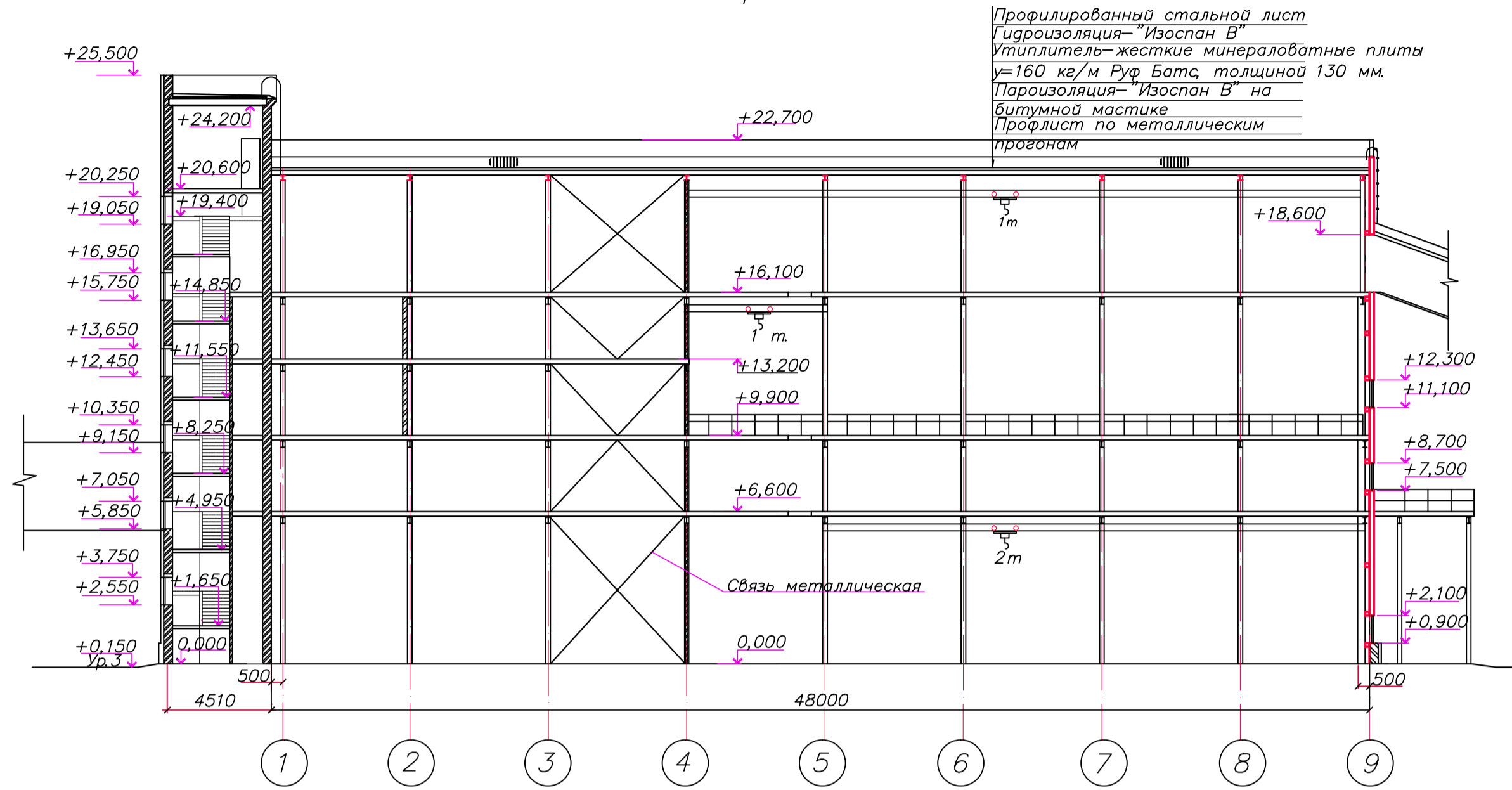
Выпускник

подпись, дата

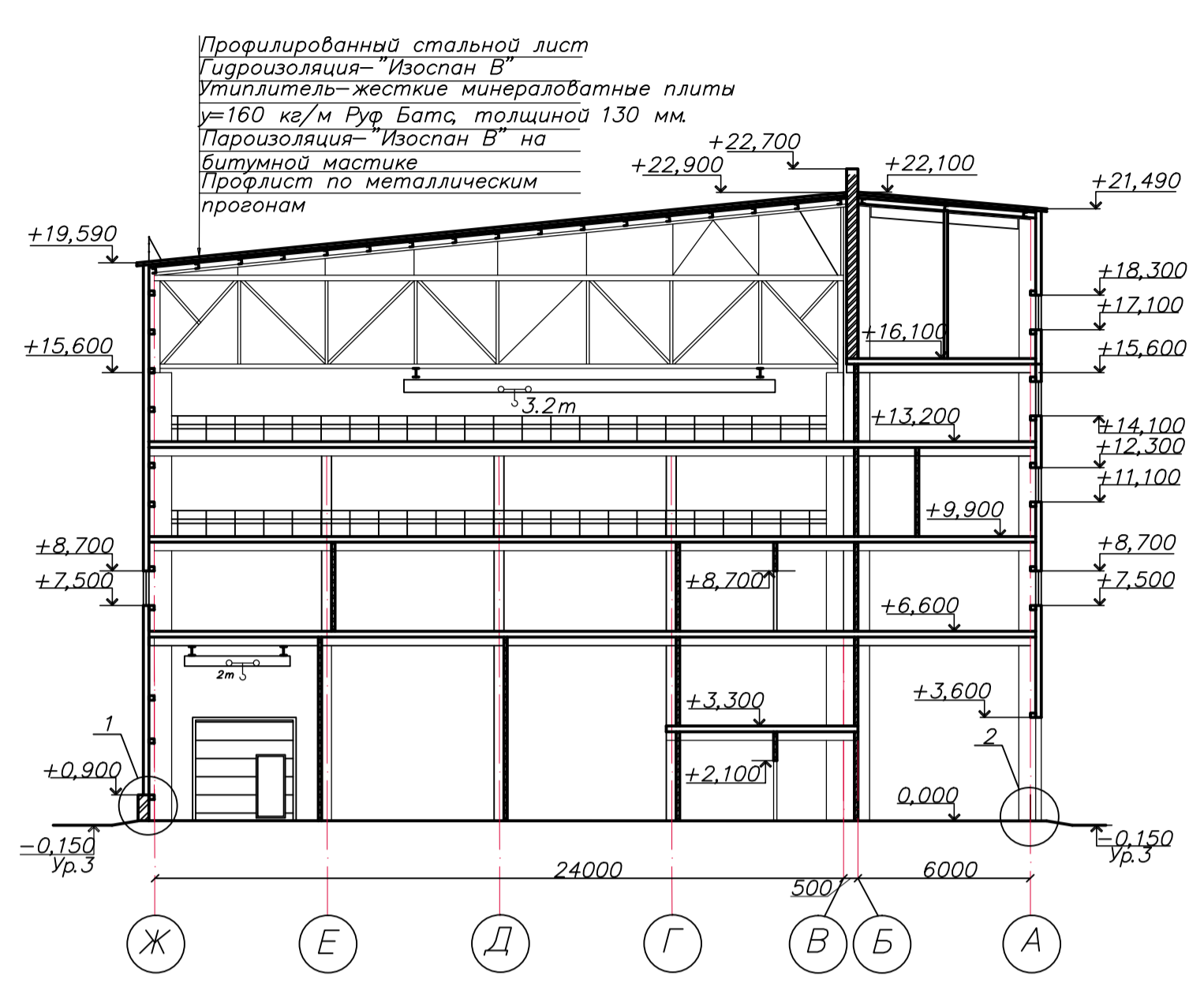
А.С. Войцехович

инициалы, фамилия

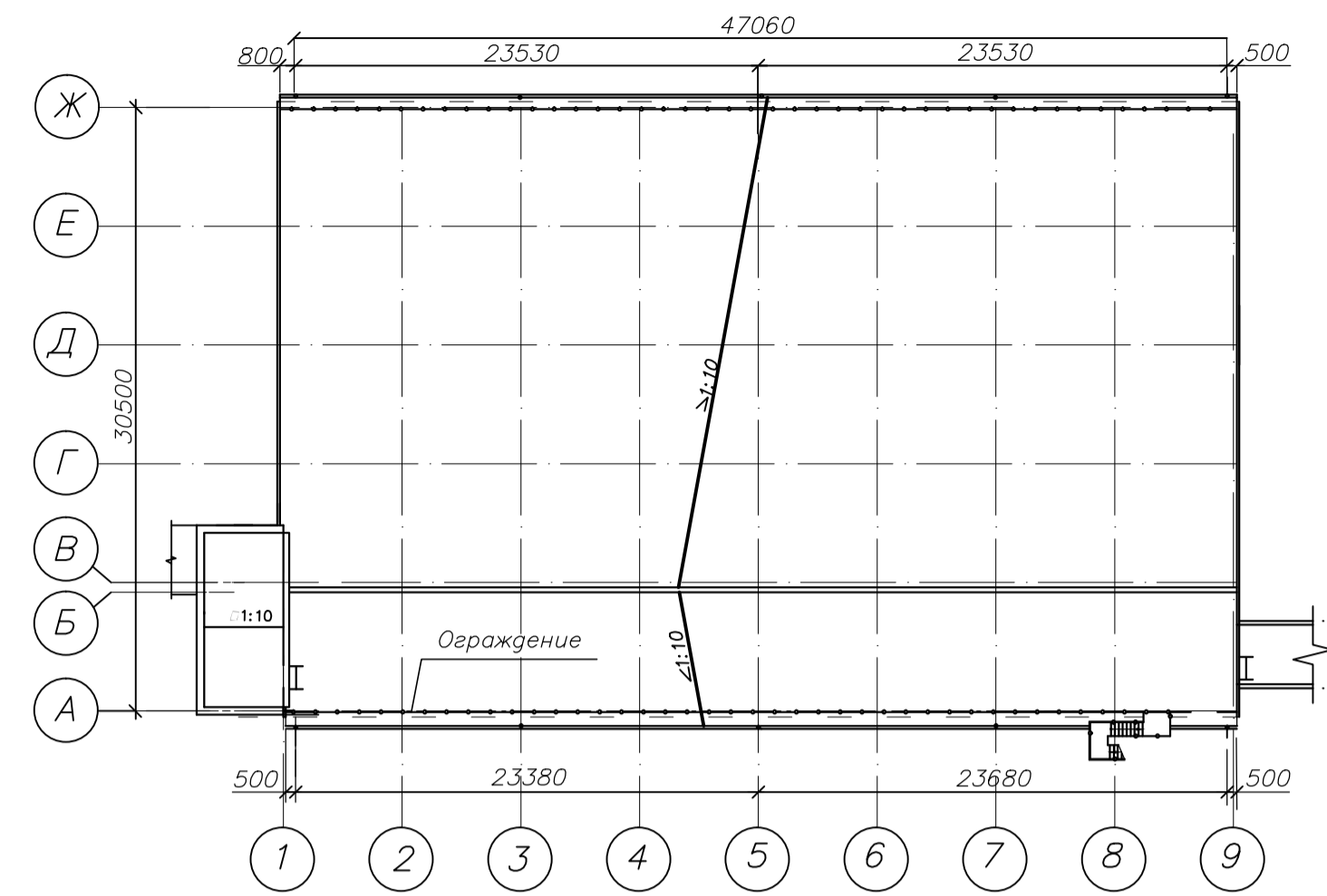
Разрез 1-1



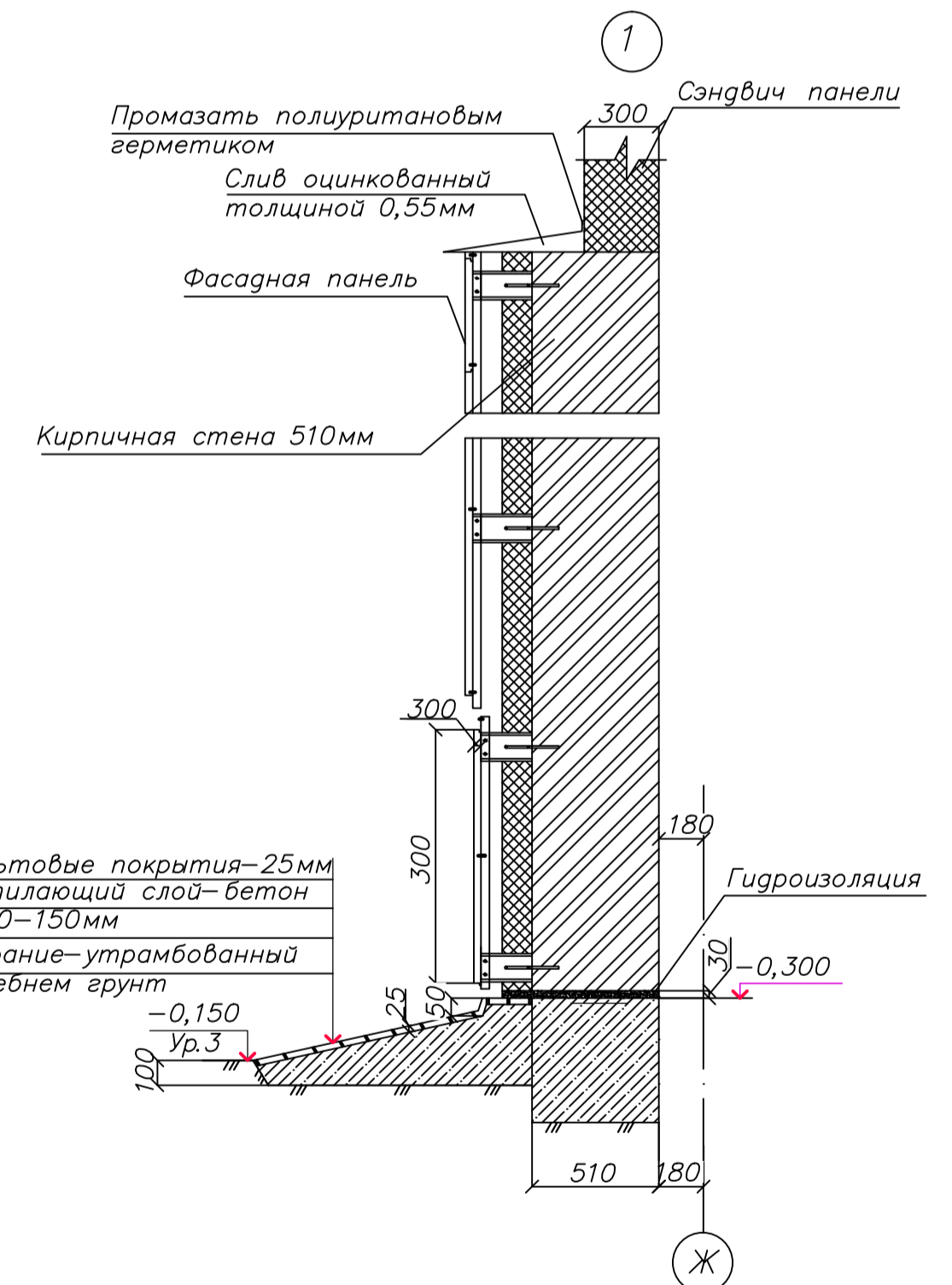
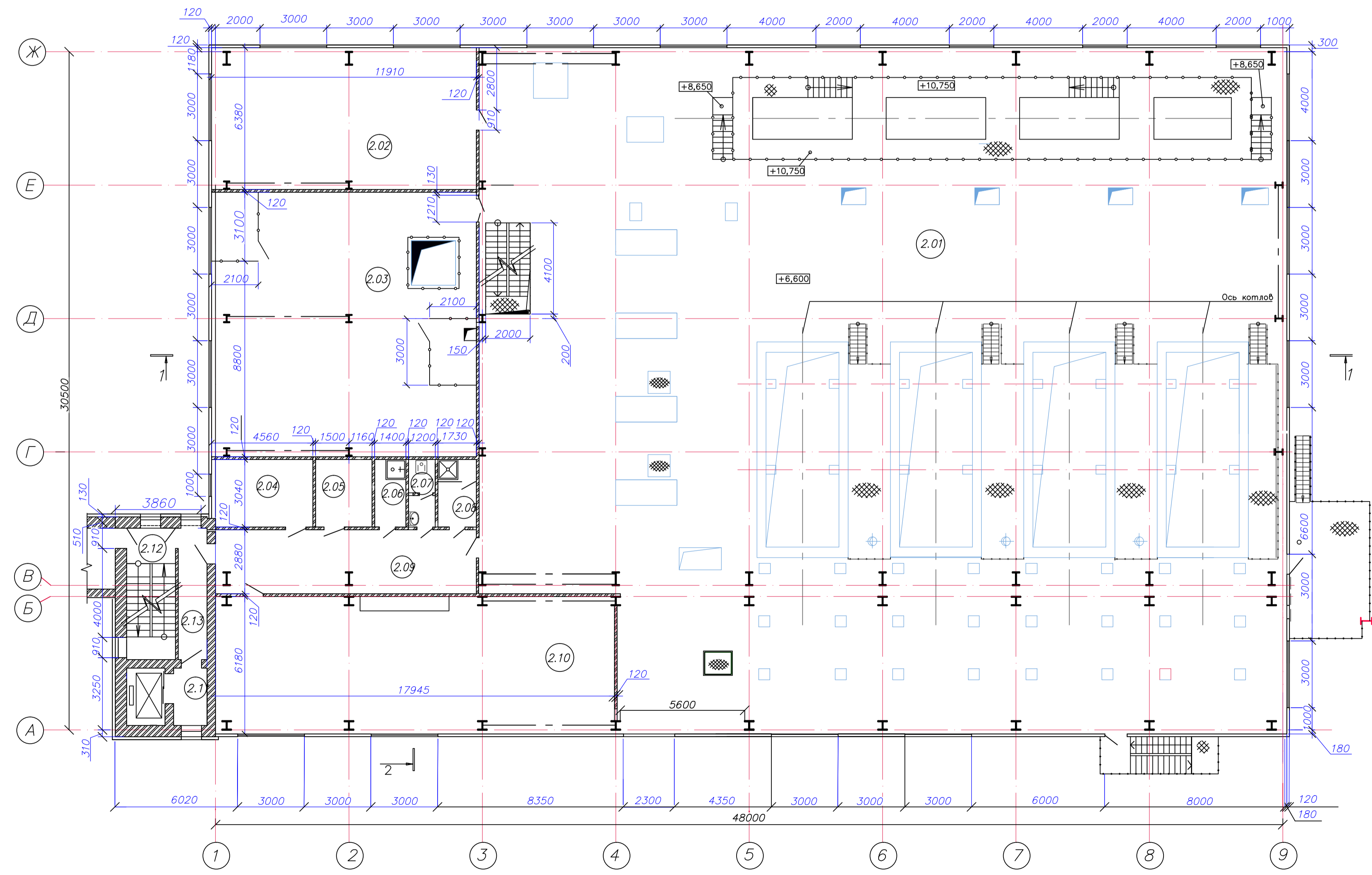
Разрез 2-2



План кровли

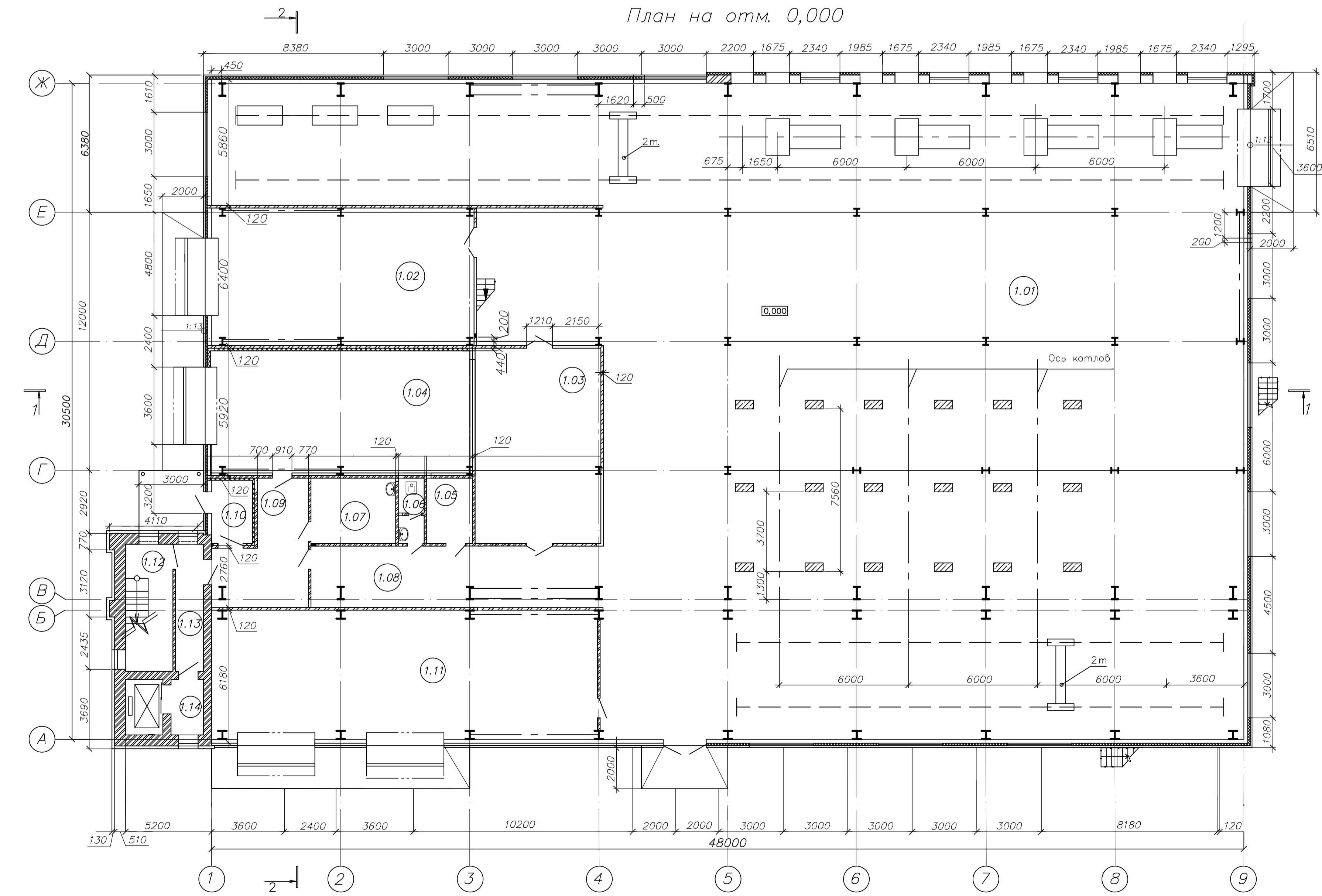
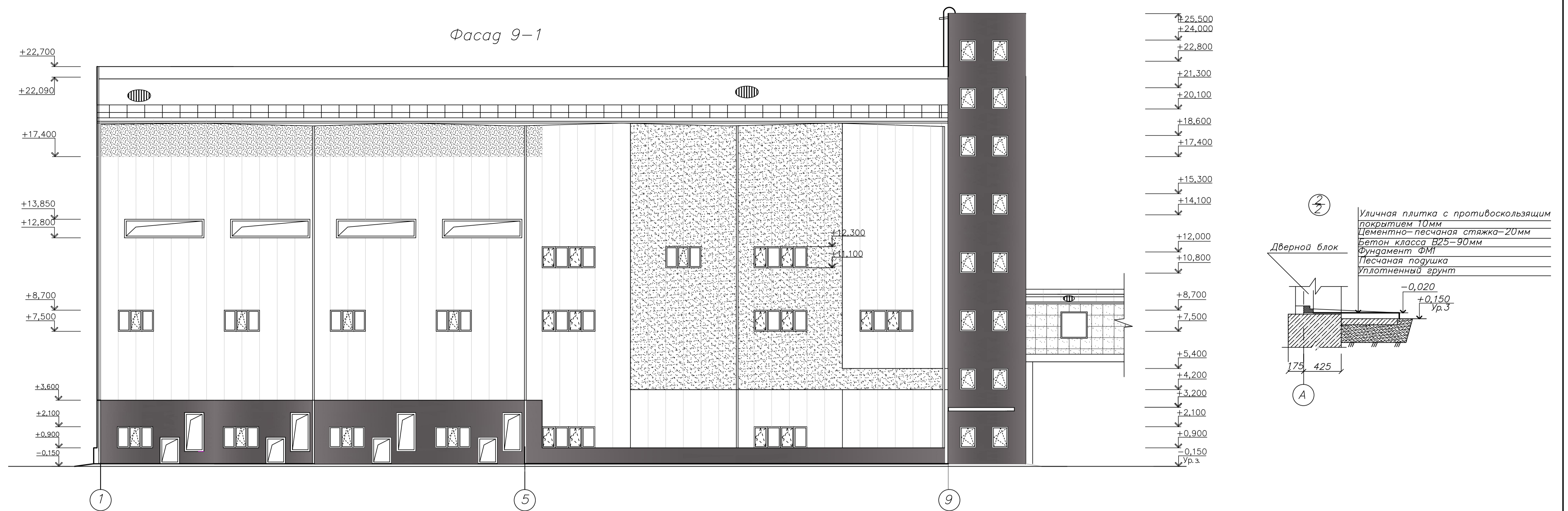


План на отм. +6,600



Совласовано
Имя, ф. п. Подп. и дата
Взам. инв. №

					БР-08.03.01 АР				
					ФГАОУ "Сибирский Федеральный университет" Инженерно-строительный институт				
Изм.	Колуч.	Лист	док.	Подп.	Дата	Котельная на углеком топливе в ЗАО п. Солнечный	Стация	Лист	Листов
Разработал	Вознесенский А.С.						Р	1	
Проверил	Сарычева Е.М.					Фасад 9-1, план 0.000, экспликация помещений, этаж 2	СКУС		
Утвердил	Тарасов А.В.								
И. контролер	Тарасов А.В.								
Заб. мастер	Дерябин С.В.								



Экспликация помещений

Пом.	Наименование	Площадь, м ²	Кат. пом.
1.01	Котельная зал	1067.66	Г
1.02	Ремонтная зона	79.29	Г
1.03	ПСУ	53.12	ВЗ
1.04	ДЭС	38.50	В1
1.05	Комната для курения	6.47	Д
1.06	Санузел	3.65	Д
1.07	Комната обвешива	11.98	Д
1.08	Коридор	38.84	Д
1.09	Вестибюль	20.72	Д
1.10	Тамбур	6.58	Д
1.11	КПП	111.90	ВЗ
1.12	Лестничная клетка	12.91	Д
1.13	Коридор	7.68	Д
1.14	Лифтовой холл	3.93	Д
2.01	Котельная зал	1096.47	Г
2.02	Лаборатория ХВО	75.92	Д
2.03	Ремонтный пункт	141.73	Д
2.04	Кабинет начальника смены	14.41	Д
2.05	Кладовая запасных частей	8.03	Д
2.06	КУИ	4.26	Д
2.07	Санузел	3.79	Д
2.08	Комната охлаждения	5.26	Д
2.09	Коридор	32.37	Д
2.10	Щитовая	110.83	ВЗ
2.11	Лифтовой холл	3.93	Д
2.12	Лестничная клетка	12.91	Д
2.13	Коридор	7.68	Д

Условные обозначения

- Панели трехслойные RAL 5005(Синия)
- Панели трехслойные коллер 9010 (Белый)-4.38,5м²
- Штукатурка, окраска ВД-АК-115 RAL 5005

БР-08.03.01 АР					
ФГАОУ "Сибирский Федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол.	Лист	док.	Подп.	Дата
Разработал	Водневич А.С.				
Проверил	Сиреничева Е.М.				
Утвердил	Тарасов А.В.				
Исполнитель					
Исполнитель	Тарасов А.В.				
Исполнитель	Дворниев С.В.				
Котельная на углях с топкой в ЗАТО п. Солнечный			Стация	Лист	Листов
Фасад 9-1, план 0,000, экспликация помещений, этаж 2			Р	1	
			СКУС		

Совласовано
Имя, фамилия, должность, дата

ВВЕДЕНИЕ

Солнечный является посёлком городского типа в Красноярском крае, образует городской округ ЗАТО Солнечный.

Находится в Юго-западной части Красноярского края. Посёлок находится на территории Ужурского района, имеет общую северную границу с городом Ужуром. Удалённость от города Красноярска по автодороге через Ачинск: 301 км. Площадь территории: 384 га.

Образован в 1965 году, как военный городок ракетчиков.

На территории находится войсковая часть 32441 (Краснознамённая 62-я дивизия РВСН). С 14 июля 1992 года посёлок приобрёл статус закрытого административно-территориального образования (ЗАТО).

26 мая 2005 года посёлок наделён статусом городского округа.

Из социальной сферы в городе находится две школы — начальная и средняя, школа искусств, Дом культуры Российской Армии, четыре детских сада, Дворец Спорта, стадион, и другие учреждения и сооружения.

В гарнизоне проживает около 1500 семей военнослужащих. На территории посёлка построено с 1965 года по 2007 год более 50 многоквартирных жилых домов, в которых проживают семьи военнослужащих и гражданский персонал Российской Армии. Обеспечивает теплоснабжением и водоснабжением жилые дома, муниципальное унитарное предприятие жилищно-коммунального хозяйства ЗАТО п. Солнечный (МУП ЖКХ ЗАТО п. Солнечный).

Поселок отапливается за счет мазута, поэтому было принято решение построить котельную на угольном топливе. Уголь в несколько раз дешевле и экологичнее мазута.

1 Архитектурно-строительный раздел

1.1 Характеристика объекта строительства

Объект строительства расположен по адресу: Россия, Красноярский край, ЗАТО п. Солнечный

Строительная климатическая зона – 3;

Зона влажности –2 (нормальная) ;

Температура наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,98 – 41°С;

Расчетная температура внутреннего воздуха $t_{в} = +23^{\circ}\text{C}$;

Продолжительность отопительного периода $z_{от} = 232$ сут ;

Средняя температура наружного воздуха за отопительный период $t_{от} = - 7^{\circ}\text{C}$;

Сейсмичность площадки строительства – 6 баллов .

1.2 Объемно-планировочное решение

Главный корпус - высокое, прямоугольное в плане здание, состоящее из 2-х блоков под одной крышей.

В главном корпусе находится:

1 Котельный зал;

2 Ремонтный пункт;

3 Лаборатория;

4 Мастерская КИПиА;

5 Надбункерная галерея;

6 Кабинет для учебных занятий;

7 Кабинет охраны труда;

8 Дробильный корпус;

9 Галереи;

10 Гараж-стоянка;

11 Ремонтный пункт, шиномонтажное отделение.

Однопролетный блок котельного зала и многоэтажный блок, к которому подходит галерея второго подъема с одной стороны и с другой стороны примыкает лестничная клетка с лифтом высотой 24 м, которая является доминантой композиции комплекса.

Далее с резким перепадом по высоте главный корпус через лестничную клетку соединяется теплым переходом с лестничной клеткой.

Котельная каркасного типа. Конфигурация здания, его архитектурное решение и планировочная организация территории выполнены с учетом окружающей застройки, существующих транспортных и пешеходных связей.

Проектируемая котельная имеет в плане прямоугольную форму.

Размеры в осях 1-9 – 60 м, а в осях А-Ж - 30,5 м.

Высота здания – 22 м;

Высота до низа стропильной фермы 15,6 м;

Уровень ответственности здания – 2;

Класс конструктивной пожарной опасности – С1;

Степень огнестойкости здания – II;

Экспликацию помещений см. лист 1.

1.3 Конструктивная характеристика

Наружные стены выполнены из трехслойных стеновых панелей толщиной 120 мм.

Фундаменты – столбчатые на свайном основании из забивных свай;

Колонны каркаса- металлические, двутавровые;

Балки покрытия металлические, двутавры;

Фермы металлические, гнутый профиль;

Внутренние несущие стены здания – из кирпича толщиной 250 мм;

Внутренние перегородки из кирпича строительного, толщиной 120 мм;

Кровля – плоская, малоуклонная, теплая с профнастилом.

Лестницы из сборных ступеней по ГОСТ 8717-84 по металлическим косоурам;

1.4 Характеристика ограждающих конструкций

Стеновое ограждение из металлических сэндвич-панелей, с утеплителем из минераловатных плит Термоленд. Принята горизонтальная разрезка панелей с креплением к колоннам самосверлящими, самонарезающими винтами.

Наружные стены лестничной клетки из кирпича толщиной 510 мм, облицовка – тонкая штукатурка ROCKdecor10 мм.

Кровля – двухскатная, из металлических сэндвич-панелей, с утеплителем из минераловатных плит 160 мм.

Окна из металлопластикового профиля с заполнением двухкамерным стеклопакетом.

Ворота – распашные с калиткой.

Двери – деревянные, стальные остекленные противопожарные индивидуального изготовления.

1.5 Теплотехнический расчет стены

Климатологические характеристики для данного места строительства:

$t_x^5 = -46$ °С – средняя температура наиболее холодной пятидневки;

$t_{от} = -15,2$ °С – средняя температура отопительного периода;

$z_{от} = 296$ сут – продолжительность отопительного периода;

$t_b = 17$ °С – расчетная температура внутреннего воздуха здания;

Зона влажности – нормальная.

Условия эксплуатации – А.

λ - коэффициент теплопроводности материала, Вт/м °С.

Градусо-сутки отопительного периода определяем по формуле(1.1)

$$ГСОП = (t_b - t_{от}) \cdot z_{от} \quad (1.1)$$

где t_b - расчетная температура внутреннего воздуха здания;

$t_{от}$ - средняя температура наружного воздуха отопительного периода;

$z_{от}$ - продолжительность отопительного периода.

Принимаем $t_b = 23$ °С; $t_{от} = -7$ °С; $z_{от} = 232$ сут/год, подставляем значения в формулу (1.1)

$$ГСОП = (23 + 7) \cdot 232 = 6960 \text{ °С} \cdot \text{сут/год}$$

Нормируемое значение приведенного сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции определяем по формуле

$$R_0^{норм} = R_0^{тр} \cdot m_p, \quad (1.2)$$

где $R_0^{тр}$ - базовое значение требуемого сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции, следует принимать в зависимости от градусо-суток отопительного периода, региона строительства .

m_p - коэффициент, учитывающий особенности региона строительства, принимается равным 1.

Базовое значение требуемого сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции принимаем в зависимости от ГСОП по формуле

$$R_0^{тр} = a \cdot ГСОП + b, \quad (1.3)$$

где ГСОП - градусо-сутки отопительного периода, определяемый по формуле (1.1);

a, b – коэффициенты, значения которых определяем по таблице 3[16].

Принимаем ГСОП = 6960 °С·сут/год; $a = 0,0003$; $b = 1,2$, подставляем значения в формулу (1.3).

$$R_0^{тр} = 0,0003 \cdot 6960 + 1,2 = 3,28 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)/Вт.}$$

По формуле (1.2) определяем нормируемое значение приведенного сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции

$$R_0^{\text{норм}} = 3,28 \cdot 1 = 3,28 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт.}$$

Сопротивление теплопередачи ограждающей конструкции стен определяем по формуле (1.4)

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_{\text{ext}}} \quad (1.4)$$

где $\alpha_{\text{в}}$ - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций;

α_{ext} - коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции для условий холодного периода;

δ - толщина ограждающей конструкции;

λ - коэффициент теплопроводности.

Стеновое ограждение из трехслойных металлических сэндвич панелей.

Теплофизические характеристики материалов стены представлены в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Теплофизические характеристики материалов стены

№ слоя	Наименование	Толщина слоя, δ , м	Плотность материала, ρ , кг/м ³	Коэффициент теплопроводности, λ , Вт/м ² ·°C
1	Трехслойная металлическая сэндвич панель «Термоленд»	x	180	0,039

Принимаем $R_0 = 3,28 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт}$; $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°C)}$;

$\alpha_{\text{ext}} = 23 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°C)}$; $\lambda = 0,039 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$.

Исходя из формулы (1.4) толщина стены равна

$$\delta = \left(3,28 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,039 = 0,197 \text{ м.}$$

Принимаем толщину стены 120 мм.

1.6 Обоснование объемно-пространственных и художественных решений

Объемно-пространственные решения приняты на основании функционального назначения здания и размещения технологического оборудования.

В главном корпусе, в блоке зального типа размещаются котлы и востройке с торцевой стороны вспомогательной службы.

В многоэтажном блоке функционально направлено движение топлива с верхнего этажа надбункерной галереи в бункера с последующим поступлением в котлы. В другой части многоэтажного блока размещаются по этажам электротехнические помещения максимально приближенные к потребителям электроэнергии.

1.7 Оформление фасадов и интерьеров

Для зданий с металлическими каркасами для ограждающих конструкций приняты трехслойные металлические панели сэндвич с высокой заводской готовностью. При оформлении фасадов использованы приемы компоновки окон по группам, подчеркивающих функциональное назначение зданий и ритмичность всей композиции комплекса.

1.8 Внутренняя отделка

Отделка помещений основного, вспомогательного и обслуживающего назначения принята в зависимости от их функционального назначения, пожарной безопасности, наличия загрязняющих веществ, пыли, воздействия воды, санитарно-гигиенических требований.

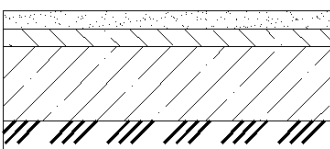
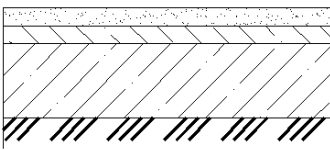
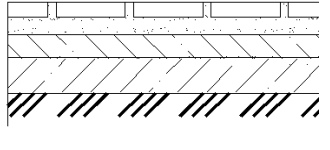
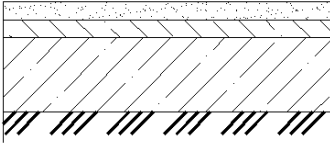
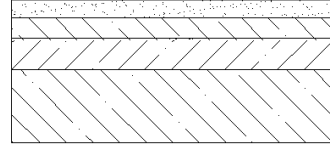
Для отделки помещений производственного назначения, многие из которых являются пожароопасными, подвергаются влажной уборке угольной пыли принято перхлорвиниловая эмаль ХВ-113, которая является прочным, негорючим и стойким к воде покрытием.

В основных производственных помещениях приняты бетонные полы с полиуретановым покрытием

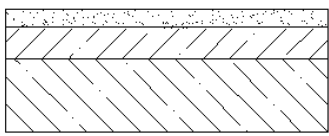
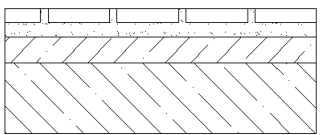
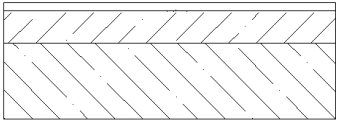
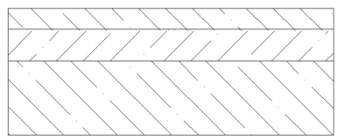
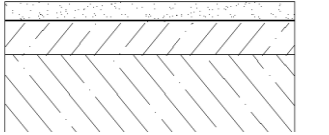
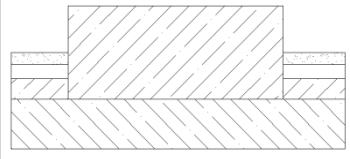
Для отделки административно-бытовых и вспомогательных помещений принята водно-дисперсионная краска ВД-КЧ-26.

Для душевых, сан.узлов принята водостойкая водно-дисперсионная краска ВД-АК-111. В помещениях с влажным режимом (душевые, сан. узлы), подвергающихся загрязнению (гардеробные спецодежды, кладовые одежды, камеры сушки и обеспыливания), а также с повышенными гигиеническими требованиями (медпункт, ингаляторная, лаборатория) панели на высоту 1,8-2 м облицовываются глазурованной керамической плиткой.

Таблица 1.2 – Экспликация полов

Номер помещения	Тип пола	Схема пола или тип пола по серии	Данные элементов пола(наименование, толщина, основание и др)	Площадь, м
1.01, 1.03, 1.04	1		Мозаично-бетонное из бетона В25 -30мм. Стяжка из цем.-песч. р-ра М150 - 60 мм. Гидроизоляция - Изоспан С 2 слоя Подстил. слой: бетон В22.5 -100мм. Основание-утрамбованный грунт со щебнем.	1189,28
1.02, 1.11	2		Мозаично-бетонное из бетона В25 -30 мм. Стяжка из цем.-песч. р-ра М150 - 20 мм. Гидроизоляция - Изоспан С 2 слоя. Подстил. слой: бетон В22.5 -150мм. Основание-утрамбованный грунт со щебнем.	1189,28
1.06	3		Керамическая плитка ГОСТ 6787-2001-10мм. Прослойка и заполнение швов из цем.-песч. р-ра М150 - 20 мм. Стяжка из цем.-песч. р-ра М100 - 20 мм. Гидроизоляция - Изоспан С 2 слоя. Подстил. слой: бетон В12.5 -80мм. Основание-утрамбованный грунт со щебнем.	3,65
1.05, 1.07-1.10, 1.12-1.14	4		Мозаично-бетонное из бетона В22,5-20 мм. Стяжка из цем.-песч. р-ра М150 - 20 мм. Гидроизоляция - Изоспан С 2 слоя. Подстил. слой: бетон В12.5 -80мм. Основание-утрамбованный грунт со щебнем.	109,11
2.01, 3.02,3.03, 5.01	5		Мозаично-бетонное из бетона В22,5-25мм. Стяжка из цем.-песч. р-ра М150 - 15 мм. Гидроизоляция - Изоспан С 2 слоя. Подстил. слой: бетон В15 -60мм. Основание-ж/б плита перекрытия	1762,52

Продолжение таблицы 1.2

2.03, 2.05, 2.09, 3.06, 4.05, 5.02, 5.03	6		Мозаично-бетонное из бетона В22,5-20мм. Стяжка из цем.-песч. р-ра М100 - 80 мм. Основание-ж/б плита перекрытия	311.10
2.02, 2.06- 2.08	7		Керамическая плитка ГОСТ 6787-2001-10мм. Прослойка и заполнение швов из цем.-песч. р-ра М100 - 20 мм. Гидроизоляция - Изоспан С 2 слоя. Стяжка из цем.-песч. р-ра М100 - 25-30мм. Основание-ж/б плита перекрытия.	89,23
1.15, 2.04, 2.10, 3.04, 3.05, 4.03, 4.04	8		Линолеум на теплоизолирующей основе - 5мм. Прослойка - клеящая мастика- 1 мм. Стяжка из цем.-песч. р-ра М100 - 80 мм. Основание-ж/б плита перекрытия	405.25
4.02, 5.07	9		Бетон В25-25мм. Гидроизоляция - Изоспан С 2 слоя. Стяжка из цем.-песч. р-ра М150 - 75 мм. Основание-ж/б плита перекрытия	172.42
1.12-1.14 1.16-1.18 2.11-2.13 3.07-3.09 4.06-4.08 5.05-5.07	10		Мозаично-бетонное из бетона В22,5 -20мм. Стяжка из цем.-песч. р-ра М100 - 60 мм. Основание-ж/б плита перекрытия	147.12
2.01 (отм. +6.700)	11		Бетон кл. В22,5 армированный сеткой 4С 5ВрI 100x100 ГОСТ 23279-85 в два слоя- 200 мм. Основание-ж/б плита перекрытия.	12.72

Таблицы 1.3- спецификация элементов заполнения проемов

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса Ед,кг	Примечание
		Окна			
ОК-1	ГОСТ 21519-2003	ОАК СПЛ 1200-3000-82 Д2 ПОП	49		
ОК-2		ОАК СПЛ 1200-2000-82 Д2 ПОП	7		
ОК-3		ОАК СПЛ 1200-1000-	2		

Продолжение таблицы 1.3

		82 Д2 ПОП			
ОК-4	ГОСТ 21519-2003	ОАК СПЛ 1200-900-82 Д2 ПОП	29		
ОК-5		ОАК СПЛ 1800-3000-82 Д2 ПОП	4		
		Витраж			
ВН-1	ГОСТ 22233-2001	Витраж алюминиевый содинарным остеклением	1		2740*2450
		Двери			
1	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-7	6		
2	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-9	16		
3	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-9л	12		
4	ГОСТ 6629-88	ДГ21-13	1		
5	ГОСТ 6629-88	ДГ 24-15	1		
6	ГОСТ 31173-2003	ДСН ППН 2100-1000 М1	3		
7	ГОСТ 31173-2003	ДСН ЛПН 2100-900 М1	2		
8	ТУ5262-006-51740842-2005	ДПМ-Г 01/60(2100*900)	4		ООО «Огнезащитные технологии»
9	ТУ5262-004-51740842-2005	ДПМ-Г 02/60(2400*1500)	2		
10	ТУ5262-006-51740842-2005	ДПМ-ГЛ 01/60(2100*900)	5		
11	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-10	1		
12	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-10л	2		
13	ГОСТ 31173-2003	ДСН ДН 2100-2000 М1	1		ООО «DOOR HAN»
14	ТУ5262-006-51740842-2005	ДПМ-Г 01/60(1600*900)	1		ООО «Огнезащитные технологии»
		Ворота			
15	ГОСТ 311174-2003	DOORHANISD01 3600*3600	5		С калиткой

1.9 Обеспечение естественным освещением

Естественное освещение в зданиях со стенами из панелей сэндвич обеспечивается через оконные проемы по ширине кратными ширине панелей (1м) т.е. от 1 до 3 м. Расположение и величина оконных проемов зависит от размещения технологического оборудования и мест приложения туда. В зданиях без постоянного пребывания людей оконные проемы запроектированы минимальными для обеспечения общей ориентации в пространстве и дымоудаления в пожароопасных помещениях

1.10 Техничко-экономические показатели объекта капитального строительства

Общая площадь здания – 4249,62 м².

Строительный объем – 32745,6 м³.

Площадь застройки – 1571,23 м².

Здание четырехэтажное.

2 Конструкционный раздел

2.1 Компоновка конструктивной схемы каркаса здания

2.1.1 Компоновка поперечной рамы каркаса в осях В-Ж/1-9

Вертикальные размеры (рисунок 1)

За нулевую отметку принята отметка чистого пола первого этажа.

Высота до низа стропильных конструкций (полезная высота) – 15,6м.

Полная высота здания с учетом заглубления базы колонны (0,60 м) по осям В и Ж

$$H = 15,6 + 0,6 = 16,2 \text{ м.}$$

Промежуточные железобетонные перекрытия по металлическим балкам на отметках +6,600; +9,900; +13,200. Высота колонн по осям Г, Д, Е

$$H_1 = H_1 = 13,2 + 0,6 = 13,8 \text{ м.}$$

Высота фермы на опоре по оси Ж - 1 м, на опоре В – 3,4 м. Уклон верхнего пояса фермы 6°.

Горизонтальные размеры (рисунок 1)

Пролет здания в осях В-Ж 24 м. Промежуточные колонны перекрытий на отм +6,600, +9,900, +13,200 по осям Г, Д, Е располагаются с шагом 6 м.

Пролет В-Ж в верхнем ярусе оснащен подвесным краном пролетом 12м, грузоподъемностью 3,2 т, в осях Ж-Е для обслуживания помещений на отм. 0,000 размещен подвесной кран пролетом 3,2 м, грузоподъемностью 2 т.

Привязка колонн к продольным осям здания – нулевая, средних – центральная.

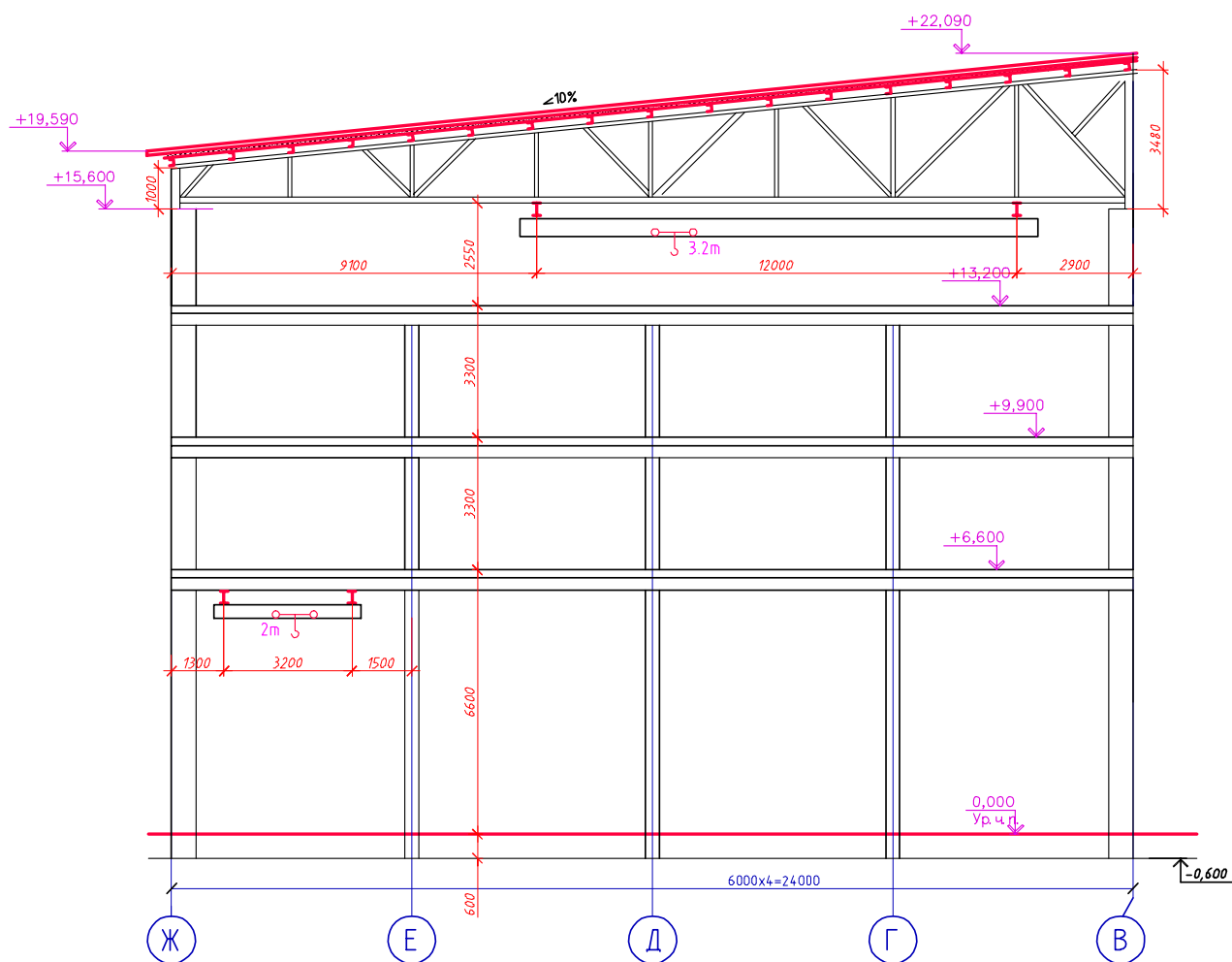


Рисунок 1 – Компонка поперечной рамы каркаса в осях А-Г/2

Связи по покрытию

Связи по покрытию приведены на листе графической части и запроектированы в соответствии с СП «Стальные конструкции».

Связи между ригелями рам, создавая общую пространственную жесткость каркаса, обеспечивают заданную геометрию конструкций покрытия и удобство монтажа, закрепляют сжатые элементы из плоскости ригеля, перераспределяют на соседние рамы местные нагрузки, приложенные к одной раме.

Развязку верхних поясов ригелей покрытия выполняют прогоны с шагом 3 м.

По нижним поясам ригелей рам установлены одноветвевые жесткие распорки из гнутосварных труб.

Связи между колоннами

Связи между колоннами предназначены для создания продольной жесткости каркаса, необходимой для нормальной его эксплуатации; для обеспечения устойчивости колонн; для восприятия ветровой нагрузки, действующей на торцевые стены здания.

Связи по колоннам применены крестовые из замкнутых гнутосварных профилей сечением 120x4.

Конструктивное решение торцевого фахверка

Торцевой фахверк устанавливается совместно с торцевыми рамами и воспринимает вертикальные нагрузки от торцевой стены и собственного веса несущих конструкций фахверка, а также горизонтальную нагрузку от ветра, действующую вдоль здания. Торцевой фахверк является самонесущим. В местах совпадения по расположению со стойками торцевой рамы торцевой фахверк не опирается на фундамент, сопрягается со стойками и ригелем рамы по высоте с шагом 2 м.

Стойки фахверка запроектированы из профиля ГН. 160x200x5. Раскрепление стоек фахверка в плоскости торцевой стены осуществляется распорками.

2.2 Расчет поперечной рамы по оси 2

2.2.1 Выбор расчетной схемы рамы

Для расчета поперечной рамы её конструктивную схему приводим к расчетной, в которой устанавливаем длины всех элементов рамы и отдельных их участков с отличающимися сечениями, а также жесткости этих элементов и участков. При этом придерживаемся следующих правил:

- за оси строжней, заменяющих колонны, условно принимаем линии центров тяжести сечений колонн;
- пояса, стойки и раскосы фермы заменяем на стержни проходящие через центры тяжести сечений.

Поперечная рама - статически неопределимая, поэтому необходимо иметь все жесткостные параметры по всем элементам расчетной схемы.

Для расчета рамы переменного сечения задаем расчетную схему рамы полностью повторяющую конструктивную схему. Сечения элементов рамы назначаем предварительно.

На рисунке 2 представлена расчетная схема рамы.

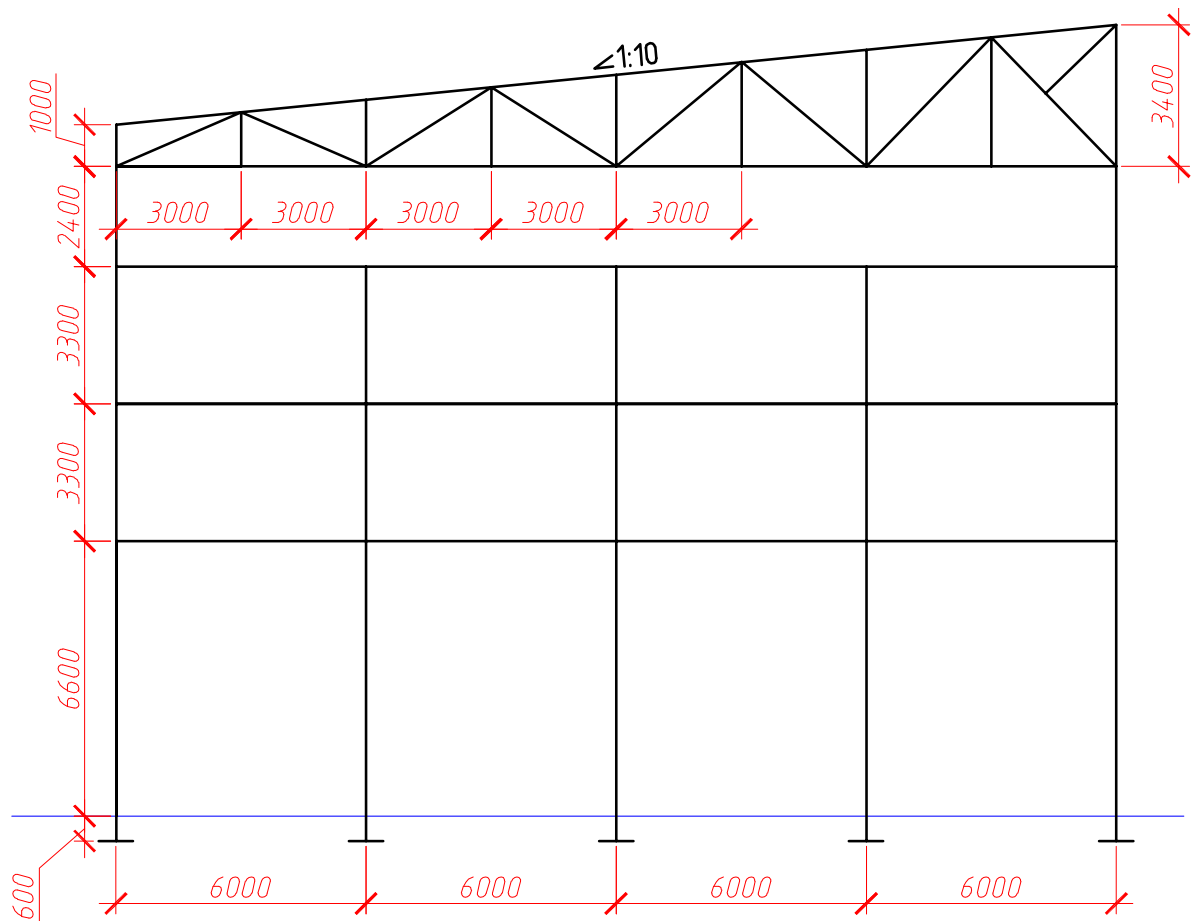


Рисунок 2 – Расчетная схема поперечной рамы в осях В-Ж/2

2.2.2 Сбор нагрузок

Поперечную раму рассчитаем на действие постоянных нагрузок (от веса несущих и ограждающих конструкций здания) и временных нагрузок (от кранового оборудования, снега и ветра).

Постоянные нагрузки

Подсчет постоянной нагрузки на 1 пог. м ригеля от ограждающих и несущих конструкций покрытия приведен в таблице 1.

Таблица 1 – Сбор нагрузок от конструкций покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Кровля			
Проф. лист Н60-845, t=0,7 мм	0,087	1,05	0,091
Утеплитель минеральная вата t=0,13 м, ρ=115 кг/м ³	0,15	1,2	0,18
Проф. лист Н60-845, t=0,7 мм	0,087	1,05	0,091
Несущие конструкции покрытия			
Прогоны, швеллер №20У, кг/м	0,18	1,05	0,19
Итого	$q_{0n}=0,5$		$q_0=0,55$

Нормативная сосредоточенная постоянная нагрузка на ригель покрытия:

$$P_{n1} = q_{0n} \cdot B \cdot s_1 \cdot \cos\alpha = 0,5 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 1 = 9 \text{ кН},$$

где $q_{0n} = 0,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – нормативная нагрузка от веса 1 м^2 конструкции покрытия.

Расчетная сосредоточенная постоянная нагрузка на ригель покрытия, приложенная в местах расположения прогонов

$$P_1 = q_0 \cdot B \cdot s_1 \cdot \cos\alpha = 0,55 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 1 = 9,9 \text{ кН}, \quad (2.2)$$

где $B = 6 \text{ м}$ – шаг основных несущих конструкций;

$s_1 = 3 \text{ м}$ – шаг прогонов покрытия;

$q_0 = 0,55 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – расчетная нагрузка от веса 1 м^2 конструкции покрытия;

$\cos\alpha \approx 1$, т.к. $\alpha = 6^\circ$ – уклон кровли.

Сосредоточенная постоянная нагрузка на ригель приходящаяся в точку крепления крайнего прогона нормативная и расчетная соответственно:

$$P_{n2} = q_{0n} \cdot B \cdot s_2 \cdot \cos\alpha = 0,5 \cdot 6 \cdot 1,5 \cdot 1 = 4,5 \text{ кН},$$

$$P_2 = q_0 \cdot B \cdot s_2 \cdot \cos\alpha = 0,55 \cdot 6 \cdot 1,5 \cdot 1 = 4,95 \text{ кН},$$

где $s_1 = 1,5 \text{ м}$ – грузовая ширина для крайних и коньковых прогонов покрытия.

Нагрузка на ригели перекрытия от конструкции перекрытия

Подсчет постоянной нагрузки на 1 пог. м ригеля перекрытия от конструкции перекрытия приведен в таблице 2.

Таблица 2 – Сбор нагрузок от конструкции перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Пол			
Мозаичный пол из бетона В22,5, t=0,025 м, ρ=2200 кг/м ³	0,55	1,3	0,715
Цементно-песчаный раствор t=0,015 м, ρ=1400 кг/м ³	0,21	1,3	0,273
Бетон В15 t=0,06 м, ρ=2000 кг/м ³	1,2	1,3	1,56
Несущие конструкции перекрытия			
Пустотная ж/б плита t=0,22 м, ρ=2500 кг/м ³	5,5	1,1	6,05
Итого	$q_{0n}=7,46$		$q_0=8,6$

Нормативная распределенная постоянная нагрузка на ригель перекрытия:

$$Q_{n1} = q_{0n} \cdot B = 7,46 \cdot 6 = 44,76 \text{ кН},$$

где $q_{0n} = 7,46 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – нормативная нагрузка от веса 1 м^2 конструкции перекрытия.

Расчетная распределенная постоянная нагрузка на ригель перекрытия

$$Q_1 = q_0 \cdot B = 8,6 \cdot 6 = 51,6 \text{ кН}, \quad (2.2)$$

где $B = 6 \text{ м}$ – шаг основных несущих конструкций;

$q_0 = 8,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – расчетная нагрузка от веса 1 м^2 конструкции перекрытия;

Нагрузка от собственного веса элементов рамы

Эту нагрузку задаем программе SCAD отдельным загрузением автоматически.

Нагрузка от веса стенового ограждения

Нагрузка включает вес стеновых панелей и оконных блоков; она прикладывается в местах крепления панелей и оконных блоков к колоннам с

эксцентриситетом $e = 0,1 + \frac{\delta}{2} = 0,1 + \frac{0,12}{2} = 0,16 \text{ м}$,

где $0,1 \text{ м}$ – зазор между наружной гранью колонны и внутренней гранью панели (см. лист 3);

$\delta = 0,12 \text{ м}$ – толщина стенового ограждения.

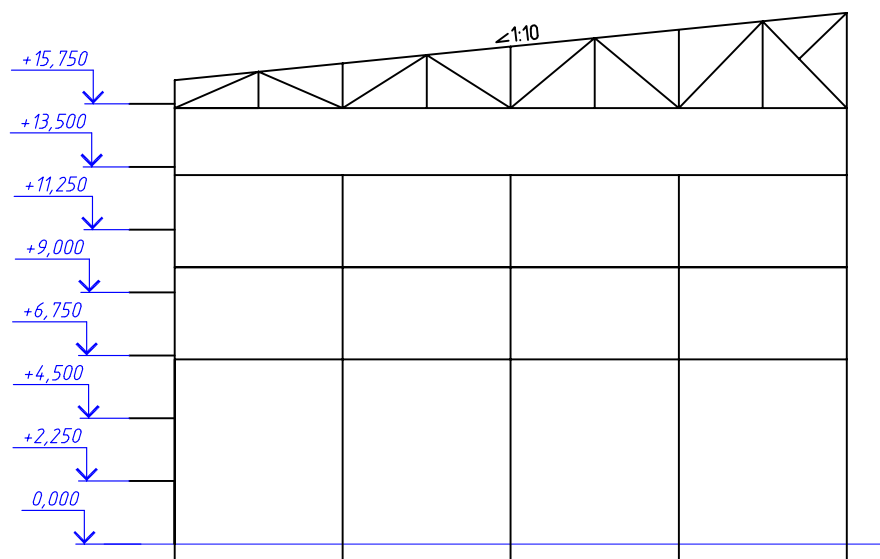


Рисунок 3 – Схема расположения точек подвеса на колонны стеновых панелей

Сила S_1 , равная весу стеновых панелей, подсчитывается по формуле

$$S_1 = \gamma_f \cdot b \cdot B \cdot \rho = 1,2 \cdot 2,25 \cdot 6 \cdot 0,23 = 3,73 \text{ кН}, \quad (2.3)$$

где $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке;

$b = 1,19 \text{ м}$ – высота панели;

$B = 6 \text{ м}$ – шаг рам;

$\rho = 0,23 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – вес стеновой сэндвич-панели.

Соответствующий момент

$$M_{S1} = S_1 \cdot e = 3,73 \cdot 0,16 = 0,6 \text{ кНм}, \quad (2.4)$$

где $e = 0,16 \text{ м}$ – эксцентриситет приложения нагрузки от стеновой панели.

Постоянная нагрузка от конструкций подвесных кранов согласно ГОСТ 7890-93:

$$Q_{2T} = 7,4 \text{ кН};$$

$$Q_{3,5T} = 15,1 \text{ кН}.$$

Временные нагрузки

Кратковременная полезная распределенная нагрузка на перекрытия

Согласно СП 20.13330.2011 для производственных помещений нормативную распределенную нагрузку на перекрытия следует принимать не менее 1,5 кПа (п 8.2.1 таблица 8.3);

$$q_n = 1,5 \text{ кН/м}^2;$$

$$Q_n = 1,5 \cdot 6 = 9 \text{ кН/м}.$$

Расчетное значение полезной равномерно распределенной нагрузки получаем путем умножения на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,3$. Имеем:

$$q = 1,5 \cdot 1,3 = 1,95 \text{ кН/м}^2;$$

$$Q = 1,95 \cdot 6 = 11,7 \text{ кН/м}.$$

Снеговая нагрузка

На ригель поперечной рамы передается равномерно распределенная нагрузка с расчетной интенсивностью для IV снегового района с весом снегового покрова на $1 \text{ м}^2 = 2,4 \text{ кН/м}^2$ [13].

Для двускатного покрытия при угле кровли меньше 25° коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие находим по формуле (10.1) в [13]

$$S_p = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,81 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,4 = 1,94 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

где c_e – коэффициент учитывающий снос снега согласно п 10.5 СП 20.13330.2011 для кровель уклоном менее 12% рассчитывается по формуле:

$$c_e = (1,2 - 0,1V\sqrt{k})(0,8 + 0,002b) = (1,2 - 0,1 \cdot 3\sqrt{0,65})(0,8 + 0,002 \cdot 24) = 0,81,$$

где $V = 3 \text{ м/с}$ – скорость ветра за 3 наиболее холодные месяца (карта 2 приложение Ж СП 20.13330.2011);

$b = 24 \text{ м}$ – ширина покрытия;

$k = 0,65$ – коэффициент для типа местности В (таблица 11.2 СП 20.13330.2011);

$c_t = 1$ – термический коэффициент;

$\mu = 1$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие;

$S_g = 2,4$ – вес снегового покрова на 1 м^2 поверхности.

Нагрузка от снега будет распределена по форме варианта 1 приложения Г.1 [13], т.к. уклон кровли 6° .

Сосредоточенная нагрузка, от снегового покрова приходящаяся в точку крепления прогона:

$$S_1 = S_p \cdot B \cdot s_1 = 1,94 \cdot 6 \cdot 3 = 34,92 \text{ кН}.$$

Сосредоточенная нагрузка, от снегового покрова приходящаяся в точку крепления крайнего прогона:

$$S_2 = S_p \cdot B \cdot s_2 = 1,94 \cdot 6 \cdot 1,5 = 17,46 \text{ кН}.$$

Схема загрузки постоянной, полезной и снеговой нагрузкой представлена на рисунках 4, 5 и 6.

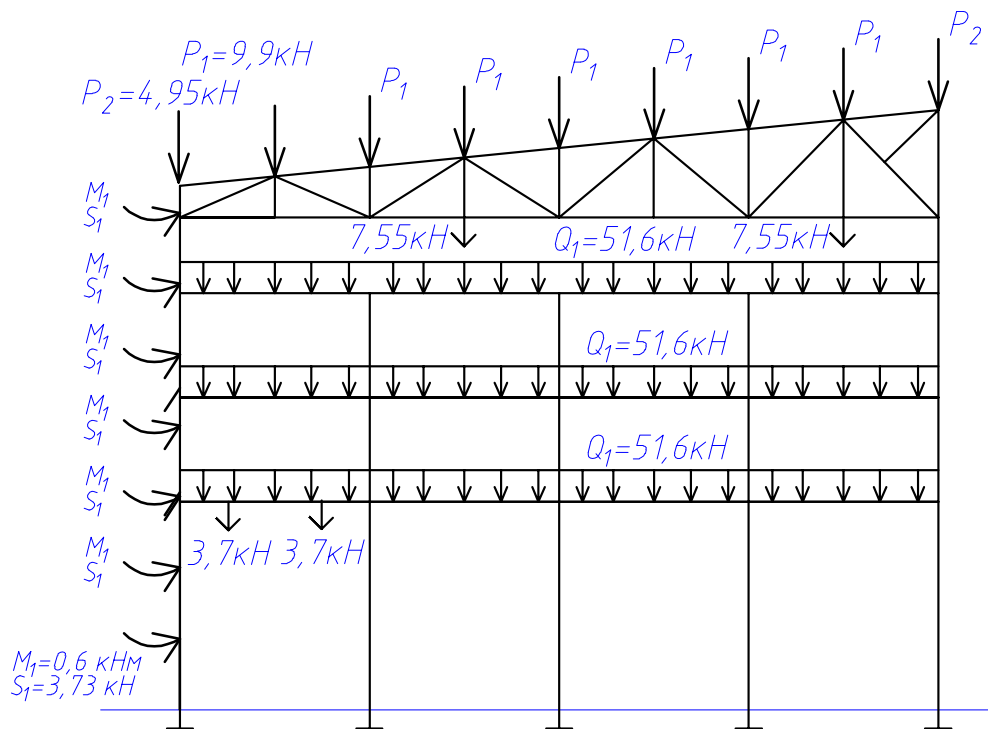


Рисунок 4 – Постоянная нагрузка на раму

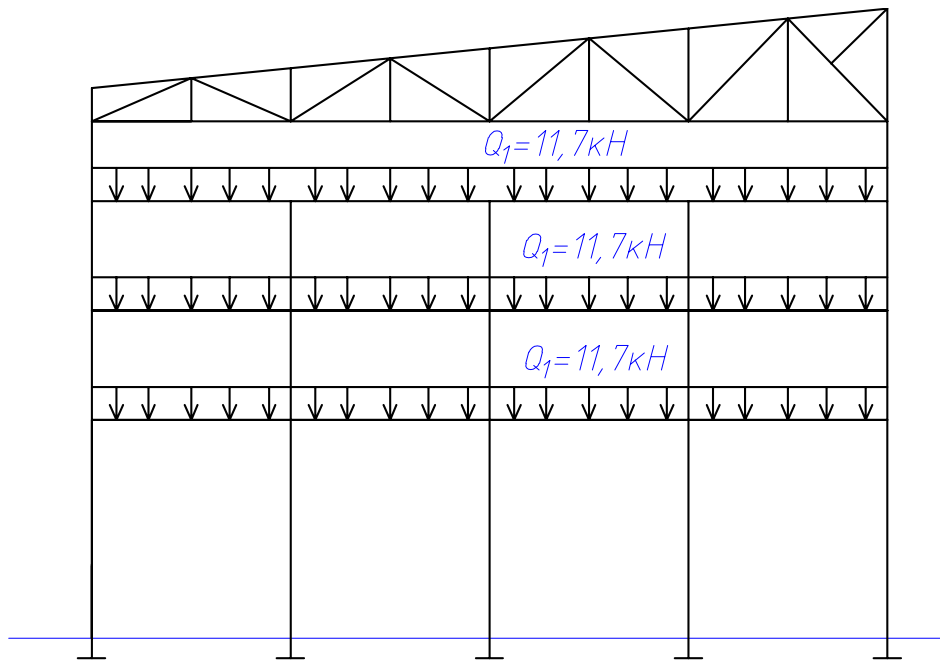


Рисунок 5 – Полезная нагрузка на раму

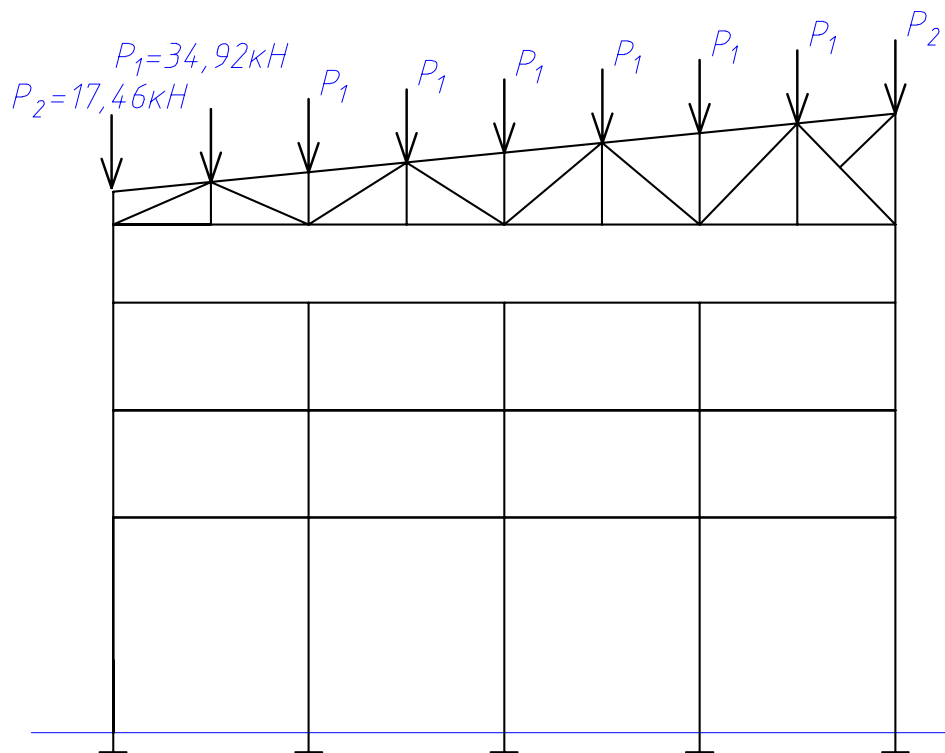


Рисунок 6 – Снеговая нагрузка на раму

Ветровая нагрузка

Ветровую нагрузку подсчитываем соответствии с СП [13].

Так как $\frac{h_1}{l} = \frac{18}{48} = 0,38$; $\alpha = 6^0$; $\frac{b}{l} = \frac{24}{48} = 0,5$, то аэродинамический коэффициент для наветренной стороны $c_e=0,8$, для подветренной стороны $c_e^1=-0,5$, для покрытия наветренной и подветренной стороны соответственно $c_e^2=-0,12$ и $c_e^3=-0,16$.

Ветровая нагрузка на наветренную левую сторону рамы.

Полное нормативное значение определяем по формуле

$$w_n = w_0 \cdot k \cdot c \cdot B, \quad (2.7)$$

где $w_0 = 0,38 \frac{\kappa H}{\text{м}^2}$ – нормативное значение ветрового давления (III ветровой район).

k – коэффициент учитывающий изменение ветрового давления от высоты здания, равный $k_5 = 0,5$; $k_{10} = 0,65$, $k_{20} = 0,85$,

c – аэродинамический коэффициент;

B – шаг основных несущих конструкций.

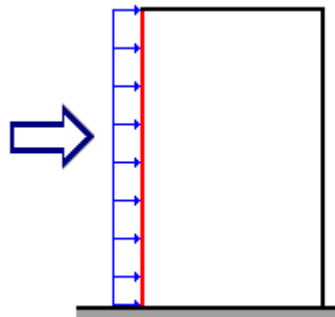
Расчетное значения ветровой нагрузки определяем по формуле

$$w = w_n \cdot \gamma_f, \quad (2.8)$$

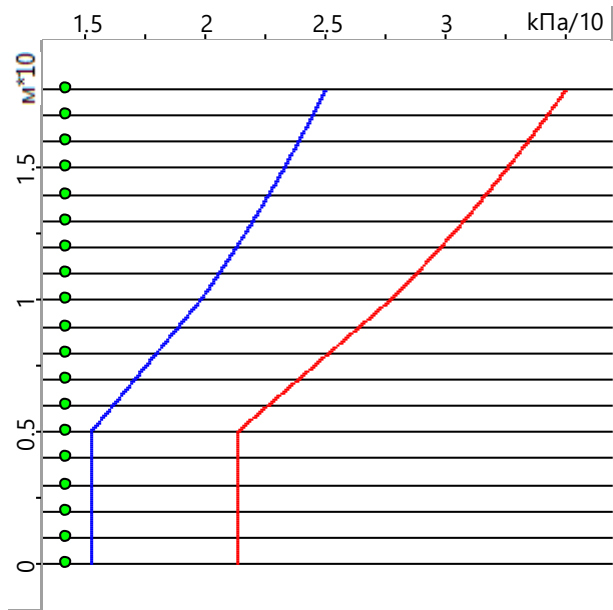
где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке для ветровой нагрузки.

Расчетные значения ветрового давления полученные с помощью программы BeCT SCAD Office

Исходные данные	
Нормативное значение ветрового давления	0,38 кПа
Тип местности	В - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м
Тип сооружения	Вертикальные и отклоняющиеся от вертикальных не более чем на 15° поверхности



Параметры	
Поверхность	Наветренная поверхность
Шаг сканирования	1 м
Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	1,4
Н	18
	М

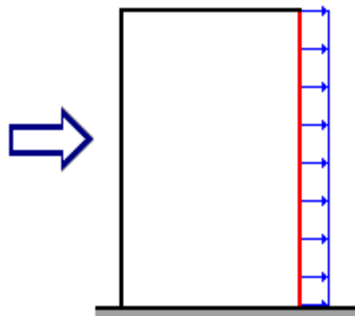


Высота (м)	Нормативное значение (кПа)	Расчетное значение (кПа)
0	0,152	0,213
1	0,152	0,213
2	0,152	0,213
3	0,152	0,213
4	0,152	0,213
5	0,152	0,213
6	0,161	0,226
7	0,17	0,238
8	0,179	0,251
9	0,188	0,264
10	0,198	0,277
11	0,205	0,287
12	0,213	0,298
13	0,219	0,307
14	0,226	0,316
15	0,232	0,325
16	0,238	0,334
17	0,244	0,342
18	0,25	0,35

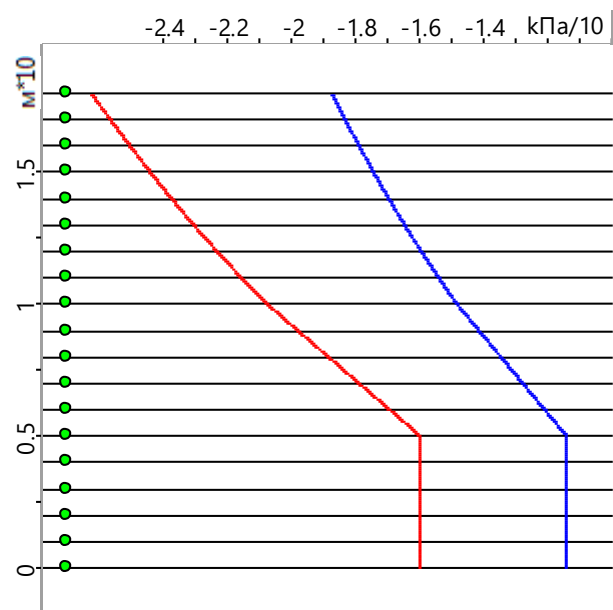
$$w_5 = 0,213 \cdot 6 = 1,28 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$w_{18} = 0,35 \cdot 6 = 2,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Ветровая нагрузка на подветренную сторону



Параметры		
Поверхность	Подветренная поверхность	
Шаг сканирования	1 м	
Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	1,4	
H	18	м



Высота (м)	Нормативное значение (кПа)	Расчетное значение (кПа)
0	-0,114	-0,16
1	-0,114	-0,16
2	-0,114	-0,16
3	-0,114	-0,16
4	-0,114	-0,16
5	-0,114	-0,16
6	-0,121	-0,169
7	-0,128	-0,179
8	-0,135	-0,188
9	-0,141	-0,198
10	-0,148	-0,207
11	-0,154	-0,216
12	-0,159	-0,223
13	-0,165	-0,23
14	-0,17	-0,237
15	-0,174	-0,244
16	-0,179	-0,25
17	-0,183	-0,257
18	-0,187	-0,262

$$w_5 = -0,16 \cdot 6 = -0,96 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$w_{18} = -0,262 \cdot 6 = -1,57 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Ветровая нагрузка на кровлю

Отметка верхней точки крыши +18,000 м, находим для данной отметки коэффициент k интерполяцией:

$$k_{18} = 0,65 + 8 \cdot \frac{0,85 - 0,65}{10} = 0,81.$$

Для наветренной части кровли ветровая нагрузка рассчитывается по формуле

$$w_{n,n} = 0,38 \cdot 0,81 \cdot 0,12 \cdot 6 = 0,22 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$w_n = 0,22 \cdot 1,4 = 0,38 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Для подветренной части кровли ветровая нагрузка рассчитывается по формуле

$$w_{n,n} = 0,38 \cdot 0,81 \cdot 0,16 \cdot 6 = 0,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$w_n = 0,3 \cdot 1,4 = 0,42 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Схема загрузки ветровой нагрузкой представлена на рисунке 7.

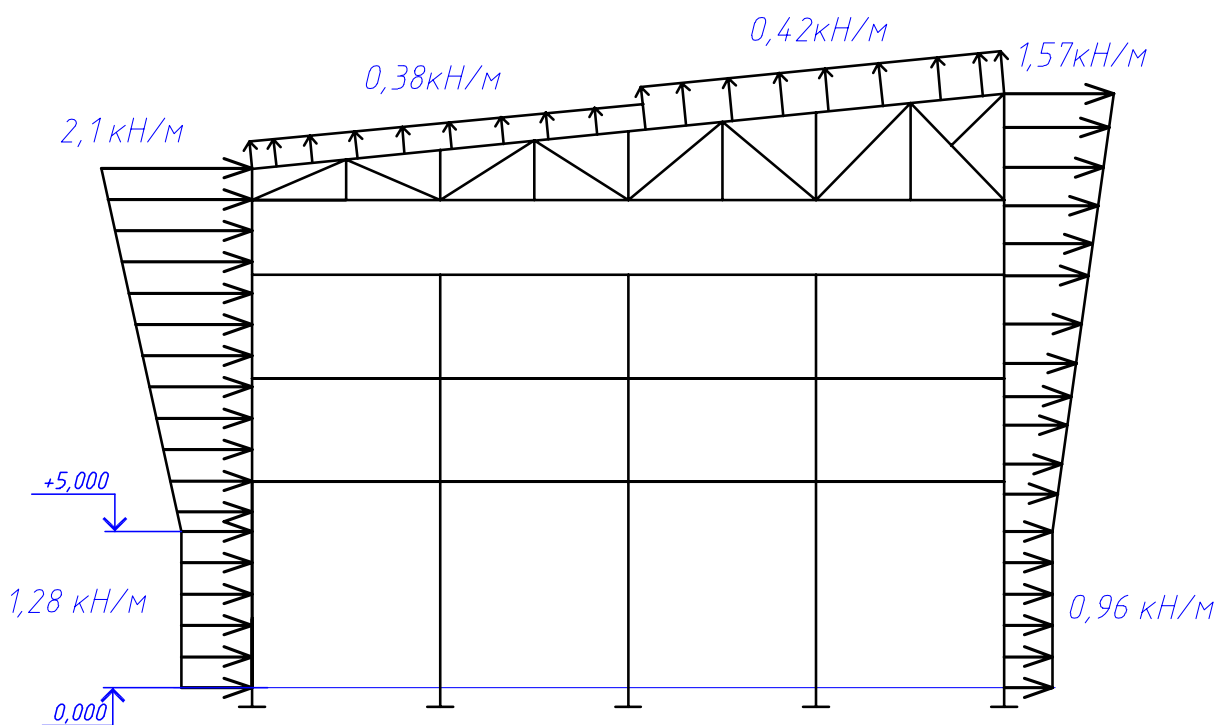


Рисунок 7 – Схема загрузки ветровой нагрузкой

Крановая нагрузка

В соответствии с исходными данными здание оборудовано подвесными кранами в пролете в осях В-Ж грузоподъемностью $Q=3,2$ т (1) и в осях Е-Ж грузоподъемностью $Q=2$ т (2).

(1) База крана в соответствии с ГОСТ 7890-93 составляет $B=600$ мм, пролет крана $L=12,000$ м, нагрузка на подкрановый путь вертикальная от

тележки $N_1=22$ кН, от катка $N_1^{\prime}=11$ кН, горизонтальная нагрузка поперечная согласно СП 20.13330.2011 для крана с режимом работы 3К определяется как $Q_1=0,05(Q+ N_1+ N_1^{\prime})= 0,05(32+22+11)=3,25$ кН. Расчетная реакция крайней опоры $D_{max} = 51,35$ кН; $D_{min} = 13,6$ кН.

(2)База крана в соответствии с ГОСТ 7890-93 составляет $B=600$ мм, пролет крана $L=3,000$ м, нагрузка на подкрановый путь вертикальная от тележки $N_2=12,7$ кН, от катка $N_2^{\prime}=6,35$ кН, горизонтальная нагрузка поперечная согласно СП 20.13330.2011 для крана с режимом работы 3К определяется как $Q_2=0,05(Q+ N_2+ N_2^{\prime})= 0,05(20+12,7+6,35)= 1,95$ кН. Расчетная реакция крайней опоры $D_{max} = 30,85$ кН; $D_{min} = 8,2$ кН.

Схема передачи нагрузок от крана представлена на рисунке 8.

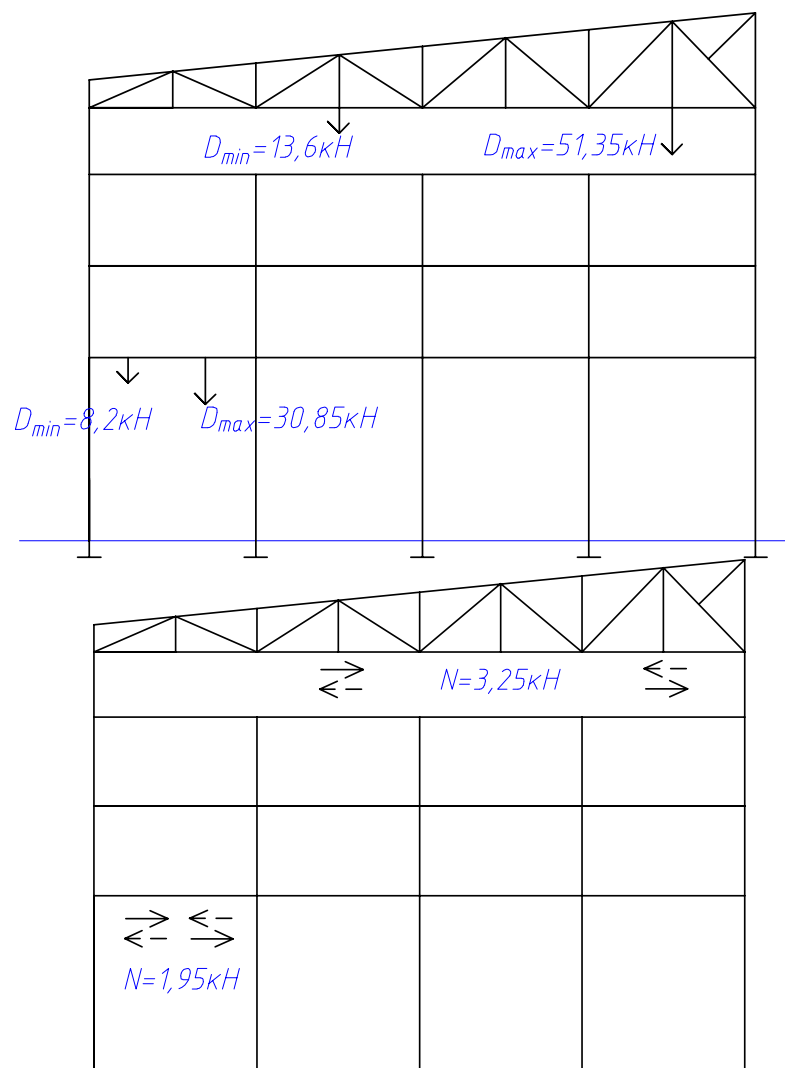


Рисунок 8 – Схема загрузки рамы крановой нагрузкой

2.2.3 Статический расчет рамы (ось 2) в программе SCAD

Расчет рамы произведем в программном комплексе SCAD. Также через эту программу, используя постпроцессоры, произведем подбор сечений элементов рамы.

Алгоритм расчета рамы и его результаты представлены ниже.

Алгоритм расчета рамы

1 Задаем схему рамы в программе AutoCad и переносим в SCAD. Во вкладке «Геометрические преобразования» задаем поворот вокруг оси UX на 90^0 . Разбиваем все элементы в узлах и ставим связи по оси Y в местах расположения связей между колонн и в покрытии (на рисунке 9 обозначены квадратом). Крайним и средним колоннам задаем сопряжение с фундаментом жесткое, колонн с фермой – шарнирное, балок с колоннами – шарнирное. Не устанавливаем шарниры в месте сборки отправочных элементов.

В поперечном направлении геометрическая неизменяемость каркаса должна обеспечиваться поперечной рамой, в продольном при рамно – связевой системе – системой связей по колоннам и конструкциями покрытия и перекрытий.

В плоскости поперечной рамы в большинстве случаев отдается предпочтение жесткому сопряжению колонн с фундаментом, что обеспечивает неизменяемость рам при шарнирном сопряжении ригелей с колоннами, в продольном направлении – шарнирному как наиболее простому в конструктивном решении.

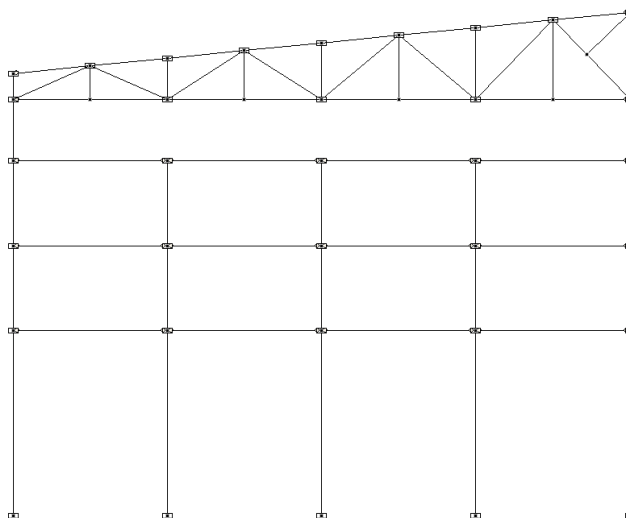


Рисунок 9 – Расчетная схема в SCAD

2 Задаем жесткости всем элементам рамы. Начальные профили берем ориентировочно. Для колонн примем двутавр I40К2. Для балок перекрытия I90Б2. Ферму проектируем из элементов таврового сечения – сдвоенных уголков. Принятые сечения указаны на рисунке 10

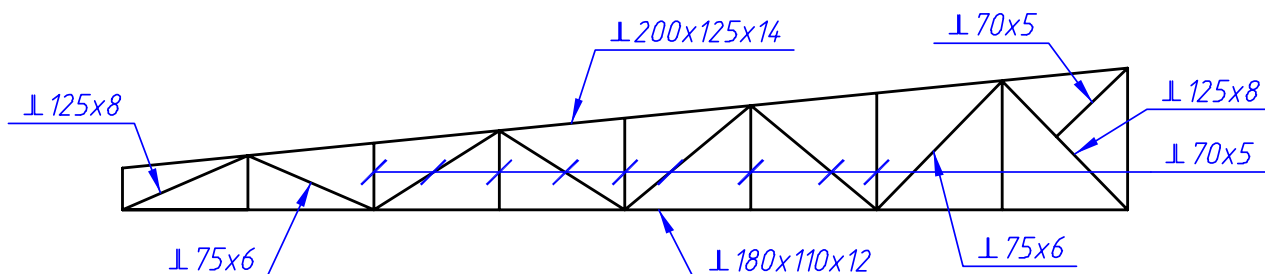


Рисунок 10 – Сечения элементов ригеля рамы

3 Задаем нагрузки на раму, найденные в пункте 2.2.2. Собственные вес задаем автоматически с коэффициентом 1,05.

В «Дереве проекта» во вкладке «Специальные исходные данные» задаем комбинацию загрузок и расчетные сочетания усилий (PCY) для выполнения операции Постпроцессора.

В PCY деактивируем заданные комбинации; ставим взаимоисключение горизонтальных крановых нагрузок и ветровых нагрузок (право/лево); ставим сопутствующие нагрузки для крановых вертикальных и горизонтальных нагрузок.

4 Выполняем линейный расчет. Смотрим характер эпюр и деформаций (эпюры внутренних усилий представлены в приложении А). Стоит отметить, что в данной раме присутствуют не только продольные силы, но и поперечные силы и изгибающие моменты.

5 Переходим на вкладку «Постпроцессоры», «Проверка сечений металлопроката». До начала подбора элементов назначим коэффициенты работы элементов, гибкости и расчетные длины.

6 Назначаем коэффициенты условий работы элементов рамы по таблице 1 СП [14]. Для сжатых элементов фермы $\gamma_c = 0,9$; для растянутых $\gamma_c = 1$.

7) Назначаем расчетные длины элементов рамы по таблице 24 [14]. В плоскости для поясов – 1; для опорных раскосов и стоек – 1; для прочих элементов – 0,8l. Расчетные длины из плоскости - l_1 . Для колонн в плоскости – 0,7 l; из плоскости - l_1 по п.10.3 [14]. Здесь l – длина элемента; l_1 - геометрическая длина между точками закрепления элемента.

8) Назначаем предельные гибкости элементов рамы по п.10.4 [14].

Элементы верхнего и нижнего пояса ригеля при сжатии и опорный раскос – 180-60α; элементы верхнего и нижнего пояса ригеля при растяжении – 400; растянутые элементы решетки – 400; сжатые элементы решетки -180-

60α; колонна – 180-60α; элементы решетки колонны – 210-60α; элементы связей - 200. Здесь $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \geq 0,5$.

Подбор сжатых элементов производится программой SCAD по устойчивости; растянутых – из условия прочности или геометрической устойчивости.

В проверке сечения металлопроката программа SCAD не учитывает конструктивные требования согласно п 15.2.5 [14], что требует проверки несущей способности согласно приложению Л [14].

Также следует отметить, в процессе компоновки чертежа в геометрической схеме могут появиться несоосности в решетке ригеля рамы, что может вызвать дополнительный изгибающий момент пояса. Этот момент следует учесть и перекомпоновать расчетную схему.

По результатам статического расчета рамы получены значения перемещений в узлах и значения внутренних усилий в элементах от расчетных сочетаний усилий

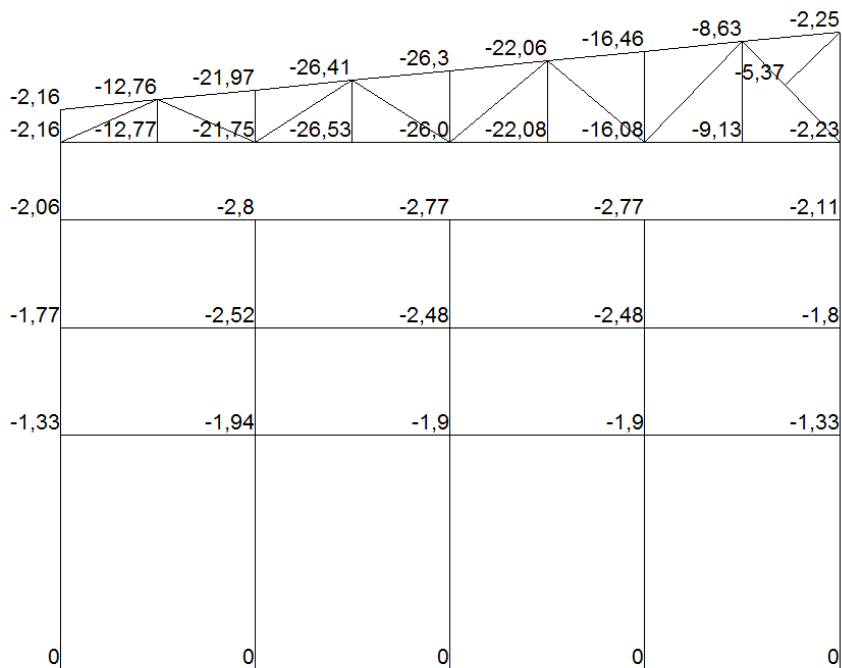


Рисунок 11 – Значения перемещений в узлах рамы по оси Z, мм

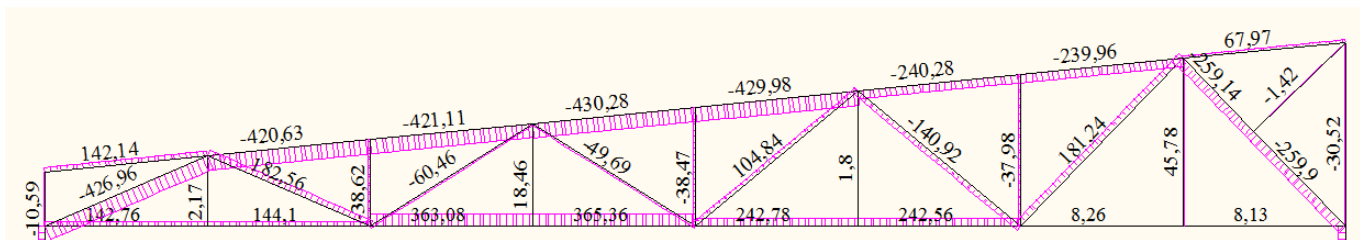
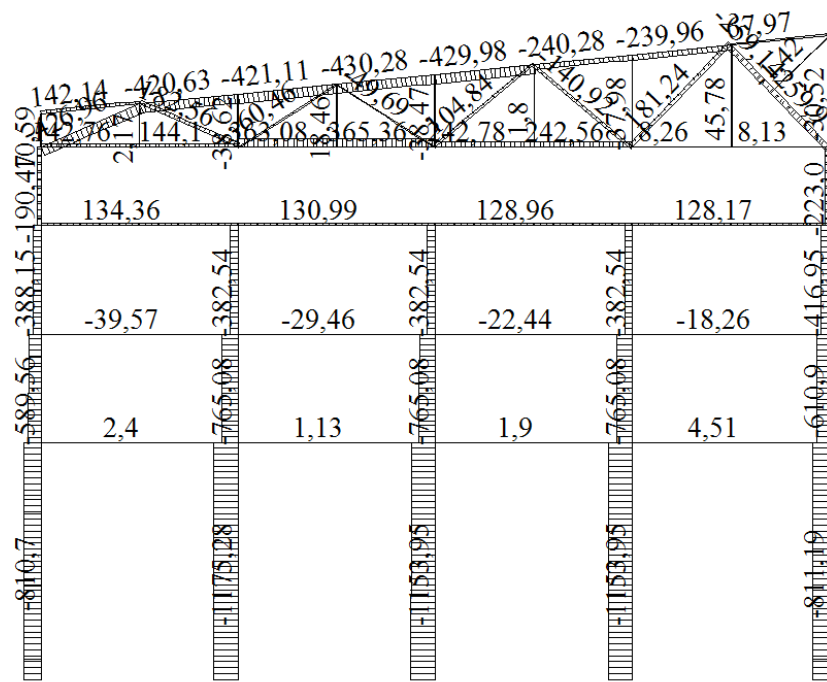


Рисунок 12 – Значения продольной силы N в элементах рамы, кН

Рисунок 13 – Значения продольной силы N в элементах фермы, кН

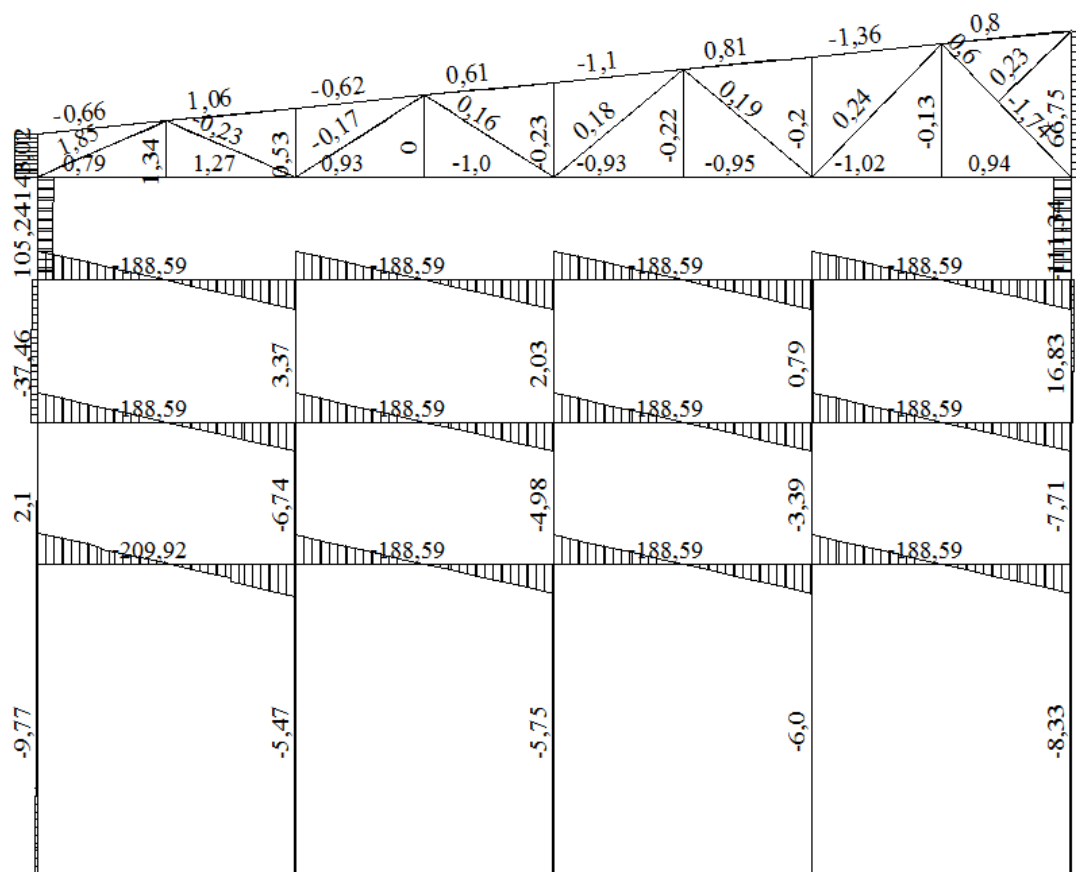


Рисунок 14 – Значения поперечной силы Q в элементах рамы, кН

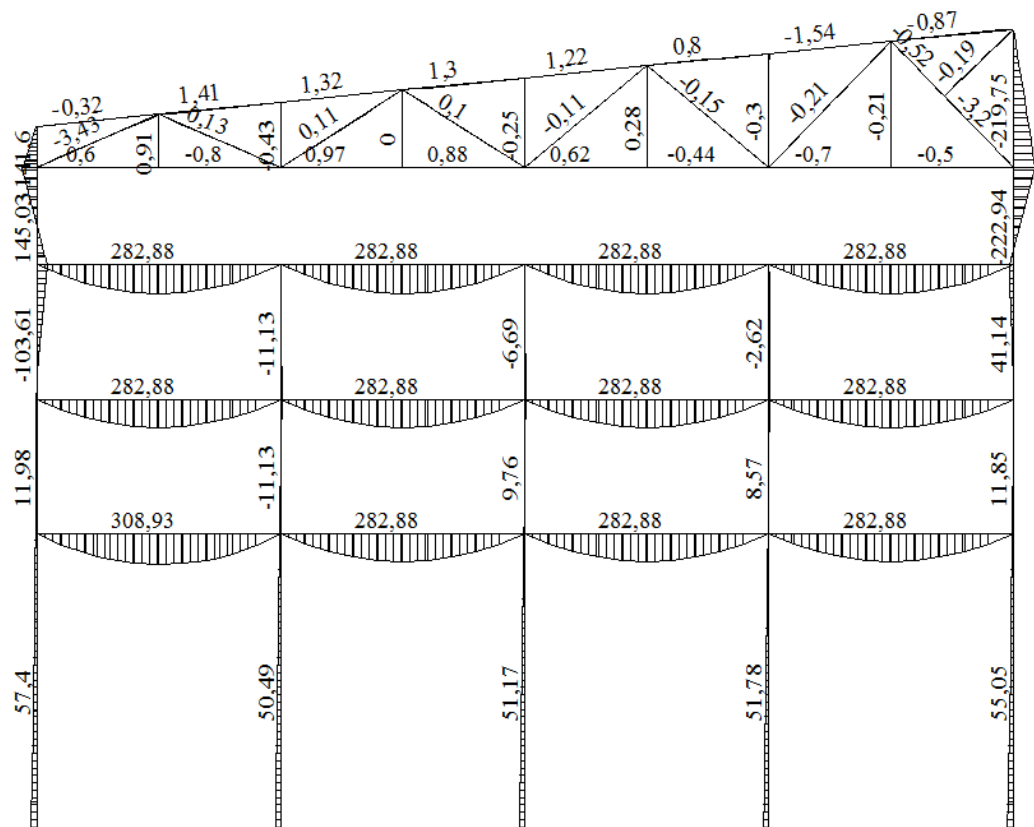


Рисунок 15 – Значения изгибающего момента M_y в элементах рамы, кНм

Результат расчета в программе SCAD «Подбор сечений металлопроката»

Назначаем окончательные сечения элементов рамы после уточнения геометрических характеристик её элементов. Сечения в поясах принимаем постоянными по всей длине и назначаем из наибольших результативных профилей, подобранных программой SCAD. Сечения элементов решетки назначаем по усилиям, возникающим в этих элементах. Колонны также назначаем из наибольших результативных профилей подобранных программой и принимаем постоянным по длине сечение. Подбор профилей в программе зависит от величины внутренних усилий, от условий подбора профиля, расчетной длины и гибкости элементов.

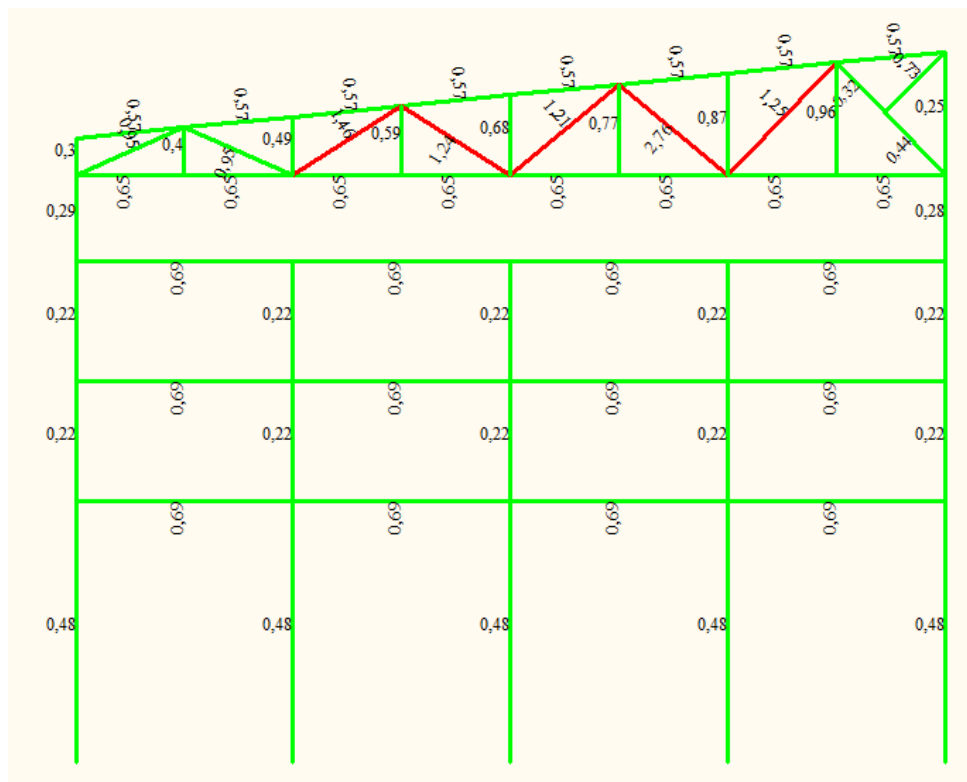


Рисунок 16 – Визуализация результатов проверки изначально заданных сечений элементов рамы на прочность, устойчивость и жесткость

Как видно по схеме на рисунке 16, проверки прочности не проходят раскосы с сечением 2L70x6. Поэтому выполним подбор сечений с помощью программы SCAD. Результат подбора приведен в таблице 3, номера конструктивных элементов приведены на рисунке 14.

Таблица 3 – Результат подбора элементов
Группа Крайняя колонна

Конструктивный элемент	Исходное сечение	Результат подбора
1	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 30К1
2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 20К2
3	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 26К1
4	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 26К3
5	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 26К2
6	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 26К2
7	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 20К1
8	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 26К2
9	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 30К1
10	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 26К1

Группа Средняя колонна

Конструктивный элемент	Исходное сечение	Результат подбора
56	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 30К1
57	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 20К1
58	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 20К1
59	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 30К1
60	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 20К1
61	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 20К1
62	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 30К1
63	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 20К1
64	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 40К2	Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83 20К1

Группа Балка перекрытия

Конструктивный элемент	Исходное сечение	Результат подбора
44	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 90Б1	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 55Б1
45	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 90Б1	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 55Б1
46	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 90Б1	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 55Б1
47	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 90Б1	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 55Б1
48	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 90Б1	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 55Б1
49	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 90Б1	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 55Б1
50	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 90Б1	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 55Б1
51	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 90Б1	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 55Б1
52	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 90Б1	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 55Б2
53	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 90Б1	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 55Б1
54	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 90Б1	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 55Б1
55	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 90Б1	Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83 55Б1

Группа Верхний пояс

Конструктивный элемент	Исходное сечение	Результат подбора
19	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L200x125x14	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L125x80x7
20	Уголок неравнополочный по ГОСТ	Уголок неравнополочный по ГОСТ

Конструктивный элемент	Исходное сечение	Результат подбора
	8510-86* L200x125x14	8510-86* L160x100x9
21	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L200x125x14	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L160x100x9
22	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L200x125x14	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L160x100x9
23	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L200x125x14	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L160x100x9
24	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L200x125x14	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L125x80x10
25	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L200x125x14	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L125x80x10
26	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L200x125x14	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L125x80x7

Группа Нижний пояс

Конструктивный элемент	Исходное сечение	Результат подбора
11	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L180x110x12	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L125x80x7
12	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L180x110x12	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L125x80x7
13	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L180x110x12	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L125x80x7
14	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L180x110x12	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L125x80x7
15	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L180x110x12	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L125x80x7
16	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L180x110x12	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L125x80x7
17	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L180x110x12	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L125x80x7
18	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L180x110x12	Уголок неравнополочный по ГОСТ 8510-86* L125x80x7

Группа Опорный раскос

Конструктивный элемент	Исходное сечение	Результат подбора
34	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L125x8	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L120x10
41	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L125x8	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L75x6
42	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L125x8	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L90x7

Группа Раскос

Конструктивный элемент	Исходное сечение	Результат подбора
35	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L75x6	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L75x5
36	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x5	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L80x5
37	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x5	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L80x5
38	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x5	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L80x5

Конструктивный элемент	Исходное сечение	Результат подбора
39	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x5	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L80x5
40	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L75x6	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L80x5
43	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x5	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L56x4

Группа Стойка

Конструктивный элемент	Исходное сечение	Результат подбора
28	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x5	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L45x4
30	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x5	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L50x4
32	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x5	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L63x4

Группа Подвес

Конструктивный элемент	Исходное сечение	Результат подбора
27	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x5	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L45x4
29	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x5	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L45x3
31	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x5	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L56x4
33	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x5	Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x4

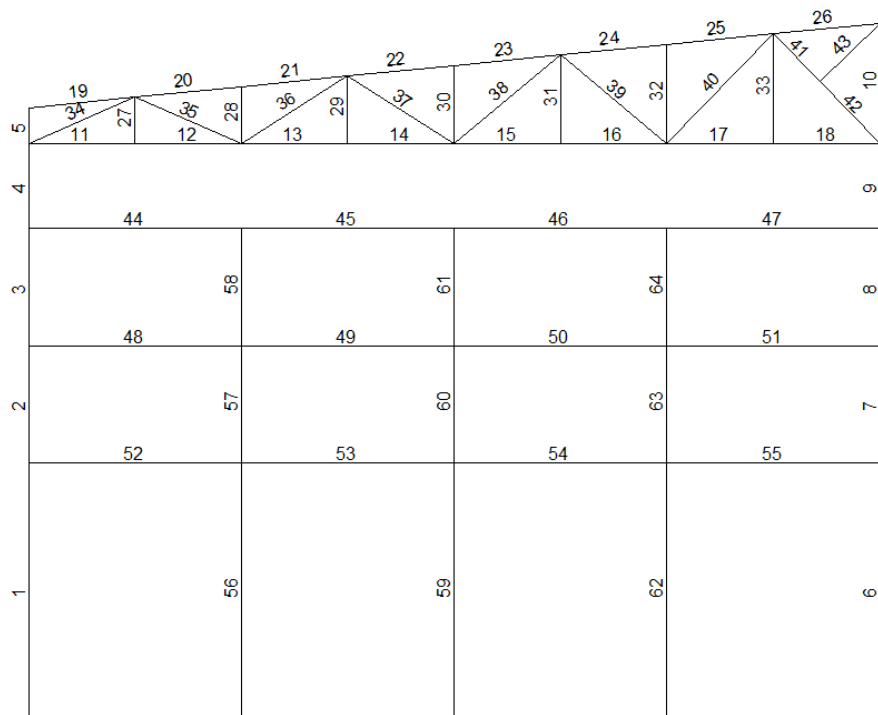


Рисунок 14 – Номера конструктивных элементов

Таблица 4 - Окончательный подбор профилей

Название элемента	Профиль
Колонны крайние	Двутавр 30К1*
Колонные средние	Двутавр 30К1*
Верхний пояс фермы	2L 160x100x9
Нижний пояс фермы	2L 125x80x7
Опорные раскосы	2L 120x10
Раскосы	2L 80x5
Стойки	2L 70x4
Балки перекрытия	Двутавр 55Б2
Подвесы	2L 70x4

Примечание: в целях унификации принято 5 типоразмеров сечений фермы что не противоречит требованиям экономии металла и повышает технологичность производства ферм на заводе. Для колонны принято постоянное по длине сечение.

*- сечения конструктивных элементов требуют проверки на устойчивость по предельной гибкости.

2.3 Расчет и конструирование стропильной фермы

Внутренние усилия (продольная сила N , кН; поперечной силой Q и изгибающим моментом M пренебрегаем ввиду их малости) в стержневых элементах стропильной фермы были определены в программном комплексе SCAD. Также был выполнен расчет и проверка поперечных сечений элементов фермы. Верхний и нижний пояса запроектированы из двух неравнополочных уголков, поставленных короткими полками друг к другу. Элементы решетки – из спаренных равнополочных уголков. Результаты подбора сечений, внутренние усилия сведены в таблицу 5.

Таблица 5 – Сечения стержней фермы

Элемент фермы	Стержень	Расчетное усилие, кН		Сечение
		растяжение	сжатие	
Нижний пояс	11	142,76		2L 125x80x7
	12	144,1		
	13	362,1		
	14	365,36		
	15	242,78		
	16	242,56		
	17	143,38		
	18	142,21		
Верхний пояс	19	142,14		2L 160x100x9
	20		-420,63	
	21		-421,11	
	22		-430,28	
	23		-429,98	
	24		-240,28	

	25		-239,96	
	26	67,97		
Стойки/подвесы	27	2,17		2L 70x4
	28		-38,62	
	29	18,46		
	30		-38,47	
	31	1,8		
	32		-37,98	
	33	45,78		
Раскосы	34		-426,96	2L 120x10
	35	182,56		2L 80x5
	36		-60,46	
	37		-49,49	
	38	104,84		
	39		-140,66	
	40	181,24		
	41/42		-259,37	2L 120x10
	43		-1,42	2L 80x5

Примечание: нумерация элементов фермы приведена на рисунке 14.

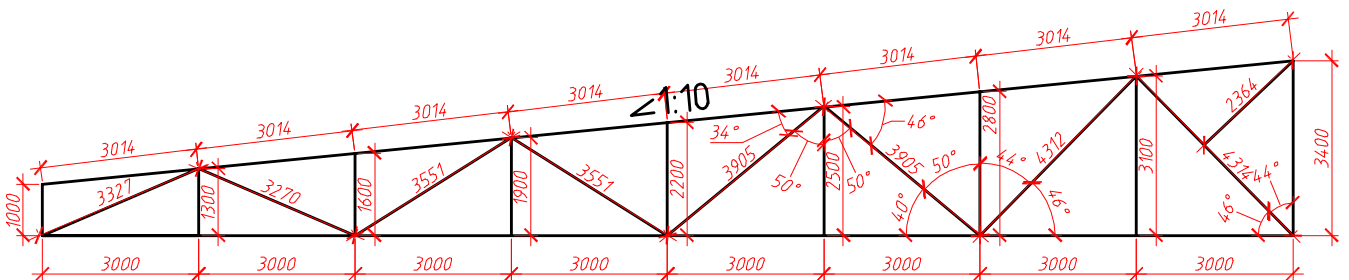


Рисунок 15 – Геометрическая схема фермы

Расчет узлов стропильной фермы заключается в определении размеров сварных швов, необходимых для прикрепления сходящихся в них стержней, и узловых фасонок.

Расчет и конструирование опорного узла

Уголки опорного раскоса (2L 120x10) с усилием $N_{42} = -259,37$ кН прикрепляем к фасонке $t=14$ мм двухсторонними угловыми швами с катетом $k_{f1} = 5$ мм со стороны обушка и $k_{f2} = 4$ мм со стороны пера.

- материал элементов фермы – сталь С345-3 по ГОСТ 27772-88* по таблице В.1 [14];

- расчетные характеристики стали по таблице В.5 [14]: $R_y = 310$ Н/мм² при толщине проката от 2 до 20 мм; $R_{un} = 470$ Н/мм²;

- швы выполняются полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа по ГОСТ 8050-85; марка сварочной проволоки Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70; $\beta_f = 0,9$ и $\beta_z = 1,05$ по таблице 39 [14]; расчетное сопротивление сварного шва срезу $R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2$ по приложению Г.2 [14]; расчетное сопротивление срезу металла границы сплавления $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5 \text{ Н/мм}^2$.

Расчет сварного шва ведем по металлу шва т.к.

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 0,45 \cdot 470} = 0,87 < 1,$$

$$l_w^{об} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{42}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,75 \cdot \frac{259,37}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 11,05 \text{ см};$$

$$l_w^{п} = \alpha_2 \cdot \frac{N_{42}}{2\beta_f k_{f2} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,25 \cdot \frac{259,37}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 5,2 \text{ см},$$

где $\alpha_1 = 0,75$; $\alpha_2 = 0,25$ – коэффициенты распределения усилия между обушком и пером.

$$l_{w,max1} = 85 \cdot \beta_f k_{f1} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,5 = 38,25 \text{ см};$$

$$l_{w,max2} = 85 \cdot \beta_f k_{f2} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,4 = 30,6 \text{ см};$$

Принимаем $l_w^{об} = 110 \text{ мм}$; $l_w^{п} = 60 \text{ мм}$.

Определяем размеры швов для прикрепления нижнего пояса $N_{18} = 142,21 \text{ кН}$.

$$l_w^{об} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{42}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,75 \cdot \frac{142,21}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 7,9 \text{ см};$$

$$l_w^{п} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{42}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,25 \cdot \frac{142,21}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 3,3 \text{ см};$$

Принимаем $l_w^{об} = 80 \text{ мм}$; $l_w^{п} = 40 \text{ мм}$.

Прикрепление опорного фланца к узловой фасонке:

$$\sqrt{\left(\frac{A}{2\beta_f k_{f1} l_w}\right)^2 + \left(\frac{H}{2\beta_f k_{f1} l_w} + \frac{6H \cdot e}{2\beta_f k_{f1} l_w^2}\right)^2}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{223,0 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 38,25}\right)^2 + \left(\frac{142,21 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 38,25} + \frac{6 \cdot 142,21 \cdot 15 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 38,25^2}\right)^2}$$

$$= 152,91 \frac{H}{\text{мм}^2} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 215 \frac{H}{\text{мм}^2}$$

где $A = 223,0$ кН – опорная реакция ригеля;

$H = 142,21$ кН – горизонтальное сжимающее усилие;

$l_w = l_{w,max1} = 38,25$ см.

По полученным длинам швов крепления опорного раскоса и нижнего пояса графически определяем размеры фасонки. Опорный раскос не доводим до пояса на расстояние $a = 6t_{\phi} - 20 = 6 \cdot 14 - 20 = 64$ мм, принимаем $a = 70$ мм.

Нижний опорный узел представлен на рисунке 16

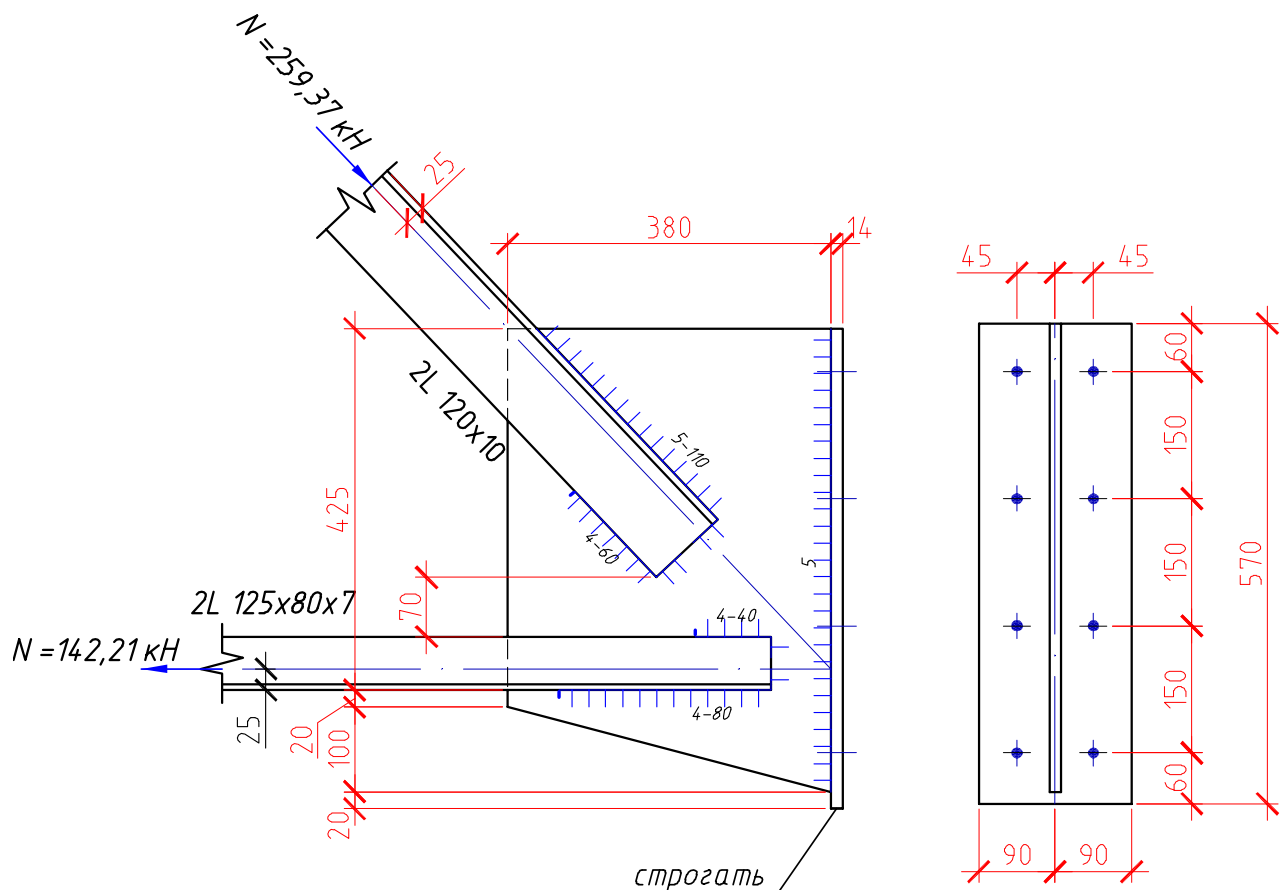


Рисунок 16 – Нижний опорный узел

Промежуточный узел верхнего пояса

Катет швов крепления раскоса 39 принимаем 4 мм. Расчет выполняем по металлу шва (см. расчет опорного узла). Необходимая длина швов крепления раскоса 39 при $N_{39}=140,66$ кН, $\alpha_1 = 0,7$; $\alpha_2 = 0,3$:

$$l_w^{об} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{39}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,7 \cdot \frac{140,66}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 \\ = 7,36 \text{ см};$$

$$l_w^{п} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{39}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,3 \cdot \frac{140,66}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 \\ = 3,73 \text{ см};$$

Принимаем $l_w^{об} = 80$ мм; $l_w^{п} = 40$ мм.

Необходимая длина швов крепления раскоса 38 при $N_{38}=104,84$ кН, $\alpha_1 = 0,7$; $\alpha_2 = 0,3$, $k_f = 4$ мм:

$$l_w^{об} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{38}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,7 \cdot \frac{104,84}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 \\ = 5,74 \text{ см};$$

$$l_w^{п} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{38}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,3 \cdot \frac{104,84}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 \\ = 3,03 \text{ см};$$

Принимаем $l_w^{об} = 60$ мм; $l_w^{п} = 40$ мм.

Для подвеса 31 ввиду малости возникающего в нем растягивающего усилия $N_{31}=1,8$ кН, примем конструктивно минимальные длины швов $l_w^{об} = 40$ мм; $l_w^{п} = 40$ мм.

Прочность швов, прикрепляющих фасонку к поясу, рассчитываем на совместное действие продольного усилия $N = N_{23} + N_{24} = 429,98 + 240,28 = 670,26$ кН и сосредоточенной узловой нагрузки $F = 44,82$ кН.

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wN}^2 + \tau_{wF}^2} = \sqrt{164,47^2 + 20,34^2} = 165,72 \text{ Н/мм}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ = 215 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

$$\tau_{wN} = \frac{N}{\beta_f k_f \Sigma l_w} = \frac{670,26 \cdot 10}{0,9 \cdot 0,4 \cdot 113,2} = 164,47 \text{ Н/мм}^2;$$

$\sum l_w = (30,6 + (14 - 1) + (14 - 1)) \cdot 2 = 113,2$ см, где 30,6 см – предельная длина сварного флангового шва, крепящего перо пояса с одной стороны фасонки, при $k_f = 4$ мм.

$$\tau_{wN} = \frac{F}{\beta_f k_f \sum l_w} = \frac{44,82 \cdot 10}{0,9 \cdot 0,4 \cdot 61,2} = 20,34 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sum l_w = 30,6 \cdot 2 = 61,2 \text{ см}$$

Прочность сварных швов обеспечена.

Узел представлен на рисунке 17.

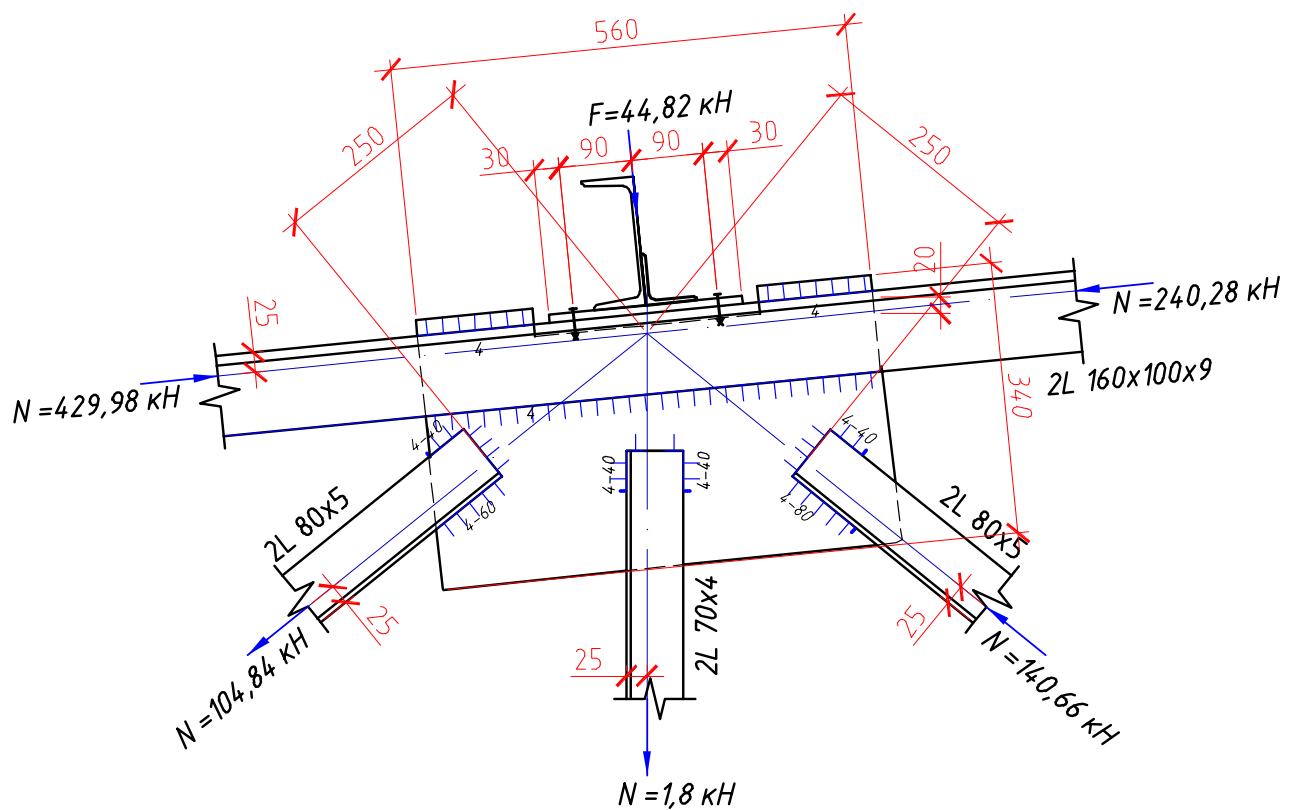


Рисунок 17 – Узел верхнего пояса

Промежуточный узел нижнего пояса

Длины швов, крепящих раскос 39, были определены при конструировании промежуточного узла верхнего пояса и составляют $l_w^{об} = 80$ мм; $l_w^п = 40$ мм.

Длины швов, прикрепляющих раскос 40 и стойку 32, определяем аналогично предыдущим стержням..

Необходимая длина швов крепления раскоса 40 при $N_{40} = 181,24$ кН, $\alpha_1 = 0,7$; $\alpha_2 = 0,3$, $k_f = 4$ мм:

$$l_w^{об} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{40}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,7 \cdot \frac{181,24}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 9,2 \text{ см};$$

$$l_w^{п} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{40}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,3 \cdot \frac{181,24}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 4,51 \text{ см};$$

Принимаем $l_w^{об} = 95$ мм; $l_w^{п} = 50$ мм.

Необходимая длина швов крепления стойки 32 при $N_{32} = 37,98$ кН, $\alpha_1 = 0,7$; $\alpha_2 = 0,3$, $k_f = 4$ мм:

$$l_w^{об} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{32}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,7 \cdot \frac{37,98}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 2,71 \text{ см};$$

$$l_w^{п} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{32}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,3 \cdot \frac{37,98}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 1,74 \text{ см};$$

Принимаем $l_w^{об} = 40$ мм; $l_w^{п} = 40$ мм.

Прочность швов, прикрепляющих фасонку к поясу, рассчитываем на действие продольного усилия $N = N_{16} + N_{17} = 242,56 + 143,38 = 385,94$ кН.

$$\tau_{wN} = \frac{N}{\beta_f k_f \sum l_w} = \frac{385,94 \cdot 10}{0,9 \cdot 0,4 \cdot 4 \cdot 30,6} = 87,59 \text{ Н/мм}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 215 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

Прочность швов обеспечена.

Узел представлен на рисунке 18.

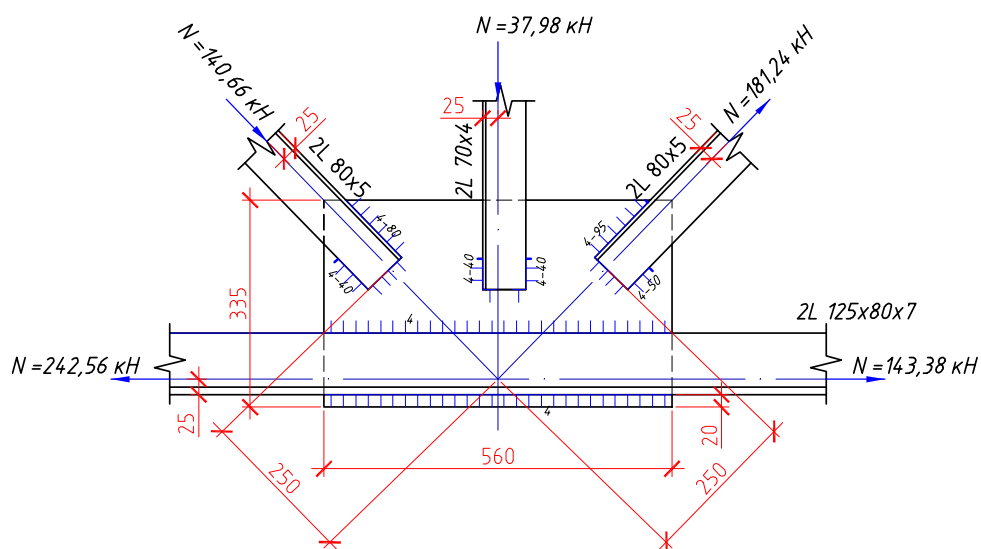


Рисунок 18 – Нижний промежуточный узел

Расчет соединительных прокладок

Соединительные прокладки необходимы для обеспечения совместной работы уголков в сечении элементов фермы. Расстояние между ними должно быть не более $40i$ для сжатых элементов и $80i$ для растянутых, где i – радиус инерции одного уголка относительно оси параллельной прокладке. При этом между узлами в сжатых элементах должно быть не менее двух прокладок.

Прокладки делают шириной 60-80 мм, длиной на 20-50 мм больше ширины уголков.

Данные по определению числа соединительных прокладок приведены в таблице 6.

Показатель	Элемент и знак усилия									
	верхний пояс, -	нижний пояс, +	41 -	33 +	40 +	32 -	39 -	31 +	38 +	
Расстояние между фасонками, см	~300	~300	340/2	260	360	230	320	200	320	
Радиус инерции i_y , см	5,15	4,01	3,85	2,16	2,45	2,16	2,45	2,16	2,45	
Предельное расстояние между прокладками, см	206	320,8	154	172,8	196	86,4	98	172,8	196	

Число прокладок	2	1	2+2	1	2	3	3	1	2
Размеры прокладок	-80x200	-80x140	-60x140	-60x90	-60x100	-60x90	-60x100	-60x90	-60x100

2.4 Расчет и конструирование колонны рамы

Исходные данные

Сечение элементов колонны подобраны программой SCAD по результатам статического расчета. Окончательно принята колонна постоянного сечения из двутавра колонного I30K1 по ГОСТ 26020-83 (таблица 3).

- коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,9$ таблица 1 [14];
- длина колонны 17,2 м;
- расчетные усилия в колонне, полученные по результатам статического расчета (таблица 4), $M = 57,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N = 810,7 \text{ кН}$, $Q = 9,77 \text{ кН}$.
- материал элементов рамы – сталь С345-3 по ГОСТ 27772-88* по таблице В.1 [14];
- расчетные характеристики стали С345 по таблице В.5 [14]: $R_y = 320 \text{ Н/мм}^2$ при толщине проката от 2 до 20 мм; $R_{un} = 470 \text{ Н/мм}^2$;
- швы выполняются полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа по ГОСТ 8050-85; марка сварочной проволоки Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70; $\beta_f = 0,9$ и $\beta_z = 1,05$ по таблице 39 [14]; расчетное сопротивление сварного шва срезу $R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2$ по приложению Г.2 [14]; расчетное сопротивление срезу металла границы сплавления $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5 \text{ Н/мм}^2$.

Конструктивный расчет стержня колонны

Расчетная длина колонны в плоскости рамы

$$l_{ef,x} = 7,2 \cdot 0,7 = 5,04 \text{ м,}$$

где $\mu = 0,7$ – коэффициент расчетной длины колонны; $l = 7,2 \text{ м}$ – длина колонны до ее закрепления балкой перекрытия 1-го этажа.

Расчетная длина колонны из плоскости рамы

$$l_{ef,y} = 1 \cdot 1 = 7,2 \text{ м.}$$

Проверим устойчивость стержня колонны из I 30 K1, принятого при компоновке поперечной рамы каркаса и по данным подбора в программном комплексе SCAD.

Геометрические характеристики сечения по сортаменту металлопроката и стержня колонны:

$$A = 108 \text{ см}^2; I_x = 18110 \text{ см}^4; W_x = 1223 \text{ см}^3; i_x = 12,95 \text{ см}; i_y = 7,50 \text{ см};$$

$$h = 296 \text{ мм}; b_f = 300 \text{ мм}; t_f = 13,5 \text{ мм}; t_w = 9 \text{ мм}.$$

$$\lambda_x = l_{ef,x} / i_x = 5,04 \cdot 10^2 / 12,95 = 38,92;$$

$$\lambda_y = l_{ef,y} / i_y = 7,2 \cdot 10^2 / 7,5 = 96;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{R_y / E} = 38,92 \cdot \sqrt{320 / (2,06 \cdot 10^5)} = 1,53.$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{R_y / E} = 96 \cdot \sqrt{320 / (2,06 \cdot 10^5)} = 3,78.$$

Проверим устойчивость стержня колонны из плоскости рамы, так как условная гибкость в этом направлении выше, чем в плоскости рамы, для чего вычислим коэффициент

$$\alpha = \frac{N}{\phi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{810,7}{0,350 \cdot 108 \cdot 320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,67 < 1.$$

Здесь коэффициент $\phi_e = 0,350$ подсчитан по [СП 16.13330.2011, таблица Д.3] в зависимости от $\bar{\lambda}_y = 3,78$ и $m_{ef,x} = \eta \cdot m = 1,67 \cdot 0,63 = 1,05$, где $\eta = 1,64$ вычислен по [СП 16.13330.2011, таблица Д.2] в зависимости от

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{300 \cdot 13,5}{(296 - 2 \cdot 13,5) \cdot 9} = 1,67; m = \frac{e \cdot A}{W_c} = \frac{7,1 \cdot 108}{1223} = 0,63;$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{57,4 \cdot 100}{810,7} = 7,1 \text{ см};$$

$$\eta = (1,90 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (6 - m) \cdot \bar{\lambda}_x = \\ = (1,90 - 0,1 \cdot 0,63) - 0,02 \cdot (6 - 0,63) \cdot 2,19 = 1,67.$$

Так как коэффициент $\alpha < 1$, то устойчивость стержня колонны обеспечена из плоскости рамы, так и в плоскости рамы.

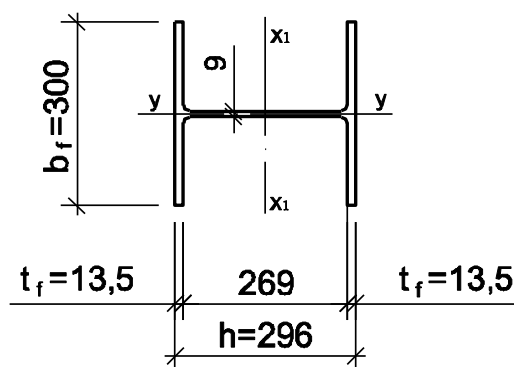


Рисунок 18 – Сечение крайней колонны по оси Ж (I30K1)

Предельная гибкость колонны

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,67 = 139,8.$$

Фактическая гибкость $\lambda_x = 96 < [\lambda] = 139,8$.

Проверка устойчивости стержня колонны из плоскости рамы

$$\frac{N}{\phi_c \cdot A} = \frac{810,7 \cdot 10}{0,350 \cdot 108} = 214,47 \text{ Н/мм}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 320 \text{ Н/мм}^2.$$

Условие выполняется.

Проверка местной устойчивости элементов стержня из прокатного профиля не требуется, т.к. размеры элементов прокатных профилей в сортаменте подобраны предварительно удовлетворяя условиям местной устойчивости в целом.

2.5 Расчет и конструирование базы колонны

Исходные данные

- материал фундамента - бетон класса В15 с расчетным сопротивлением сжатию $R_{bp} = \xi \cdot R_b = 1,4 \cdot 0,85 = 1,19 \text{ кН/см}^2$, где $\xi = 1,2 \div 1,5$ по таблице 6.8 [15];

- опорная плита из стали толстолистовой по ГОСТ 19903-74*; сталь С 345 по ГОСТ 27772-88*;

- расчетные характеристики стали по таблице В.5 [14]: $R_y = 320 \text{ Н/мм}^2$ при толщине проката от 2 до 20 мм; $R_{un} = 470 \text{ Н/мм}^2$;

- швы выполняются полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа по ГОСТ 8050-85; марка сварочной проволоки Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70; $\beta_f = 0,9$ и $\beta_z = 1,05$ по таблице 39 [14]; расчетное сопротивление сварного шва срезу $R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2$ по приложению Г.2 [14]; расчетное сопротивление срезу металла границы сплавления $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ Н/мм}^2$.

Определение размеров опорной плиты в плане (рисунок 19)

Конструктивно назначаем ширину опорной плиты

$$B = b_f + 2 \cdot t_{tr} + 2 \cdot c = 300 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 65 = 450 \text{ мм},$$

где $b_f = 300$ мм – ширина полки колонны; $t_{tr} = 10$ мм – толщина траверсы; $c = 65$ мм – вылет консоли плиты.

Длина плиты

$$L = \frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b,loc}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6 \cdot M}{B \cdot R_{b,loc}}} =$$

$$= \frac{810,7}{2 \cdot 45 \cdot 1,19} + \sqrt{\left(\frac{810,7}{2 \cdot 45 \cdot 1,19}\right)^2 + \frac{6 \cdot 57,4 \cdot 10^2}{45 \cdot 1,19}} = 52,31 \text{ см}.$$

Принимаем опорную плиту размером 450x530 мм (рисунок 19); размеры верхнего обреза фундамента 650x1010 мм, так как $\Psi_b = \sqrt[3]{A_f/A_{pl}}$ или $1,4^3 = A_f / (45 \cdot 53)$. Требуемая площадь $A_f = 6544,4 \text{ см}^2$.

Определение толщины опорной плиты

Краевые напряжения в бетоне фундамента под опорной плитой

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2} = \frac{-810,7 \cdot 10}{45 \cdot 53} - \frac{6 \cdot 57,4 \cdot 10^2 \cdot 10}{45 \cdot 53^2} =$$

$$= -3,4 - 2,72 = -6,12 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_{\min} = -3,4 + 2,72 = -0,68 \text{ Н/мм}^2.$$

Напряжение на участке эпюры сжатия

$$\sigma_1 = 0,68 + (6,12 - 0,68) \cdot (53 - 11,7) / 53 = 4,92 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_2 = 0,68 + (6,12 - 0,68) \cdot (53 - 11,7 - 1,35) / 53 = 4,78 \text{ Н/мм}^2.$$

Определим изгибающие моменты на расчетных участках плиты (они обозначены цифрами 1, 2 и 3 на рисунке 19):

участок 1 (консольный свес $c = 65$ мм):

$$M_1 = \frac{\sigma_{\max} \cdot c^2}{2} = \frac{6,12 \cdot 10^{-1} \cdot 6,5^2}{2} = 12,93 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

участок 2 (плита, опертая на 3 стороны); отношение закрепленной стороны плиты к свободной при отсутствии ребра $117/296 = 0,4 < 0,5$, а потому момент определяем как для консольного участка с вылетом консоли 117 мм:

$$M_2 = \frac{6,12 \cdot 10^{-1} \cdot 11,7^2}{2} = 41,88 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

участок 3 (плита, опертая на 4 стороны); отношение длинной стороны к более короткой $b/a = 269/145,5 = 1,85$; момент подсчитываем по формуле

$$M_3 = \alpha_1 \cdot \sigma_f \cdot a^2 = 0,096 \cdot 4,78 \cdot 10^{-1} \cdot 14,55^2 = 9,71 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где α_1 – коэффициент, принимаемый по таблице И.4 приложения И,

$\sigma_f = 4,78 \text{ Н/мм}^2$ – максимальное напряжение на рассчитываемом участке плиты; $a = 145,5$ мм – короткая сторона участка.

Так как момент на участке 2 в несколько раз отличается от моментов на участках 1 и 3 и требует значительной толщины опорной плиты, можно изменить размеры этого участка с помощью ребра толщиной 10 мм (рисунок 19); при этом отношение закрепленной стороны к свободной $117/145 = 0,81$; $M_2 = \alpha_3 \cdot \sigma_{\max} \cdot d_1^2 = 0,097 \cdot 6,12 \cdot 10^{-1} \cdot 14,3^2 = 12,14 \text{ кН} \cdot \text{см}$; здесь α_3 по таблице И.4 приложения И, $d_1 = 296/2 - 10/2 = 143$ мм – длина свободной

стороны участка; $a_1 = 117$ мм – длина стороны, перпендикулярной к свободной.

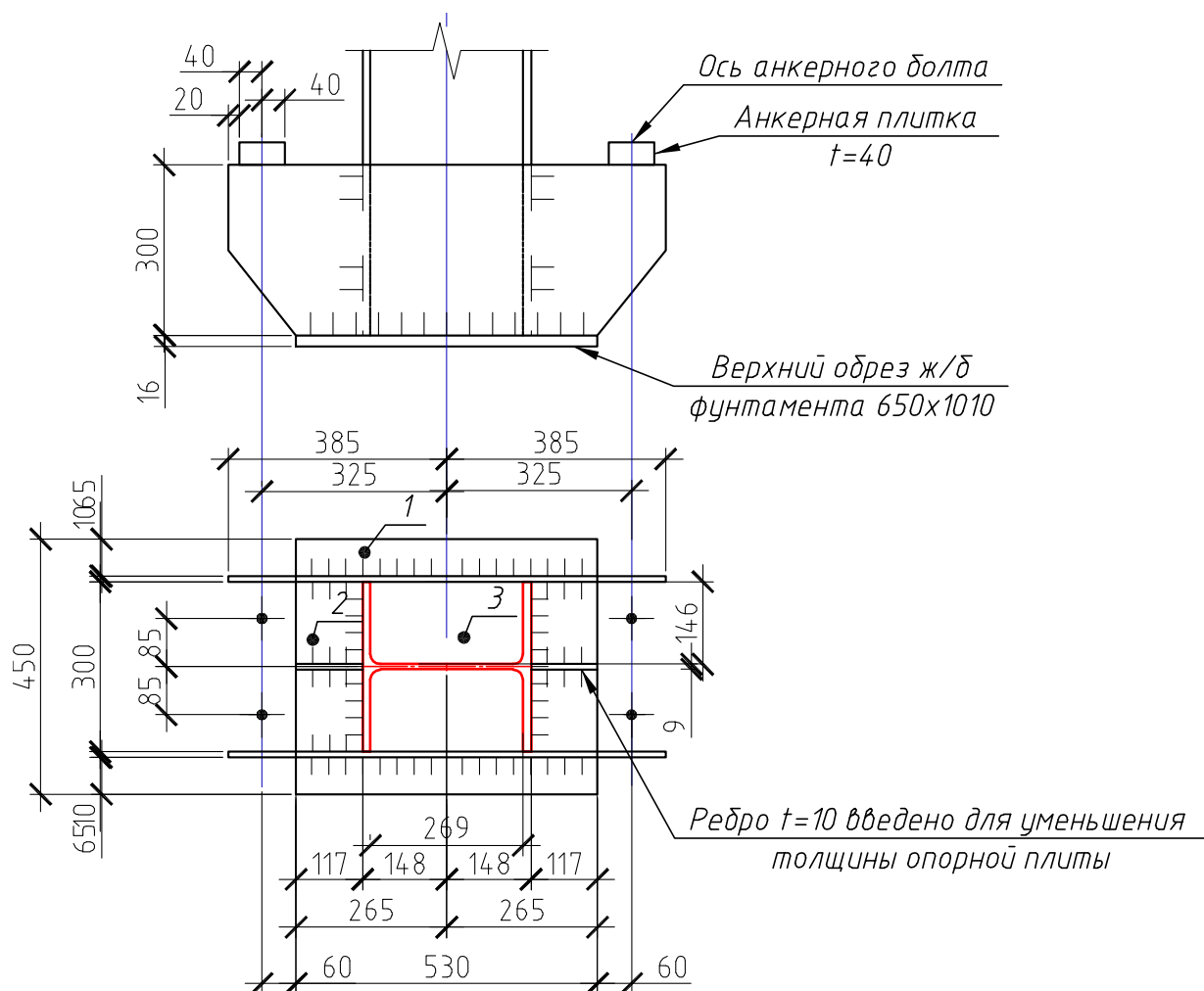


Рисунок 19 – Конструкция базы колонны

Толщину опорной плиты находим по максимальному моменту M_1

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 12,93}{320 \cdot 10^{-1} \cdot 1,2}} = 1,45 \text{ см.}$$

Принимаем толщину опорной плиты 16 мм (сталь по ГОСТ 19903-74*).

Расчет траверсы.

Назначаем высоту траверсы $h_{tr} = 300$ мм и проверяем ее прочность на изгиб и срез, как прочность однопролетной балки с консолями, опирающимися на полки колонны:

$$\sigma = \frac{6 \cdot M_{tr}}{W_{tr}} = \frac{6 \cdot 880,6 \cdot 10}{1 \cdot 30^2} = 58,7 \text{ Н/мм}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 320 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\tau = \frac{1,5 \cdot Q_{tr}}{A_{tr}} = \frac{1,5 \cdot 145,31 \cdot 10}{1 \cdot 30} = 72,65 \text{ Н/мм}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 0,58 \cdot 320 \cdot 1 = 185,6 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\begin{aligned} \text{Здесь } Q_{tr} &= 0,5 \cdot B \cdot b_1 \cdot (\sigma_{\max} + \sigma_1) \cdot 0,5 = \\ &= 0,5 \cdot 45 \cdot 11,7 \cdot (6,12 + 4,92) \cdot 0,5 \cdot 10^{-1} = 145,31 \text{ кН}; \\ M_{tr} &= Q_{tr} \cdot y_o = 145,31 \cdot 6,06 = 880,6 \text{ кН} \cdot \text{см}. \end{aligned}$$

расстояние от центра тяжести эпюры напряжений под консолью базы до сечения 2-2

$$y_o = \frac{b_1 \cdot (\sigma_1 + 2\sigma_{\max})}{3 \cdot (\sigma_1 + \sigma_{\max})} = \frac{11,7 \cdot (4,92 + 2 \cdot 6,12)}{3 \cdot (4,92 + 6,12)} = 6,06 \text{ см}.$$

Катет швов, крепящих траверсу к полкам колонны, принимаем $k_f = 8$ мм;

$$\text{При } \frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 211,5} = 0,87 < 1;$$

расчет ведем на срез по металлу шва; $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5 \text{ Н/мм}^2$.

Прочность швов проверяем по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{M_{tr}}{W_{wf}}\right)^2 + \left(\frac{Q_{tr}}{A_{wf}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{880,6 \cdot 10}{100,92}\right)^2 + \left(\frac{145,31 \cdot 10}{20,88}\right)^2} = 111,61$$

$$= 111,61 \text{ Н/мм}^2 < R_{wf} \cdot \gamma_c = 215 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\text{Здесь } W_{wf} = \frac{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}{6} = \frac{0,9 \cdot 0,8 \cdot 29^2}{6} = 100,92 \text{ см}^3;$$

$$A_f = \beta_f \cdot k_f \cdot l_w = 0,9 \cdot 0,8 \cdot 29 = 20,88 \text{ см}^2.$$

Прочность траверсы и прочность сварных швов, крепящих траверсу к полкам колонны обеспечена.

Торец колонны (после приварки траверс) и плиту фрезеруем. В этом случае швы приварки к плите принимаем конструктивно минимальной толщины. Для уменьшения типоразмеров сварных швов, катет всех швов, крепящих стержень колонны к элементам базы, принимаем равным 8 мм.

Расчет анкерных болтов

Для расчета анкерных болтов в нижнем сечении колонны составляем дополнительную комбинацию усилий, способных создать растяжение в фундаментных болтах.

Анкерная комбинация усилий:

$$N_{\min} = \frac{-543,88 \cdot 0,9}{1,1} = -445 \text{ кН}; \quad M_s = -9,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем крайвые напряжения в бетоне фундамента при анкерной комбинации усилий

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N_{\min}}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M_s}{B \cdot L^2} = \frac{-445,0 \cdot 10}{45 \cdot 53} + \frac{-6 \cdot 9,34 \cdot 10^2 \cdot 10}{45 \cdot 53^2} = -1,87 - 0,44 = \\ &= -2,31 \text{ Н/мм}^2; \\ \sigma_{\min} &= -1,87 + 0,44 = -1,43 \text{ Н/мм}^2. \end{aligned}$$

Положение нулевой точки

$$x = \frac{\sigma_{\min} L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} = \frac{1,43 \cdot 53}{1,43 + 2,31} = 20,26 \text{ см.}$$

Растягивающее усилие в анкерных болтах

$$Z = \frac{M_s - N_{\min} \cdot a}{y} = \frac{-9,34 \cdot 10^2 - 445 \cdot 20,26}{49,9} = 199,4 \text{ кН,}$$

где $a = 184 = 530/2 - 1/3 \cdot 243$ мм – расстояние от центра тяжести эпюры сжатой зоны до геометрической оси колонны; $y = 315 + 184 = 499$ мм – расстояние от оси анкерных болтов до центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений.

Требуемая площадь сечения нетто одного анкерного болта

$$A_{bn} = \frac{Z}{n \cdot R_{ba}} = \frac{199,4}{2 \cdot 185 \cdot 10^{-1}} = 5,39 \text{ см}^2.$$

Здесь $R_{ba} = 185 \text{ Н/мм}^2$ – расчетное сопротивление растяжению анкерных болтов из стали марки ВСт3 кп2; $n = 2$ – количество анкерных болтов в растянутой зоне.

Принимаем болты диаметром 30 мм с площадью сечения нетто одного болта $5,61 \text{ см}^2$.

3 Расчет оснований и фундаментов

При проектировании на свайных фундаментах расчетное сопротивление под нижним концом сваи и на боковой поверхности определяется в соответствии с указаниями п.7.2 СП 24.13330-2011.

В проекте должны быть предусмотрены соответствующие мероприятия, не допускающие или исключаяющие снижение несущей способности грунтов основания, а при необходимости мероприятия, направленные на преобразование строительных свойств грунтов.

3.1 Характеристики грунтовых условий

Несущая способность и заглубление фундаментов определены в соответствии с указаниями СП 24.13330-2011 «Свайные фундаменты» и данными технического отчета по инженерным изысканиям.

По данным технического отчета об инженерно-геологических изысканиях грунтовые условия по просадочности отнесены ко II типу.

Природные условия места строительства:

-строительный климатический район IV;

-ветровой район 3;

-снеговой район 4;

-глубина сезонного промерзания согласно п.п. 5.5.2 и 5.5.3 СП 22.13330.2011 для суглинков принята равной – 1,9м, супесей - 2,3 м.

Гидрогеологические условия характеризуются развитием водоносного горизонта подземных вод.

Специфические грунты и инженерно-геологические процессы. В пределах площадки изысканий вскрыты грунты, обладающие просадочными свойствами: суглинки твердой и полутвердой, реже тугопластичной консистенции и супеси твёрдой консистенции. В целом в пределах площадки грунтовые условия по просадочности относятся ко II типу.

В разрезе грунтового основания площадки выделено 8 инженерно-геологических элементов (ИГЭ). Выделение инженерно-геологических элементов производилось в соответствии с требованиями ГОСТ 20522-96 на основе качественной оценки характера пространственной изменчивости частных значений характеристик в плане и по глубине инженерно-геологического элемента, с учетом возраста, генезиса, геолого-литологических особенностей, состава, состояния и номенклатурного вида грунтов. Номенклатурный вид грунтов ИГЭ устанавливался в соответствии с классификацией ГОСТ 25100-95.

ИГЭ–3 Насыпной галичничково- гравийный грунт с суглинистом заполнителем около 20% включениями строительного мусора.

ИГЭ–9 Суглинок корчнегово цвета твердой, полутвердой консистенции, с коэффициентом пористости $0,8 < e < 0,9$.

ИГЭ–4 Суглинок коричневого цвета мягкопластичной консистенции.

ИГЭ–8 Суглинок коричневого цвета мягкопластичной консистенции.

ИГЭ–5 Супесь серо-коричневого цвета текучейконсистенции.

ИГЭ–4 Суглинок коричневого цвета мягкопластичной консистенции.

ИГЭ–8 Суглинок коричневого цвета мягкопластичной консистенции.

ИГЭ–11 Суглинок от светло- коричневого цвета до коричневого, серого цвета тугопластичной консистенции.

ИГЭ–7 Суглинок темно- коричневого цвета текучей консистенции.

ИГЭ–10 Суглинок от красновато- коричневого до коричневого цвета текучепластичной консистенции.

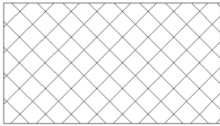

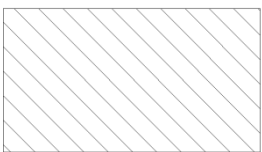
ИГЭ–11 Суглинок от светло- коричневого цвета до коричневого, серого цвета тугопластичной консистенции.

ИГЭ–8 Суглинок коричневого цвета твердой, мягкопластичной консистенции.

ИГЭ–13 Суглинок коричневого цвета твердой, полутвердой консистенции.


Нижние концы свай должны быть заглублены в несущие грунты согласно требований п.п. 8.14, 9.13 СП 24.13330.2011, СП 50-102-2003.

Таблица 3.1 – Инженерно-геологический разрез

ИГЭ	Толщина слоя, м	Условное обозначение	Описание
ИГЭ–3	1,6		Насыпной галичничково-гравийный грунт с суглинистом заполнителем
ИГЭ–9	1,6		Суглинок корчнегово цвета твердой, полутвердой консистенции
ИГЭ–4	8,3		Суглинок коричневого цвета мягкопластичной консистенции

Продолжение таблицы 3.1

ИГЭ– 8	0,7		Супесь серо- коричневого цвета текущей консистенции.
ИГЭ–	3,1		Супесь коричневого цвета пластичной консистенции
ИГЭ– 4	1,6		Супесь серо- коричневого цвета текущей консистенции.
ИГЭ– 8	2,2		Суглинок коричневого цвета мягкопластичной консистенции
ИГЭ– 11	3,8		Суглинок от светло-коричневого цвета до коричневого, серого цвета тугопластичной консистенции.
ИГЭ– 7	2		Суглинок темно-коричневого цвета текучей консистенции.
ИГЭ– 10	2		Суглинок от красновато-коричневого до коричневого цвета текучепластичной консистенции.
ИГЭ– 11	2,5		Суглинок от светло-коричневого цвета до коричневого, серого цвета тугопластичной консистенции.
ИГЭ– 8	1		Суглинок коричневого цвета мягкопластичной консистенции

ИГЭ– 13	2,5		Суглинок коричневого цвета твердой, полутвердой консистенции.
--------------------	-----	---	---

Здание возводится на свайном основании.

Рассмотрены два варианта заглубления свай:

- 1 Висячие забивные сваи длиной 15 м.;
- 2 Бурунабивные сваи длиной 15,5 м, с уширением 0,7 м.

3.2 Сбор нагрузок

Расчет ведем для колонны Д-6.

Грузовая площадь:

$$6 \cdot 6 = 36 \text{ м}^2$$

Таблица 3.2 – Нагрузка на грузовую площадь от перекрытия

Наименование и вид нагрузки	Нормативная, кН	γ_f	Расчетная, кН
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<i>Постоянная</i> Плита монолитная железобетонная $\delta = 0,2 \text{ м}, \rho = 25 \text{ кН/м}^3$	720	1,1	792
Стяжка из цементно-песчаного раствора М150; $\delta = 0,03 \text{ м}, \rho = 18 \text{ кН/м}^3$	38,88	1,3	50,54
Линолеум Tarkett; $\delta = 0,002 \text{ м}, \rho = 15 \text{ кН/м}^3$	1,08	1,2	1,44
<i>Временная</i> Эксплуатационная	108	1,2	129,6
<i>Итого</i>	867,96		973,58

Таблица 3.3 – Нагрузка на грузовую площадь от покрытия

Наименование и вид нагрузки	Нормативная, кН	γ_f	Расчетная, кН
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<i>Постоянная</i> Плита монолитная железобетонная $\delta = 0,2 \text{ м}, \rho = 25 \text{ кН/м}^3$	720	1,1	792
Утеплитель плиты РУФ БАТТС, $\delta = 0,16 \text{ м},$	13,54	1,2	16,24

$\rho = 2,35 \text{ кН/м}^3$			
Линолеум Tarkett; $\delta = 0,002 \text{ м}$, $\rho = 15 \text{ кН/м}^3$	1,08	1,2	1,44
Продолжение таблицы 3.3			
Стяжка из цементно-песчанного раствора М150; $\delta = 0,03 \text{ м}$, $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$	19,44	1,3	25,2
Временная Эксплуатационная	18	1,3	23,4
<i>Итого</i>	772,06		868,28

Таблица 3.4– Нагрузка на грузовую площадь от колонны

Наименование и вид нагрузки	Нормативная, кН	γ_f	Расчетная, кН
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<i>Постоянная</i> Колонна металлическая, двутаврового сечения №40 $0,4 \text{ м} \times 0,4 \text{ м}$, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$, $h = 6,4 \text{ м}$	102,4	1,1	132,44
<i>Итого</i>	102,4		132,44

Нагрузка на фундамент под колонну Д-6:
 $973,58 + 868,28 + 132,44 = 1974,3 \text{ кН}$

3.3 Проектирование забивных свай

3.3.1. Выбор свай

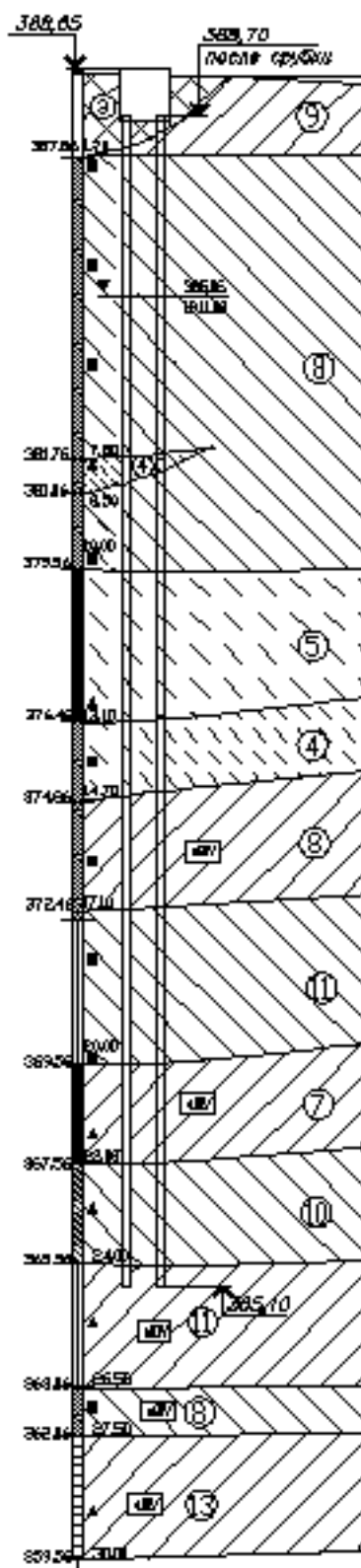


Рисунок 3.1- Выбор свай

Ростверк:

До бетонирования ростверка выполняется бетонная подготовка из бетона класса В25 толщиной 100мм.

- отметка подошвы- 0,3

Свая:

-отметка головы -0,750 м;

-отметка нижнего конца – 15,300 м;

-длина сваи $L=15,300-0,3=15,00$ м.

Составная свая стойка С150.30-Св.

Таблица 3.5 - Определение сопротивления по боковой поверхности

№ слоя	Толщина, м	Расстояние от поверхности до середины слоя	f_i , м	h_i , м
1	1,6	3,5	35	56
3	8,3	4,65	38	315,4
5	3,1	10,35	47	145,7
6	1,6	11,15	48	76,8
7	2,2	12,25	49	107,8
8	3,8	14,15	49	186,2
9	2,0	15,15	51	102
10	2,0	16,15	52	104
11	2,5	17,4	53	132,5
12	1,0	17,9	53	53
13	2,5	19,5	56	140
Итого:				1419,4

3.3.2. Несущая способность свай по грунту

$$F_d = \gamma_c * (\gamma_{CR} * R * A + u \sum \gamma_{Cf} * f_i * h_i), \text{ кН} \quad (3.1)$$

где γ_c - коэффициент условий работы свай в грунте;

γ_{CR} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом свай;

γ_{Cf} - коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности свай ;

R- расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай;

A- площадь поперечного сечения свай ;

u- периметр поперечного сечения свай

Принимаем: $\gamma_{CR} = 1,0$; $\gamma_{Cf} = 0,5$; $R = 5600$ кПа; $A = 0,3 * 0,3 = 0,09$ м²;

$u = 4 * 0,33 = 1,2$ м.

Расчетное сопротивление по боковой поверхности в просадочной толще принимаем

$$F_d = 1(1 * 3863 * 0,09 + 1,4 * 0,5 * 1419,4) = 1495,77 \text{ кН.}$$

Это больше чем принимают в практике проектирования и строительства, и поэтому ограничиваем значение допускаемой нагрузки на сваю, принимая ее 700 кН.

Количество свай определяем по формуле:

$$n = N_{0I} / (F_d / \gamma_k - A \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}) ; \quad (3.2)$$

где N_{0I} - нагрузка на фундамент;

γ_k - коэффициент надежности, при определении несущей способности расчетом принимается равным 1,4;

F_d - максимально допустимая нагрузка на сваю

γ_{cp} - усредненный удельный вес ростверка;

d_p - максимглубина погружения ростверка;

$$n = 1974,3 / (1495,77 / 1,4 - 0,09 * 4,55 * 20) = 3,19 = 4 \text{ шт.}$$

3.3.4 Расчет ростверка на продавливание колонной

Проверка на продавливание производится из условия:

$$F \leq \frac{2R_{bt}}{\alpha} \left[\frac{h_{op}}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_c + c_1) \right], \quad (3.3)$$

где F - расчетная продавливающая сила, кН.

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению, для бетона класса В25 принимается равным 1050 кПа;

c_1, c_2 - расстояние от граней колонны до граней основания пирамиды продавливания, м.

Выполним проверку:

$$F \leq \frac{2 \cdot 1050}{0,85} \left[\frac{0,85}{0,75} (0,4 + 0,36) + \frac{0,9}{0,36} (0,4 + 0,75) \right] = 9190,55 \text{ кН,}$$

$2669 \text{ кН} \leq 9190,55 \text{ кН} \Rightarrow$ условие выполняется.

3.3.5 Расчет ростверка на продавливание угловой сваей

Проверка производится по формуле:

$$N_{CB} < R_{bt} \cdot h_{o1} [\beta_1(b_{o2} + 0,5c_{o2}) + \beta_1(b_{o1} + 0,5c_{o1})], \quad (3.4)$$

где N_{CB} – наибольшее усилие в угловой свае, принимаем равным 1340 кН;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, для бетона класса В25 принимается равным 1050 кПа;

h_{o1} – рабочая высота ступени ростверка;

b_{o1}, b_{o2} – расстояния от внутренних граней свай до наружных граней ростверка, м;

c_{o1}, c_{o2} – Расстояние от внутренней грани свай до колонны, м.

Выполним проверку:

$$N_{CB} < 1050 \cdot 0,85 [1,0(0,645 + 0,5 \cdot 0,605) + 1,0(1,425 + 0,5 \cdot 0,615)] = 1718,06 \text{ кН},$$

$$964,7 \text{ кН} \leq 1718,06 \text{ кН} \Rightarrow \text{условие выполняется.}$$

3.3.6 Выбор сваебойного оборудования

Определенная несущая способность сваи должна быть подтверждена при забивке достижением сваей расчетного отказа S_a , который устанавливается по формуле:

$$S_a = \frac{E_d \eta A}{F_d (F_d + \eta A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (3.5)$$

где E_d – расчетная энергия удара для выбранного молота;

m_1 – полная масса молота, т;

m_2 – масса сваи, т;

m_3 – масса наголовника = 0,2 т;

A – площадь поперечного сечения сваи, м² ($A=0,09$ м²);

η – коэффициент (для железобетонных свай - 1500 кН/м²);

F_d – несущая способность сваи, кН.

Значение расчетного отказа должно быть больше 0,002м, желательно в интервале 0,005-0,01м; при значении меньше 0,002м применяют молот с большей массой ударной части.

Для забивки используем СП-67 дизель-молот

Определим расчетный отказ:

$$S_a = \frac{69,3 \cdot 1500 \cdot 0,09}{1495,77(1495,77 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{18 + 0,2(3,4 + 0,2)}{7,65 + 3,4 + 0,2} = 0,0033 \text{ м} > 0,005 \text{ м}$$

Расчетный отказ находится в оптимальных пределах.

3.4 Проектирование буронабивных свай

Используем в качестве несущего слоя суглинок тугопластичной консистенции. Проектируем сваи Ø300 мм с уширением Ø 0,7 м.

Составная свая стойка С150.30-Св.

Отметка голов - 750 м;

Отметка подошвы ростверка -0.3 м;

Отметка низа сваи составит – 15,8 м.

Длина сваи – 15,5м.

3.4.1 Определение несущей способности сваи

$$F_d = \gamma_c * (\gamma_{CR} * R * A + u \sum \gamma_{CF} * f_i * h_i), \text{ кН} \quad (3.6)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте; = 1,0;

γ_{CR} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи;

γ_{CF} - коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности сваи ;

R- расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи;

A- площадь поперечного сечения сваи ;

u- периметр поперечного сечения сваи

Принимаем: $\gamma_{CR} = 0,9$; $\gamma_{CF} = 0,9$; $R = 5600$ кПа; $A = 0,3 * 0,3 = 0,09$ м²;

$u = 4 * 0,33 = 1,2$ м.

Расчетное сопротивление по боковой поверхности в просадочной толще принимаем

$$F_d = 1(0,9 * 3863 * 0,12 + 1,4 * 0,9 * 1419,4) = 2205,64 \text{ кН.}$$

Это больше чем принимают в практике проектирования и строительства, и поэтому ограничиваем значение допускаемой нагрузки на сваю, принимая ее 700 кН.

Количество свай определяем по формуле:

$$n = N_{0I} / (F_d / \gamma_k - A \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}) \quad (3.7)$$

где N_{0I} - нагрузка на фундамент;

γ_k - коэффициент надежности, при определении несущей способности расчетом принимается равным 1,4;

F_d - максимально допустимая нагрузка на сваю

γ_{cp} - усредненный удельный вес ростверка;

d_p - максимглубина погружения ростверка;

$$n = 2205,64 / (700 - 0,9 * 4,55 * 20) = 3,56 = 4 \text{ шт.}$$

3.5 Технико-экономическое сравнение фундаментов

Таблица 3.6 - Стоимость и трудоемкость работ по возведению свайного фундамента (буронабивная свая)

№ расценки	Наименование работ	Ед. Изм.	Объем	Стоимость, о.е.		Трудоемкость, чел.-час	
				На ед.	На объем	На ед.	На объем
5-92а	Устройство буронабивных свай	м ³	68,51	86,0	5892	11,2	767,3
	Арматура свай	Т	5,62	240	1348,3	-	-
	Трубка полиэтиленовая	Км	0,899	480	431,52	-	-
	Нагнетение в скважину цементного раствора	м ³	4,65	29,37	136,6	4,5	20,93
6-1	Устройство подготовки из бетона В7,5	м ³	3,43	29,37	100,7	1,37	4,7

Продолжение таблицы 3.6

6-22	Устройство монолитного ростверка	м ³	51,45	38,01	1955,6	-	-
	Стоимость арматуры	т	0,05	240	12	-	-
1-257	Обратная засыпка бульдозером грунта 2 гр	1000 м ³	0,06	14,9	0,89	12,06	0,72
	ИТОГО:				9877,61		793,65

Таблица 3.7 - Стоимость и трудоемкость работ по воздействию свайного фундамента (забивная свая)

№ расценки	Наименование работ	Ед. Изм.	Объем	Стоимость, о.е.		Трудоемкость, чел.-час	
				На ед.	На объем	На ед.	На объем
1-168	Разработка грунта экскаватором 2 гр	1000 м ³	0,044	194,36	8,552	96,4	4,2
	Стоимость свай	Пог.м	837	7,48	6260,76	-	-
5-6	Забивка свай в грунт 2 гр	м ³	102,5	24,8	2542,81	4,03	413,2
6-1	Устройство подготовки из бетона В7,5	м ³	3,43	29,37	100,7	1,37	4,7

Продолжение таблицы 3.7

6-22	Устройство монолитного ростверка	м ³	51,45	38,01	1955,6	-	-
1-257	Обратная засыпка бульдозером грунта 2 гр	1000 м ³	0,06	14,9	0,89	12,06	0,72
	ИТОГО:				10869,3		422,83

Вывод: При сравнении технико-экономических показателей на устройство фундаментов из забивных и буронабивных свай видно, что фундамент из забивных свай по цене несколько дороже стоимости буронабивных свай. Трудозатраты меньше при возведении фундамента из забивных свай.

В связи с наличием у заказчика собственного производства бетона и значительным удешевлением цены принимаем фундамент из забивных свай.

Они практически не повреждают грунт при погружении в него (это позволяет использовать их в любых климатических районах, включая местности с вечной мерзлотой). Предполагаемый срок службы свайных фундаментов колеблется в пределах от 100 до 150 лет.

4 Технология строительного производства

4.1 Разработка технологической карты на устройство свайного фундамента.

4.1.1 Область применения

Данная технологическая карта разработана на устройство свайного железобетонного фундамента для гипермаркета котельной на угольном топливе в ЗАТО п. Солнечный. Технологическая карта разработана в соответствии с МДС 12-29.2006.

4.2 Подбор крана

Расчет для выбора крана производим для самой тяжелой конструкции поднимаемой краном при устройстве фундамента.

Самым тяжелым поднимаемым элементом является свая.

Определяем монтажные характеристики крана (монтажная масса M_m , монтажная высота крюка H_k , монтажный вылет крюка L_k и минимально необходимая длина стрелы L_c).

Определение монтажных характеристик крана.

Монтажная масса определяется по формуле

$$M_m = M_3 + M_r, \quad (4.1)$$

где M_3 – масса наиболее тяжелого элемента группы, т (свая);

M_r – масса грузозахватных и вспомогательных устройств (траверсы, стропы, кондукторы, лестницы и т.д.), установленных на элементе до его подъема, т.

Подставляем в формулу (4.1), получаем

$$M_m = 3,4 + 0,008 = 3,408 \text{ т}$$

Монтажная высота подъема крюка определяется по формуле

$$H_k = h_0 + h_3 + h_3 + h_r, \quad (4.2)$$

где h_0 – расстояние от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента, м;

h_3 – запас по высоте, необходимый для перемещения монтируемого элемента над ранее смонтированными конструкциями и установки в проектное положение, принимается по правилам техники безопасности равным 0,5 м;

h_3 – высота элемента в положении подъема, м;

h_r – высота грузозахватного устройства (расстояние от верха монтируемого элемента до центра крюка), м.

Подставляем в формулу (4.2), получаем

$$H_k = 25,65 + 0,5 + 6,6 + 1,7 = 34,45 \text{ м.}$$

Выбираем башенный кран КБМ-401ПЗ7:

Характеристики крана:

грузобъемность-4,5 т;

вылет-40м;

высота подъема-36м;

ширина колеи-6м;

база-6м;

задний габарит-4м.

Рассчитанные технологические параметры строительных кранов сравнивают с техническими характеристиками конкретных марок строительных кранов. При подборе строительных кранов выделяют два ведущих параметра: вылет и грузоподъемность – и проверяют высоту подъема крюка крана. Технические характеристики строительных кранов должны быть выше требуемых параметров на 10–30 %

4.3 Технология и организация выполнения работ

Технология забивки свай

Технология основывается на использовании энергии удара, под действием которой сваи внедряются в грунт. По мере погружения они смещают частицы грунта в стороны, частично вверх (на дневную поверхность), частично вниз. В результате погружения сваи вытесняют объем грунта, который практически равен объему их погруженной части. Таким образом дополнительно уплотняется грунтовое основание. Зона уплотнения грунта вокруг свай распространится в плоскости, нормальной к продольной оси свай, на расстояние, которое равняется 2-3 диаметрам свай. Ударная нагрузка на оголовки свай создается специальными механизмами – молотами различных типов, при этом основными являются дизельные.

На стройплощадках применяются трубчатые и штанговые дизельные молоты.

Ударная часть штанговых дизельных молотов – подвижный цилиндр, который перемещается в направляющих штангах. В процессе падения цилиндра на неподвижный поршень в камере сгорания энергия будет подбрасывать цилиндр вверх, после чего произойдет удар.

В трубчатых дизельных молотах неподвижный цилиндр, который имеет шабот (пяту), является направляющим устройством. Ударная часть молота – поршень с головкой. Воспламенение смеси и распыление топлива происходит при ударе головки поршня по сферической впадине цилиндра, куда подается топливо. У штанговых дизельных молотов число ударов в 1 минуту равняется 45-60, а у трубчатых – 45-55.

К молоту в комплект входит в большинстве случаев наголовник, который нужен для того, чтобы закрепить сваи в направляющих установки свай, предохранить головы свай от разрушения ударами молотов и равномерно распределить удар по площади свай.

Внутренняя полость наголовника обязательно должна соответствовать размерам и очертанию головы свай.

Для того чтобы забивать сваи с целью удержания молота в рабочем положении, установки и подъема свай в заданном положении, применяются специальные подъемные устройства, которые называются копрами. Основная их часть – стрела, вдоль которой установлен перед погружением молот и опускается по мере его забивки. Наклонные сваи погружаются копрами со стрелой, которая наклоняется. Копры бывают самоходные – на базе кранов, автомашин, тракторов и экскаваторов, на рельсовом ходу (металлические универсальные башенного типа).

Универсальные копры имеют большую собственную массу (до 20 т вместе с лебедкой). Демонтаж и монтаж данных копров и устройство рельсовых путей для них являются весьма трудоемкими процессами, в связи с чем их используют для забивки свай, которые имеют длину более 12 м, при большом объеме на объекте свайных работ.

4.4 Составление калькуляции трудовых затрат и заработной плат

Калькуляцию составляем на основании действующих сборников ЕНиР.

Целью составления калькуляции является определение трудоемкости работ и затрат на заработную плату при монтаже отдельных элементов и комплекса работ по монтажу конструкций в целом. Калькуляция приводится в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Калькуляция трудовых затрат и заработной платы

Обоснование, ЕНиР	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На единицу измерения		На объем работ	
		Ед.изм	Кол-во		Н _{вр.} , чел.- час	Расц.,руб.-коп.	Трудоемкость, Q, чел.-час	Сумма, руб.-коп.
1	2	3	4	5	6	7	8	9
§E2-1-8, табл. 3	Разработка грунта экскаватором ЭО-651	100 м ³	36,25	Машинист 6р-1	1,7	1-80	61,62	65-25
§E2-1-5, табл. 2	Разгрузка свай стреловым краном	100 т	3,68	Машинист 6р-1	2,7	2-86	9,94	10-52
				Такелажн. 2р-2	5,4	3-46	19,87	12-73
§E2-1-6, табл. 2	Подача свай стреловым краном к месту забивки	100 т	3,68	Машинист 6р-1	2,6	2-76	9,57	10-16
				Такелажн. 2р-2	5,2	3-33	19,14	12,25
§E12-28, табл. 2	Вертикальное погружение одиночных свай гусеничными копрами	1 свая	268	Машинист 6р-1	2,13	2-0	570,84	536-0
				Копровщик 5р.-1, 3р-1				
§E12-39, табл. 2	Срубка голов одиночных свай и свай шпунтового ряда	1 свая	268	Бетонщик 3р-2	0,31	0-217	83,08	58-16
Итого						Монтажники	715,44	639 -82
Прочие неучтенные (15%)							106,87	95-97
Итого							822,31	735-79

4.5 Техника безопасности и охрана труда

При устройстве фундаментов необходимо соблюдать требования СНиП III-4-80* «Техника безопасности в строительстве», «Правил пожарной безопасности при производстве строительного-монтажных работ», «Правил устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов».

Безопасность производства работ должна быть обеспечена:

- выбором рациональной соответствующей технологической оснастки;
- подготовкой и организацией рабочих мест производства работ;
- применением средств защиты работающих;
- проведением медицинского осмотра лиц, допущенных к работе;
- своевременным обучением и проверкой знаний рабочего персонала и

ИТР по технике безопасности при производстве строительного-монтажных работ.

Особое внимание необходимо обращать на следующее:

- способы строповки элементов конструкций должны обеспечивать их подачу к месту установки в положении, близком проектному;
- элементы монтируемых конструкций во время перемещения должны удерживаться от раскачивания и вращения гибкими оттяжками;
- не допускать нахождения людей под монтируемыми элементами конструкций до установки их в проектное положение и закрепление;
- при перемещении краном грузов расстояние между наружными габаритами проносимых грузов и выступающими частями конструкций и препятствий по ходу перемещения должно быть по горизонтали не менее 1 м, по вертикали не менее 0,5 м; монтаж и демонтаж опалубки может быть начат с разрешения технического руководителя строительства и должен производиться под непосредственным наблюдением специально назначенного лица технического персонала;
- перемещение загруженного или порожнего бункера разрешается только при закрытом затворе;
- не допускается касание вибратором арматуры и нахождение рабочего в зоне возможного падения бункера;
- к управлению автобетоносмесителю допускаются только лица, имеющие удостоверение на право работы на данном типе машин.

При работе на высоте более 1,5 м все рабочие обязаны пользоваться предохранительными поясами с карабинами.

Разборка опалубки допускается после набора бетоном распалубочной прочности и с разрешения производителя работ.

Отрыв опалубки от бетона производится с помощью домкратов. В процессе отрыва бетонная поверхность не должна повреждаться.

Рабочие места электросварщиков должны быть ограждены специальными переносными ограждениями. Перед началом сварки необходимо проверить исправность изоляции сварочных проводов и электрододержателей, а также плотность соединения всех контактов.

При перерывах в работе электросварочные установки необходимо отключать от сети.

Погрузочно-разгрузочные работы, складирование и монтаж арматурных каркасов должны выполняться инвентарными грузозахватными устройствами и с соблюдением мер, исключающих возможность падения, скольжения и потери устойчивости грузов.

Очистку лотка автобетоносмесителя и загрузочного отверстия от остатков бетонной смеси производят только при неподвижном барабане.

4.6 Мероприятия по охране труда

В соответствии с требованиями СП 48.13330.2011:

а) на территории строящихся объектов не допускается непредусмотренного проектной документацией сведения древесно-кустарниковой растительности и засыпка грунтом корневых стволов растущих деревьев и кустарников;

б) выпуск воды со строительных площадок непосредственно на склоны без надлежащей защиты от размыва не допускается;

в) при выполнении планировочных работ почвенный слой, пригодный для последующего использования, должен предварительно сниматься и складироваться в специально отведенных местах.

Исключается неорганизованное и беспорядочное движение строительной техники и автотранспорта, бетонная смесь и строительные растворы хранятся в специальных емкостях, устраиваются площадки для механизированной заправки строительных машин и автотранспорта горюче-смазочными материалами, организуются места, на которых устанавливаются емкости для мусора.

По окончании строительства объекта должны быть приняты мероприятия по охране окружающей среды: благоустройство территории, удаление строительных отходов с благоустроенной территории для утилизации; предотвращение засорения природных водоемов строительными отходами.

5 Организация строительного производства

5.1 Расчет строительного генерального плана на возведение надземной части здания

Объектный строительный генеральный план разработан на устройство надземной части котельной на угольном топливе в ЗАТО п.Солнечный. Он предназначен для определения состава, объема и размещения объектов строительного хозяйства в целях максимальной эффективности их применения и с учетом соблюдения требований охраны труда; составляется на стадии разработки проекта производства работ (ППР) и входит в его состав.

5.1.1 Выбор крана для строительных конструкций

Подберем кран для строительства Котельной на угольном топливе. Для этого определим требуемые грузоподъемность и высоту подъема стрелы.

Монтажные характеристики определяются отдельно для каждой группы элементов, причем для расчетов выбираются элементы с наибольшей массой, наиболее удаленные от крана и высокорасположенные.

Монтажная масса определяется по формуле

$$M_m = M_s + M_r, \quad (5.1)$$

где M_s – масса наиболее тяжелого элемента группы, т;

M_r – масса грузозахватных и вспомогательных устройств (траверсы, стропы, кондукторы, лестницы и т.д.), установленных на элементе до его подъема, т.

За наиболее тяжелый элемент принимаем металлическую ферму массой 4,3т. За массу грузозахватных приспособлений принимаем массу строп СКП – 1,6 – 0,008 т.

Подставляем в формулу (5.1), получаем

$$M_m = 4,3 + 0,008 = 3,308 \text{ т}$$

Монтажная высота подъема крюка определяется по формуле

$$H_k = h_o + h_s + h_p + h_r, \quad (5.2)$$

где h_o – расстояние от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента, м;

h_3 – запас по высоте, необходимый для перемещения монтируемого элемента над ранее смонтированными конструкциями и установки в проектное положение, принимается по правилам техники безопасности равным 0,5 м;

h_3 – высота элемента в положении подъема, м;

h_r – высота грузозахватного устройства (расстояние от верха монтируемого элемента до центра крюка), м.

Подставляем в формулу (5.2), получаем

$$H_k = 25,65 + 0,5 + 6,6 + 1,7 = 34,45 \text{ м.}$$

Выбираем башенный кран КБМ-401П37, грузоподъемностью 4,5 т.

Характеристики крана:

грузоподъемность-4,5 т;

вылет-40м;

высота подъема-36м;

ширина колеи-6м;

база-6м;

задний габарит-4м.

5.1.2 Привязка опасных зон

Существует две привязки грузоподъемных механизмов:

- поперечная;
- продольная.

Поперечная привязка

Установку башенных кранов у здания производят, соблюдая безопасное расстояние между зданием и краном. Минимальное расстояние от оси рельсовых путей до наиболее выступающей части здания определяют по формуле:

$$B = A/2 + B, \tag{5.3}$$

где А – ширина колеи, м;

В – радиус поворотной платформы, м;

Подставляем в формулу (5.3), получаем

$$B = 6/2 + 1 = 4 \text{ м.}$$

Продольная привязка

На оси движения крана делаем засечки равными максимальному рабочему вылету крюка из наиболее удаленных точек здания.

На оси движения крана делаем засечки равные минимальному вылету крюка крана из самых ближних точек контура здания.

На оси движения крана делаем засечки равными вылету крюка крана согласно грузовой характеристике из центров тяжести наиболее удаленных элементов.

Из всех точек выбираем наиболее далеко расположенные.

Длина рельсовых

$$L_{\text{рп}} = l_{\text{кр}} + H + 5000 \quad (5.4)$$

где $l_{\text{кр}}$ - максимально необходимое расстояние между крайними стоянками крана, м

H - база крана, м ($H=6\text{м}$)

$l_{\text{тор}}$ - величина тормозного пути крана, м

$l_{\text{туп}}$ - расстояние от конца рельса до тупиков, м

Подставляем в формулу (5.4), получаем

$$L_{\text{рп}} = 31250 + 6000 + 5000 = 42250 \text{ м.}$$

Принимаем длину рельсовых путей 42250 м с учетом кратности полувзвена, т.е. 6,25м.

5.1.3 Определение зон действия крана

При размещении строительного крана следует установить опасные для людей зоны, в пределах которой могут постоянно действовать опасные производственные факторы.

К зонам постоянно действующих производственных факторов, связанных с работой монтажных кранов, относятся места, где происходит перемещение грузов. Эта зона ограждается защитными ограждениями по ГОСТ 23407-78.

В целях создания условий безопасного ведения работ, действующие нормативы предусматривают зоны: монтажную зону, рабочую, зона перемещения груза, опасную зону работы крана.

- 1) Монтажную зону крана определим по формуле

Монтажная зона – пространство, где возможно падение груза при установке и закреплении элементов.

$$R_M = l_{\max.\text{эл}} + l_{\text{без}}, \quad (5.5).$$

Где $l_{\max.\text{эл}}$ – длина наибольшего элемента,

Подставляем в формулу (5.5), получаем

$$R_M = 1,3 + 5 = 6,3 \text{ м.}$$

2) Рабочая зона

Рабочая зона крана – пространство, находящееся в пределах линии, описываемой крюком крана.

$$R_{\max.\text{раб}} = 40 \text{ м.}$$

3) Зона перемещения груза – пространство, находящееся в пределах возможного перемещения груза, подвешенного на крюке крана, определяется по формуле

$$R_{\text{пг}} = R_{\max.\text{раб}} + \frac{l_{\max.\text{эл}}}{2}, \quad (5.6)$$

где $R_{\max.\text{раб}}$ – рабочий вылет крюка;

$l_{\max.\text{эл}}$ – то же, что и в формуле (5.5).

Подставляем значения в формулу (5.6), получаем

$$R_{\text{пг}} = 40 + \frac{1,3}{2} = 40,65 \text{ м.}$$

4) Опасная зона работы крана – пространство, где возможно падение груза при его перемещении с учетом вероятного рассеивания при падении, определяются по формуле

$$R_{\text{оп.з}} = R_{\max.\text{раб}} + 0,5 \cdot B_{\max.\text{эл}} + l_{\max.\text{эл}} + l_{\text{без}}, \quad (5.7)$$

где $R_{\max.\text{раб}}$ – то же, что и в формуле (5.6);

$B_{\max.\text{эл}}$ – ширина большего элемента;

$l_{\max.\text{эл}}$ – то же, что и в формуле (5.5);

$l_{\text{без}}$ – то же, что и в формуле (5.5).

Подставляем значения в формулу (5.7), получаем

$$R_{\text{оп.з}} = 40 + 0,5 \cdot 1,3 + 1,3 + 7 = 48,95 \text{ м.}$$

5.1.4 Внутривозовые дороги

Для внутренних перевозок пользуются в основном автомобильным транспортом.

В качестве временных дорог принимаю часть существующих и используемых в период строительства дорог, а также устраиваем временные дороги.

В ограждении строительной площадки устраиваем выезды на существующие дороги. Ширина дороги 3,5 м.

Затраты на устройство временных дорог составляют 1,5 % от полной сметной стоимости строительства.

При трассировке временной дороги соблюдаем максимальное расстояние от гидрантов, которое составляет 2 м. Радиусы закругления дорог принимаю 12 м, но при этом ширина проездов в пределах кривых движения увеличивается с 3,5 м до 5 м. Согласно схеме движения автотранспорта по возводимой дороге можно двигаться вдоль здания.

Вся возведенная дорога выделяется на строительном генеральном плане двойной штриховкой.

На СГП указаны условные знаки въезда и выезда транспорта, стоянки при разгрузке и схема движения.

5.1.5 Продолжительность строительства

Продолжительность строительства котельной на угольном топливе определяем по СНиП 1.04.03-85-2 «Нормы продолжительности строительства». Продолжительность составила 18 месяцев, строительство начинается в осенний период времени.

5.1.6 Расчет площадей складов

Количество материалов подлежащих хранению на складах определяем по формуле

$$P = \frac{P_{\text{общ}}}{T} \cdot T_{\text{н}} \cdot k_1 \cdot k_2, \quad (5.7)$$

где $P_{\text{общ}}$ – общая потребность на весь период строительства;

T – продолжительность периода потребления;

$T_{\text{н}}$ – нормативный запас материала;

$k_1 = 1,1-1,5$ коэффициент неравномерности поступления материалов на склад.

$k_2 = 1,1-1,3$ коэффициент неравномерности производственного потребления материалов в течении расчетного периода.

Площадь склада определяем по формуле

$$F = \frac{P}{V}, \quad (5.8)$$

где P – общая потребность материала на весь период строительства;

V – норма складирования на 1 м^2 полезной площади.

Общую площадь склада, включая проходы, определяем по формуле

$$S = \frac{F}{\beta}, \quad (5.10)$$

где β - коэффициент использования склада.

- для закрытых складов $\beta=0,5$;

- для открытых складов $\beta=0,6$.

Таблица 5.1 - Требуемая площадь складов

Наименование изделий, материалов и конструкций	Тип склада	Ед. изм	Общее кол-во материалов	Продолжительность периода Т, дн.	Норма запаса материала Тн, дн	Коэф.		Количество материалов на складе Р	β	Кол-во материала на 1м ² площади склада	Общая площадь склада S, м ²
						K ₁	K ₂				
Арматура	О	т	30	61	12	1,1	1,3	9	0,5	0,5	36
Прокатная сталь	О	т	405	32	8	1,1	1,3	145	0,6	20	12
Опалубка	О	м ²	120	61	5	1,1	1,3	14	0,5	0,5	56
Дверные и оконные блоки	О	м ²	690	32	2	1,1	1,3	370	0,5	4,1	180
Стеновые панели	О	м ²	2610	60	5	1,1	1,3	310	0,5	0,5	1240

Размещаем на территории строительной площадки открытый склад общей площадью 1520 м².

5.1.7 Расчет временных зданий

Требуемые на период строительства площади временных помещений определяем по формуле

$$F_{\text{тр}} = N \cdot F_{\text{н}}, \quad (5.11)$$

где N – максимальное количество рабочих, занятых в наиболее загруженную

смену;

$F_{\text{н}}$ - норма площади на одного рабочего.

Таблица 5.2 - Определение числа работающих

№ п/п	Наименование категорий работающих	Всего, чел.		В многочисленную смену, чел.	
		%	Кол-во	%	Кол-во
1	Рабочие	80	25	70	18
2	ИТР	10	4	80	5
3	МОП и охрана	5	1		
4	Служащие	5	1		
	Всего		31		23

Таблица 5.3 - Определение площади бытовых помещений

Наименование	Назначение	ед.изм	Нормативный показатель на 1 чел.	Площадь, м ²	Принятый тип здания (шифр)	Число инвентарных зданий
1.Гардеробная	Переодевание и хранение уличной одежды	м ²	0,9	20,7	$\frac{\text{ГОССД} - 6}{9 \times 3}$	1
2. Умывальная	Санитарно – гигиеническое обл.	м ²	0,05	1,15	$\frac{\text{ЛВ} - 157}{4 \times 2,4}$	1
3. Сушилка	Сушка спецодежды, обуви	м ²	0,2	3,6	$\frac{\text{ЛВ} - 157}{4 \times 2,4}$	1
4. Столовая	Прием горячей пищи	м ²	0,6	14	$\frac{\text{ГОССД} - 6}{9 \times 3}$	1
5. Прорабская		м ²	4,8	19,2	$\frac{\text{ГОССД} - 6}{9 \times 3}$	1
6. Туалет		м ²	0,05	1,15	$\frac{\text{Инв. кабин}}{1,14 \times 1,14}$	1
7. Помещение для прогрева	Обогрев, отдых, прием пищи	м ²	1	18	$\frac{\text{ГОССД} - 6}{9 \times 3}$	1
8. Диспетчерская		м ²	7	14	$\frac{\text{ГОССД} - 6}{9 \times 3}$	1

5.1.8 Электроосвещение строительной площадки

Расчет мощности, необходимой для обеспечения строительной площадки электроэнергией, производим по формуле

$$P = \alpha \cdot (\sum K_1 \cdot P_c / \cos\varphi + \sum K_2 \cdot P_T / \cos\varphi + \sum K_3 \cdot P_{\text{осв}} / \cos\varphi + \sum K_4 \cdot P_H / \cos\varphi) \quad (5.12)$$

где P – расчетная нагрузка потребителей;

α – коэффициент, учитывающий потери мощности в сети и зависящий от ее протяженности, сечения (1,05÷1,1);

K_1, K_2, K_3, K_4 - коэффициенты спроса, определяемые числом потребителей

и несовпадением по времени их работы, принимается по справочникам;

P_c – мощность силовых потребителей, принимается по паспортным и техническим данным;

P_T – мощности, требуемые для технологических нужд;
 $P_{осв}$ – мощности, требуемые для наружного освещения;
 $\cos\varphi$ – коэффициент мощности в сети, зависящий от характера загрузки и числа потребителей.

Таблица 5.4 - Результаты расчета электроэнергии

Наименование потребителей	Ед. изм	Кол-во	Удельная мощность, кВт	Коэф-т спроса	cosφ	Требуемая мощность, кВт
Силовые потребители						
Сварочный аппарат	шт	2	30	0,35	0,4	52,5
Итого:						52,5
Внутреннее освещение						
Прорабская	м ²	27	0,2	0,8	1	0,16
Помещения для охраны	м ²	27	0,2	0,8	1	0,16
Итого:						0,32
Наружное освещение						
Территория строительства	м ²	20810	0,0004	1	1	8,5
Итого:						8,5
Общая требуемая мощность						61,32

Вычислим требуемую мощность по формуле (5.9).

$$P = 1,05 \cdot (52,5 + 0,32 + 8,5) = 64,4 \text{ кВт.}$$

Принимаем подстанцию типа СКТП-100-6/10/0,4 мощностью 100кВт .
 Находим необходимое количество прожекторов для освещения строительной площадки по формуле

$$N = P \cdot E \cdot S / P_n, \quad (5.13)$$

где P – удельная площадь;

E – освещенность;

S – размер площади, подлежащей освещению;

P_n – мощность лампы прожектора.

Принимаем $P = 0,2 \text{ Вт/м}^2$ – для прожекторов типа ПЗС – 35, $E = 2 \text{ лк}$, $P_n = 500 \text{ Вт}$, $S = 20810 \text{ м}^2$, подставляем значения в формулу (5.10)

$$N = 0,2 \cdot 2 \cdot \frac{20810}{500} = 16,7 \text{ шт.}$$

Принимаем 17 прожекторов типа ПЗС – 35.

5.1.9 Расчет временного водоснабжения

Водоснабжение строительной площадки обеспечивает потребности на производственные, санитарно-бытовые нужды и тушения пожаров. Потребность в воде рассчитывается на период наиболее интенсивного водопотребления.

Суммарный расчетный расход воды определяется по формуле

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{маш}} + Q_{\text{х/б}} + Q_{\text{пож}}, \quad (5.14)$$

где $Q_{\text{пр}}$, $Q_{\text{маш}}$, $Q_{\text{х/б}}$, $Q_{\text{пож}}$ - расход воды соответственно на производство, охлаждение двигателей строительных машин, хозяйственно-бытовое и противопожарные нужды.

Расход воды на производство определяем по формуле

$$Q_{\text{пр}} = \frac{\sum S \cdot A \cdot K_1}{n \cdot 3600}, \quad (5.15)$$

где S – удельный расход воды на единицу объема работ;
 A – объем строительных работ, выполняемых в смену с максимальным водопотреблением;
 K_1 – коэффициент часовой неравномерности водопотребления.

Таблица 5.5 - Расход воды на производственные нужды

Наименование производственных нужд	Ед. изм	Кол-во работ за смену	Удельный расход воды на ед. работ	Коэфф. нерав-ти	Потреб. воды, л/см
Поливка раствора	м ³	5	300	1,6	2400
Грузовые автомашины	шт	2	500	2	2000
Итого					4400

Подставляем значения в формулу (5.15), получаем

$$Q_{\text{пр}} = \frac{4400}{8 \cdot 3600} = 0,15 \text{ л/с.}$$

Расход воды на хозяйственно бытовые нужды определяем по формуле

$$Q_{\text{хоз}} = \frac{B \cdot N \cdot K_2}{n \cdot 3600}, \quad (5.16)$$

где N – максимальное количество работающих в смену;
 K_2 – часовой коэффициент потребления.
Подставляем значения в формулу (5.16), получаем

$$Q_{\text{хоз}} = \frac{15 \cdot 23 \cdot 2}{8 \cdot 3600} = 0,024 \text{ л/с.}$$

Расход воды на душевые установки определяем по формуле

$$Q_{\text{душ}} = \frac{C \cdot N_1}{m \cdot 60}, \quad (5.17)$$

где C – расход воды на одного рабочего ($C=30-40$ л);

N_1 – количество работающих душ (40% от наибольшего количества рабочих в смену);

m – продолжительность работы душевой установки ($m=45$ мин).

Подставляем значения в формулу (5.17), получаем

$$Q_{\text{душ}} = \frac{35 \cdot 9 \cdot 0,02}{45 \cdot 60} = 0,002 \text{ л/с.}$$

Расход воды на наружное пожаротушение определяется в соответствии с установленными нормами. Для объекта с площадью застройки до 10 Га расход воды принимается из расчета одновременного действия двух струй из гидранта по 5 л/с.

$$Q_{\text{пож}} = 2 \cdot 5 = 10 \text{ л/с.}$$

Подставляем найденные значения в формулу (5.11) и определяем суммарный расчетный расход воды

$$Q_{\text{общ}} = 0,15 + 0,024 + 0,002 + 10 = 10,2 \text{ л/с.}$$

Диаметр временной водопроводной сети определяем по формуле

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{общ}} \cdot 1000}{\pi \cdot v}}, \quad (5.18)$$

где $Q_{\text{общ}}$ – суммарный расход воды;

$\pi = 3,14$;

v – скорость движения воды (0,7-1,2 м/с).

Подставляем значения в формулу (5.18), получаем

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,2 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,2}} = 104 \text{ см.}$$

Принимаем трубы наружным диаметром 108 мм.

5.1.10 Снабжение сжатым воздухом, кислородом и ацетиленом

Потребность в сжатом воздухе определяем по формуле

$$Q_{\text{сж}} = 1,1 \cdot \sum q_i \cdot n_i \cdot K_i, \quad (5.19)$$

где 1,1 - коэффициент, учитывающий потери воздуха в трубопроводах;
 q_i - расход сжатого воздуха соответствующим механизмом;
 n_i - кол-во однородных механизмов;
 K_i - коэффициент, учитывающий одновременность работы однородных механизмов.

$$Q_{\text{сж}} = 1,1 \cdot (1 \cdot 2 \cdot 2 + 1 \cdot 3 \cdot 0,9 + 0,3 \cdot 4 \cdot 0,85) = 5,72 \text{ м}^3/\text{мин}.$$

Потребность в сжатом воздухе удовлетворяется передвижными компрессорами СО – 38, оборудованным комплектом гибких шлангов диаметром 20-40мм, имеющих производительность 3-9м³/мин. Кислород и ацетилен поставляют на объект в стальных баллонах и хранят в закрытых складах.

5.1.11 Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности

Мероприятия по охране труда производятся с учетом соответствующих требований .

1. Следует устанавливать опасные зоны для рабочих в пределах, которых действуют постоянные или потенциально опасные факторы.

Опасные зоны должны быть обозначены знаками безопасности и надписями соответствующей формы.

2. Строительная площадка в темное время суток должна быть освещена. Производство работ в неосвещенных местах запрещено.

3. Строительный мусор со зданий и лесов опускать по закрытым желобам или в закрытых люльках. Сбрасывать с высоты не более 3м, места сбрасывания мусора оградить и поставить надзор.

4. Помещения, рабочие места в которых производятся работы, должны быть обеспечены вентиляционными системами.

5. Должен быть обеспечен проезд пожарных машин к зданию и пожарным гидрантам, которые должны находиться на расстоянии 2м от дороги и не более 100м между собой, запрещается заграждать проезды.

6. Во временных зданиях должна быть оборудована автоматическая противопожарная сигнализация.

5.1.12 Мероприятия по охране окружающей среды и рациональному использованию природных ресурсов

Природоохранные мероприятия подразделяются на следующие основные направления:

- охрана и рациональное использование ресурсов земли;
- снижение уровня загрязнения воздуха;
- борьба с шумом.

В связи с этим предусматривают установку границ строительной площадки, максимальную сохранность на территории строительства деревьев, кустарников, травяного покрова.

Временные автомобильные дороги и другие подъездные пути устраиваются с учетом требований по предотвращению повреждений древесно-кустарниковой растительности. Исключается беспорядочное и неорганизованное движение строительной техники и автотранспорта.

Хранение строительных материалов должно производиться на специально отведенных для этого площадках.

Организуются места, на которых устраиваются емкости для сбора мусора.

На въездах и выездах строительной площадки устанавливаются ворота, работает сторожевая охрана, размещенная во временных зданиях.

На площадке предусмотрена система сигнализации. Для механизированной заправки строительных машин горюче-смазочными материалами организуются специальные места.

С площадки должны быть организованы своевременная уборка благоустройство территории.

6 Экономика строительства

6.1 Социально – экономическое обоснование строительства котельной на угольном топливе в ЗАТО п.Солнечный.

Цель проекта: проектирование и строительство котельной на угольном топливе в ЗАТО п. Солнечный расположенной по адресу: Красноярский край, Ужурский район, ЗАТО п. Солнечный, ул. Гагарина, д.18а.

Актуальность строительства котельной такого типа в первую очередь заключается в том, что поселок обогревается за счет мазута, цена на который постоянно растет.

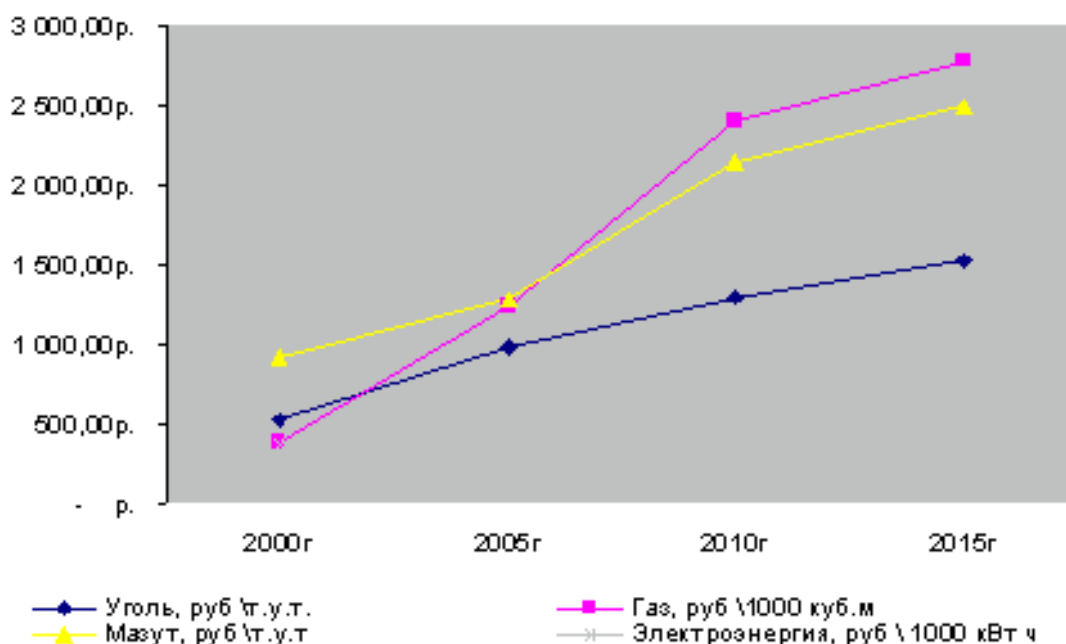


Рисунок 6.1- Динамика роста цен на энергоносители

В 2016 году в Красноярском крае прекращается производство мазута и его нужно будет возить из г. Омска. Это очень дорого, уголь в несколько раз дешевле и его в нашем регионе достаточно. Если построить котельную, то сэкономленные средства можно потратить на социальные нужды города, так же тарифный план на отопление станет дешевле.

Так же с экологической стороны котельная на угольном топливе менее вредная, чем котельная на мазутном топливе. Существенным недостатком работы котлов на мазуте является загрязнение поверхностей нагрева котла, что вызывает ухудшение условий теплопередачи по сравнению с работой на угле.

Место строительства: Красноярский край, Ужурский район, ЗАТО п. Солнечный, ул. Гагарина, д.18а



Рисунок 6.2 – Схема местоположения объекта

Основные преимущества угольной котельной:

- Автономность - независимость от магистральных энергоресурсов;
- Экономическая эффективность, КПД угольной котельной составляет 84%;
- Доступность и невысокая стоимость угольного топлива;
- Возможность комплектования различными типами котлов;
- Эффективное сжигание низкокачественных углей;
- Невысокая стоимость строительства котельной и низкие эксплуатационные расходы;
- Небольшое количество обслуживающего персонала;
- Бесперебойная работа в сложных климатических условиях.

Таким образом, считаю строительство котельной на угольном топливе в ЗАТО п. Солнечный актуальным и экономически обоснованным.

6.2 Определение стоимости работ по устройству свайного поля с применением ПК Гран-Смета

6.2.1 Пояснительная записка к локальному сметному расчету на устройство свайного поля

Сметная документация составлена на основании МДС 81-35.2004 «Методические указания по определению стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации».

При составлении сметной документации был использован базисно – индексный метод, сущность которого заключается в следующем: сметная стоимость определяется в базисных ценах на основе единичных расценок, привязанных к местным условиям строительства, а затем переводится в текущий уровень цен путем использования текущих индексов.

Для составления сметной документации применены федеральные единичные расценки на строительные и монтажные работы строительства объектов промышленно – гражданского назначения, составленные в нормах и ценах, введенных с 1 января 2001 года.

Сметная стоимость пересчитана в текущие цены 1 кв. 2016 г. с использованием индекса к СМР, устанавливаемого ФГУ «ФЦЦС».

Индекс к ФЕР для Красноярского края для промышленных объектов (котельная) – 6,52.

Прочие лимитированные затраты учтены по действующим нормам:

- затраты на временные здания и сооружения – 1,8% (ГСН 81-05-01.2001, п. 4.3);
- затраты на непредвиденные расходы – 2% (МДС 81-1.99, п.3.5.9);
- затраты на производство работ в зимнее время – 2,86% (ГСН 81-05-02-2007 п.11.2 табл. 4);
- НДС – 18%.

6.2.2 Анализ локального сметного расчета на устройство свайного поля

В таблице 6.1 представлен анализ локального сметного расчета на устройство на устройство свайного поля по составным элементам.

Таблица 6.1 - Структура локального сметного расчета на устройство свайного поля по составным элементам

Элементы локального сметного расчета	Сметная стоимость, руб.	Удельный вес %
Прямые затраты	1982066,96	71,44
в том числе:		
Материалы	1150082,36	45,43
Машины и механизмы	724345,92	21,59
ОЗП	96026,56	5,15
Накладные расходы	120991,64	4,46
Сметная прибыль	74015,04	2,72
Лимитированные затраты	147717,0	5,40
НДС	417277,26	15,25
Итого	2735484,26	100,00

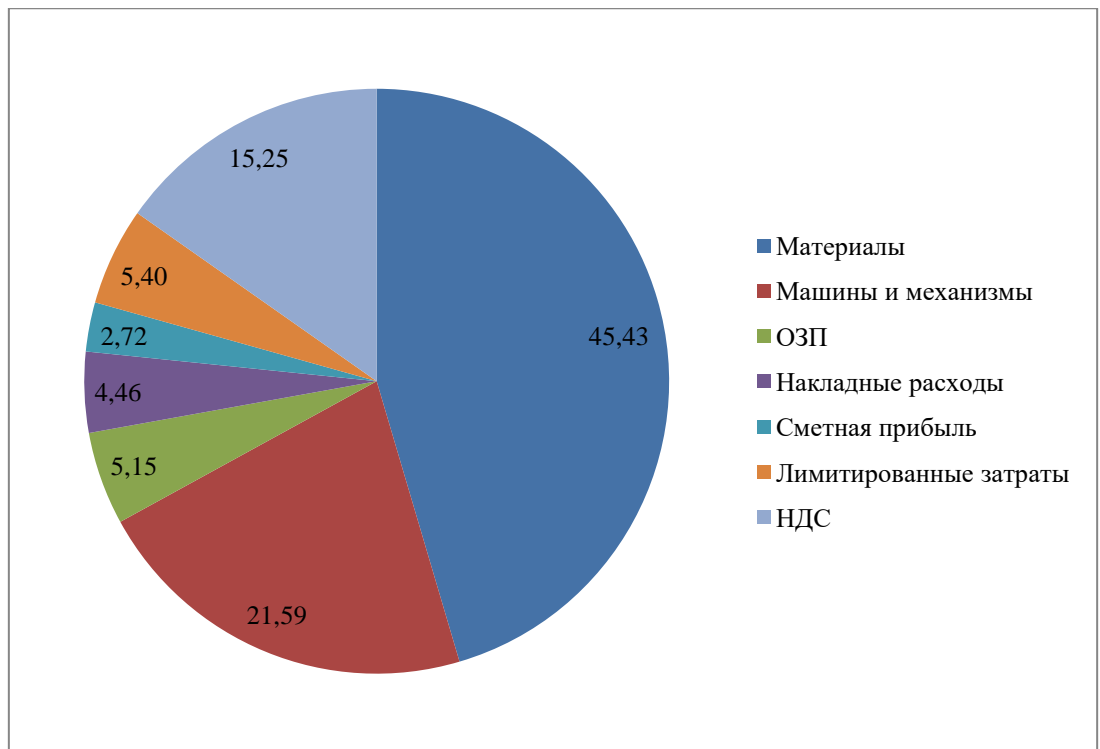


Рисунок 6.3 – Структура сметной стоимости локального сметного расчета на устройство свайного поля по экономическим элементам, %

Таким образом, стоимость работ по устройству свайного поля составила 2735484,26 тыс. руб. с учетом лимитированных затрат и НДС. Затраты на материалы составили более 50%, а именно 1150082,36 тыс. руб. или 45,43% от стоимости работ по устройству свайного поля, эксплуатация машин - 724345,92 тыс. руб. или 21,59 %, основная заработная плата - 96026,56 тыс. руб. или 5,15 %. Накладные расходы и сметная прибыль – 120991,64 тыс. руб. или 4,46 %; 74015,04 тыс руб. или 2,72 % соответственно.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Мной был разработан проект котельной на угольном топливе в ЗАТО п.Солнечный.

В качестве несущих конструкций здания приняты стальные двухэтажные рамы, состоящие из колонн, ригелей и балок пролетом 6 м.

По расчету подобраны оптимальные размеры сечений рамы.

Приняты монолитные перекрытия.

В качестве ограждающих конструкций стен и покрытия приняты сэндвич-панели, толщина которых назначена на основе выполненных теплотехнических расчетов.

Исходя из сложных инженерно-геологических условий, фундамент принят свайный на забивных сваях.

Технологическая карта разработана на устройство свайного поля. Подобран башенный кран КБМ-401П-37.

Объем работ при устройстве свайного поля составил 144,72 м³.

Трудоемкость при устройстве свайного поля составила 102,79 чел.-см.

Продолжительность работ по возведению свайного поля, согласно графику производства работ, составила 24 дня.

Разработан объектный стройгенплан на период возведения надземной части. Нормативный срок строительства, согласно нормативному документу, составляет 18 мес.

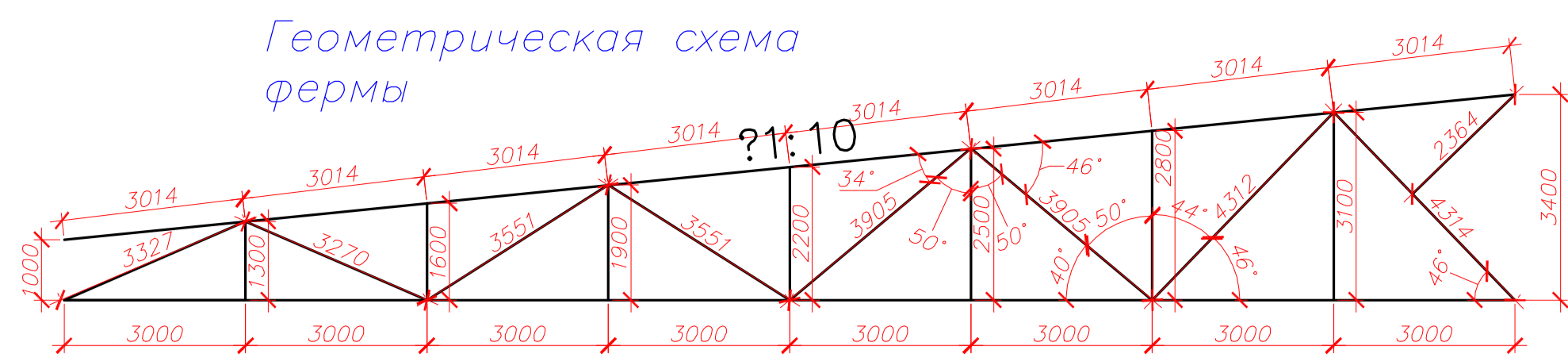
Площадь застройки составляет 1571,23 м², общая площадь здания 4249,62 м², строительный объем 32745,6 м³

По результатам локального сметного расчета определена стоимость строительства свайного поля - 2735484,26 руб.

Сметная стоимость 1 м² общей площади составляет 2735,484 руб.

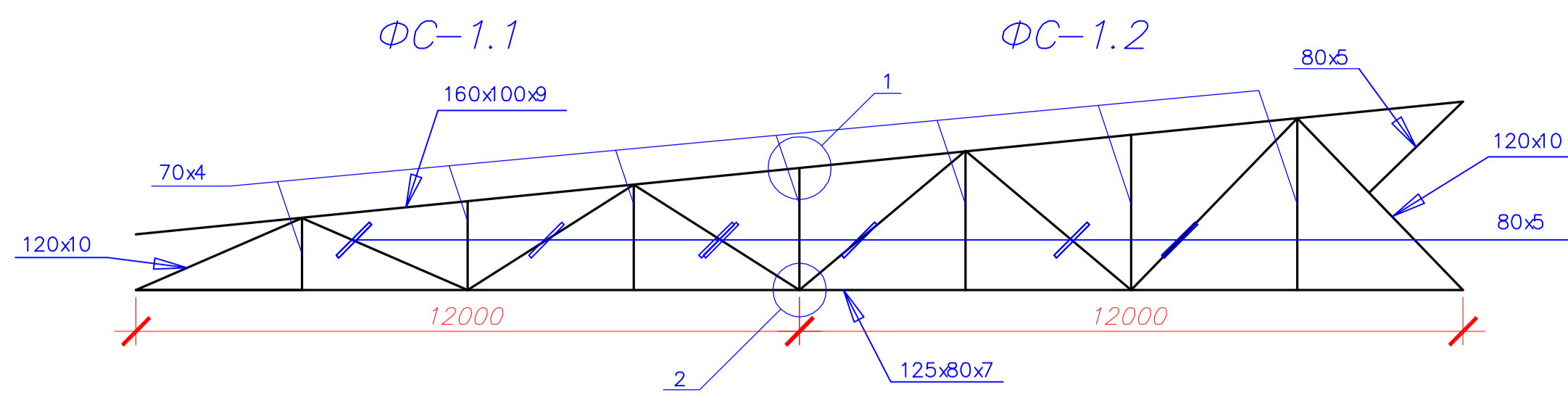
Строительство котельной позволит создать благоприятные условия для поселка, сэкономленные средства можно будет потратить на другие нужды города, а так же снизить цены на тарифный план на отопление.

Геометрическая схема фермы

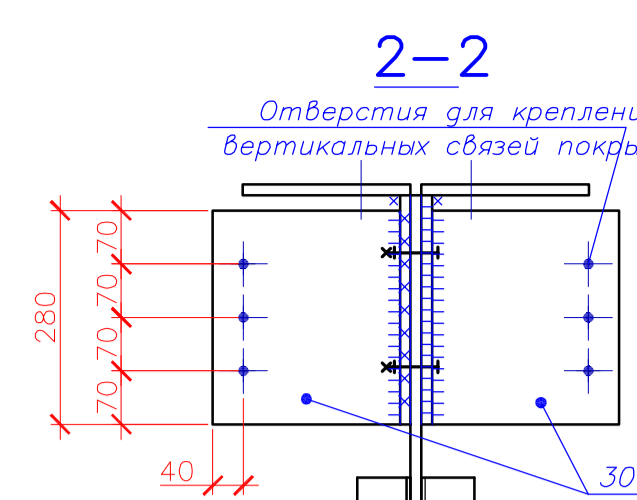


ФС-1.1

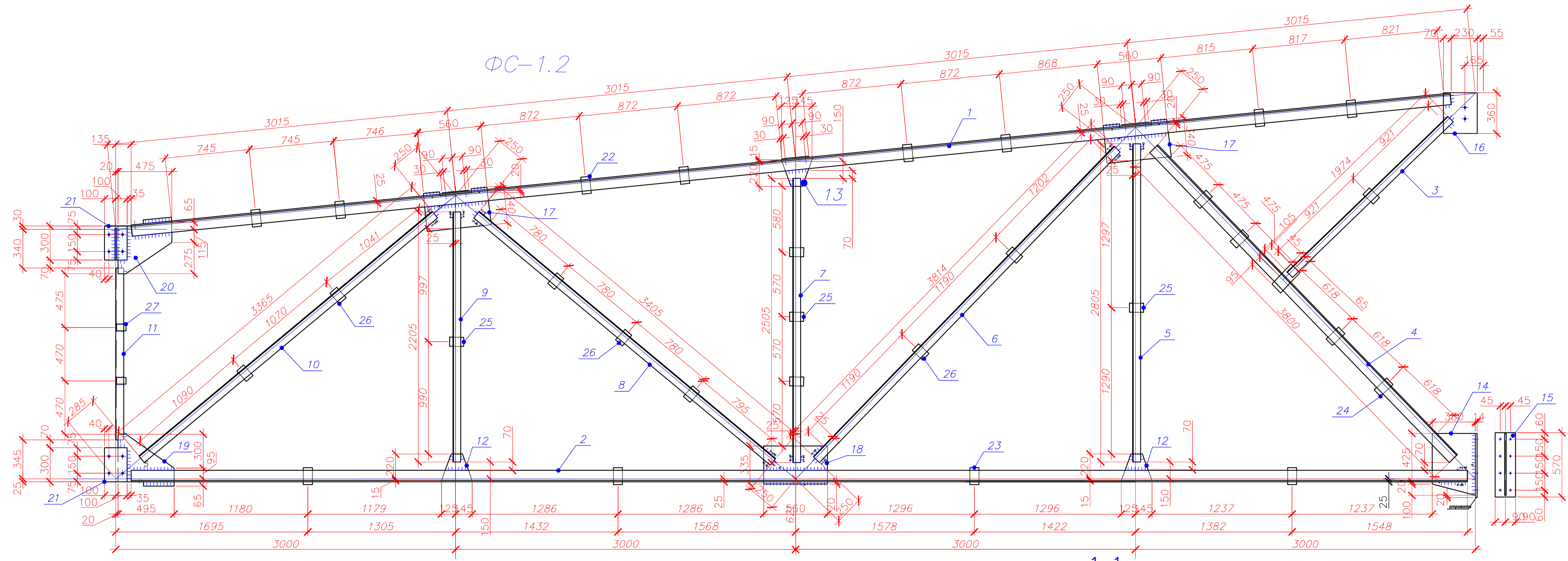
ФС-1.2



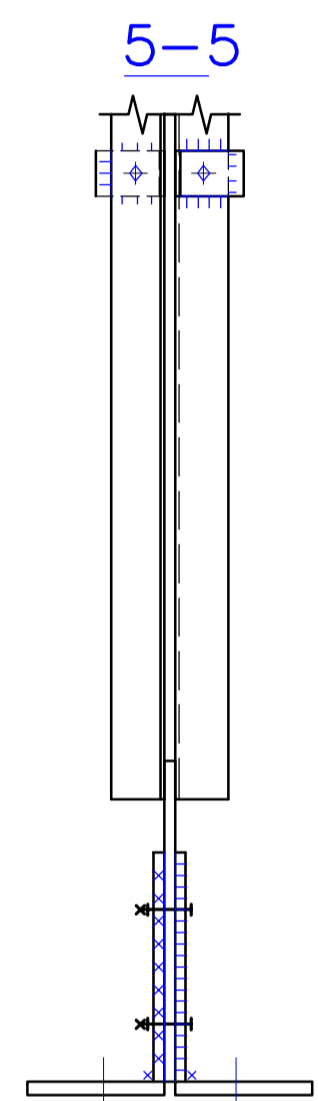
2-2



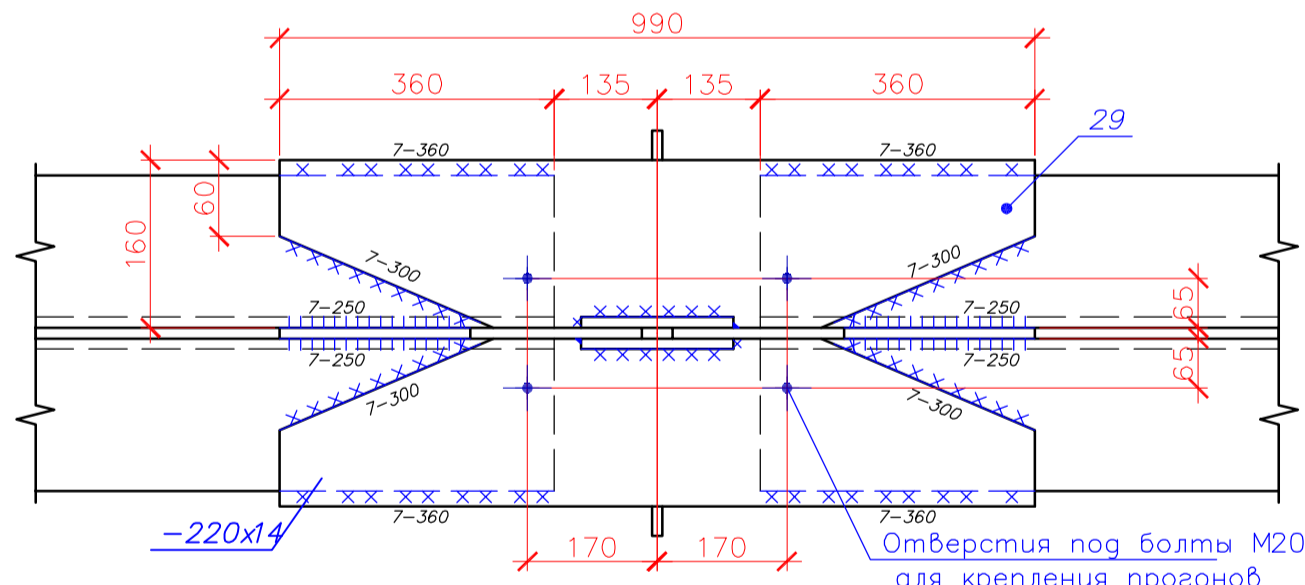
ФС-1.2



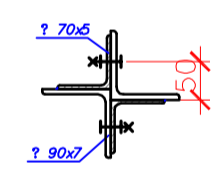
5-5



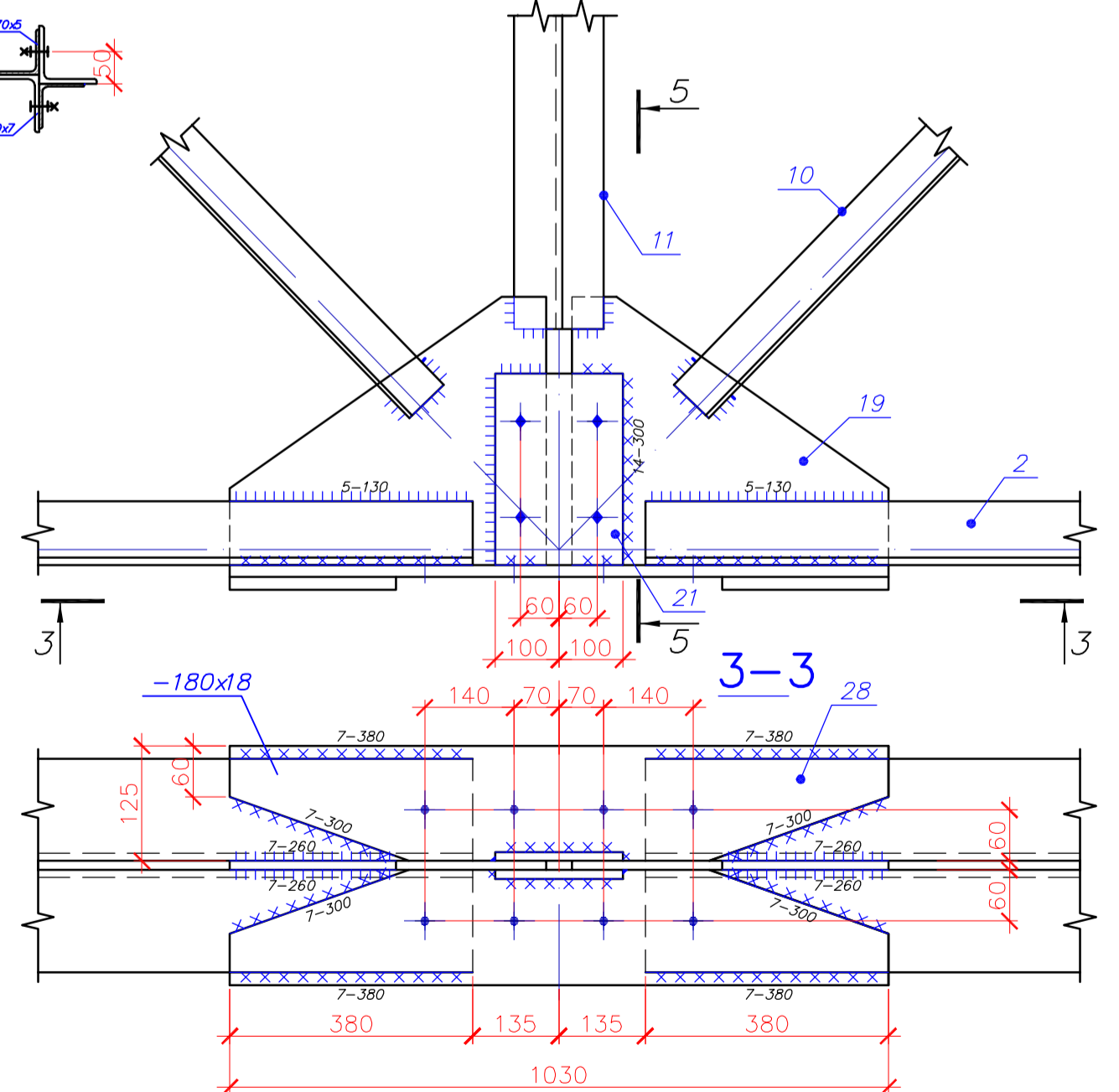
1-1



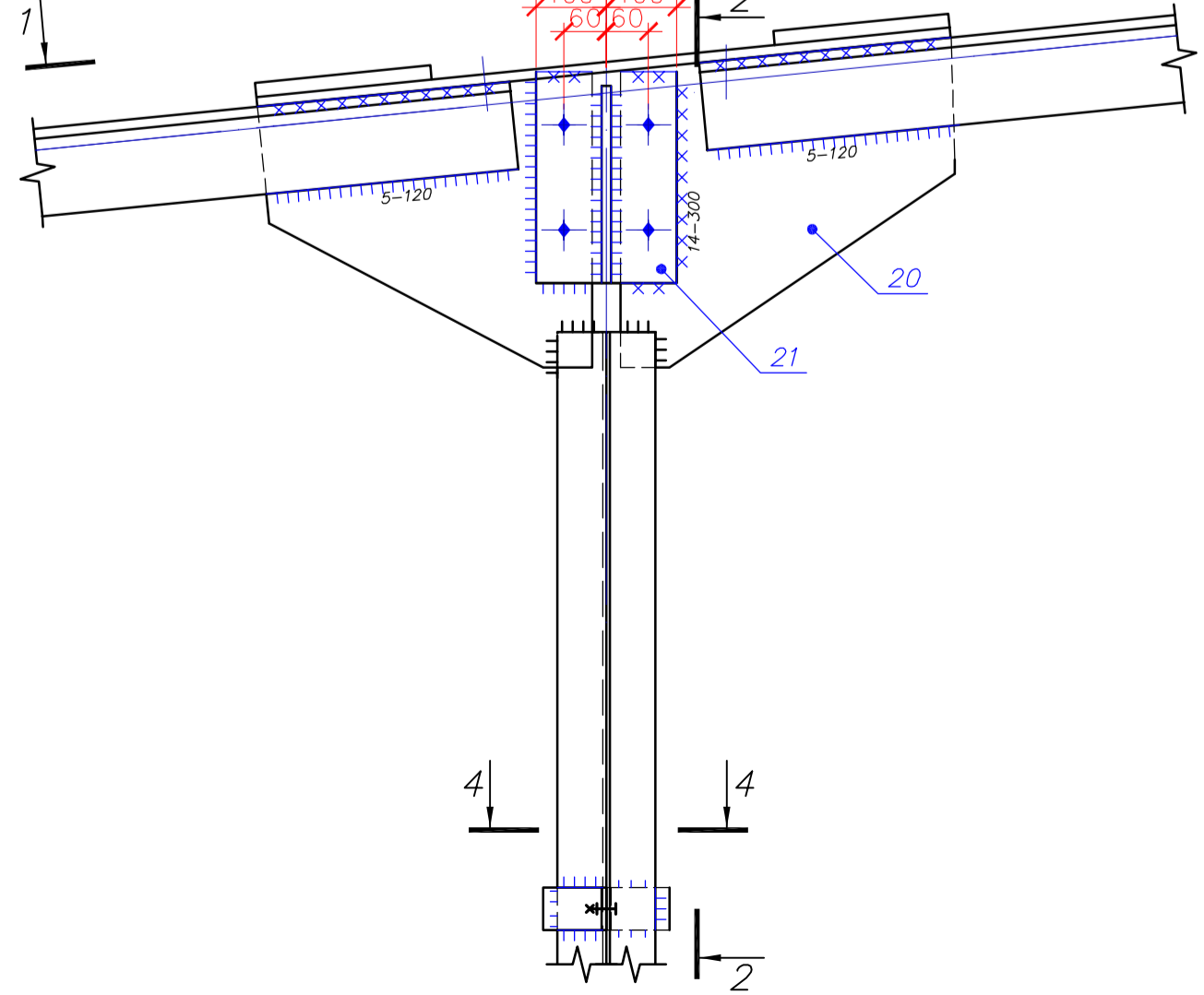
4-4



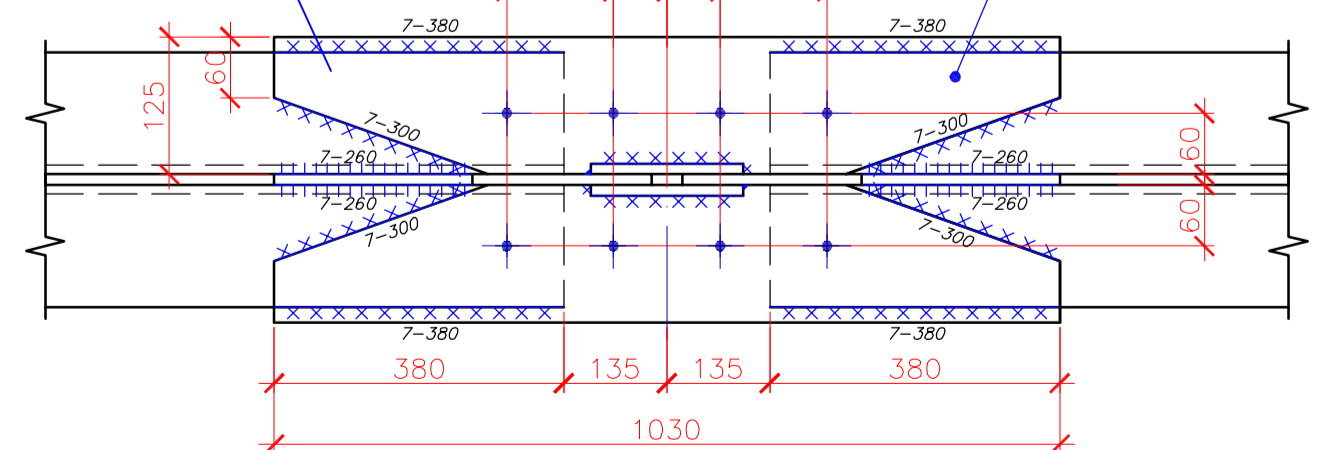
Узел 2



Узел 1



3-3



Спецификация стали на отправную марку ФС-1.2									
Марка элемента	№ детали	Количество		Сечение	Длина, мм	Масса, кг		Сталь	Примечание
		Т	Н			одной детали	всех элементов		
ФС-1.2	1	1		-160x100x9	11795	415.6	416	S345	
	2	1		-125x80x7	11700	253	253	S345	
	3	1		-L80x5	1974	23.9	24	S345	
	4	1		-L120x10	3800	136.3	136	S345	
	5	1		-L70x4	2805	23.8	24	S345	
	6	1		-L80x5	3814	46.1	46	S345	
	7	1		-L70x4	2505	21.3	21	S345	
	8	1		-L80x5	3405	41.2	41	S345	
	9	1		-L70x4	2205	18.7	19	S345	
	10	1		-L80x5	3365	40.7	41	S345	
	11	1		-Г70x4	1514	6.4	6	S345	
	12	2		-250x14	280*	7.6	15	S345	
	13	1		-270x14	280*	8.3	8	S345	
	14	1		-380x14	545*	22.8	23	S345	
	15	1		-180x14	565	11.1	11	S345	
	16	1		-300x14	360	11.8	12	S345	
	17	2		-560x14	340	20.8	42	S345	
	18	1		-560x14	360	22	22	S345	
	19	1		-495x14	370*	20	20	S345	
	20	1		-475x14	370*	19.2	19	S345	
	21	2		-200x14	300	6.6	14	S345	
	22	8		-80x14	200	1.8	14	S345	
	23	4		-80x14	140	1.2	5	S345	

Спецификация стали на отправную марку ФС-1.2									
Марка элемента	№ детали	Количество		Сечение	Длина, мм	Масса, кг		Сталь	Примечание
		Т	Н			одной детали	всех элементов		
	24	4		-60x14	140	0.9	4	S345	
	25	5		-60x14	90	0.6	3	S345	
	26	8		-60x14	100	0.7	5	S345	
	27	2		-L90x7	60	0.6	1	S345	
	28	1		-270x14	1030	30.4	30	S345	
	29	1		-400x14	990	43.2	43	S345	
	30	2		-280x14	250	7.6	15	S345	
				Масса наплавленного металла 1%			13		

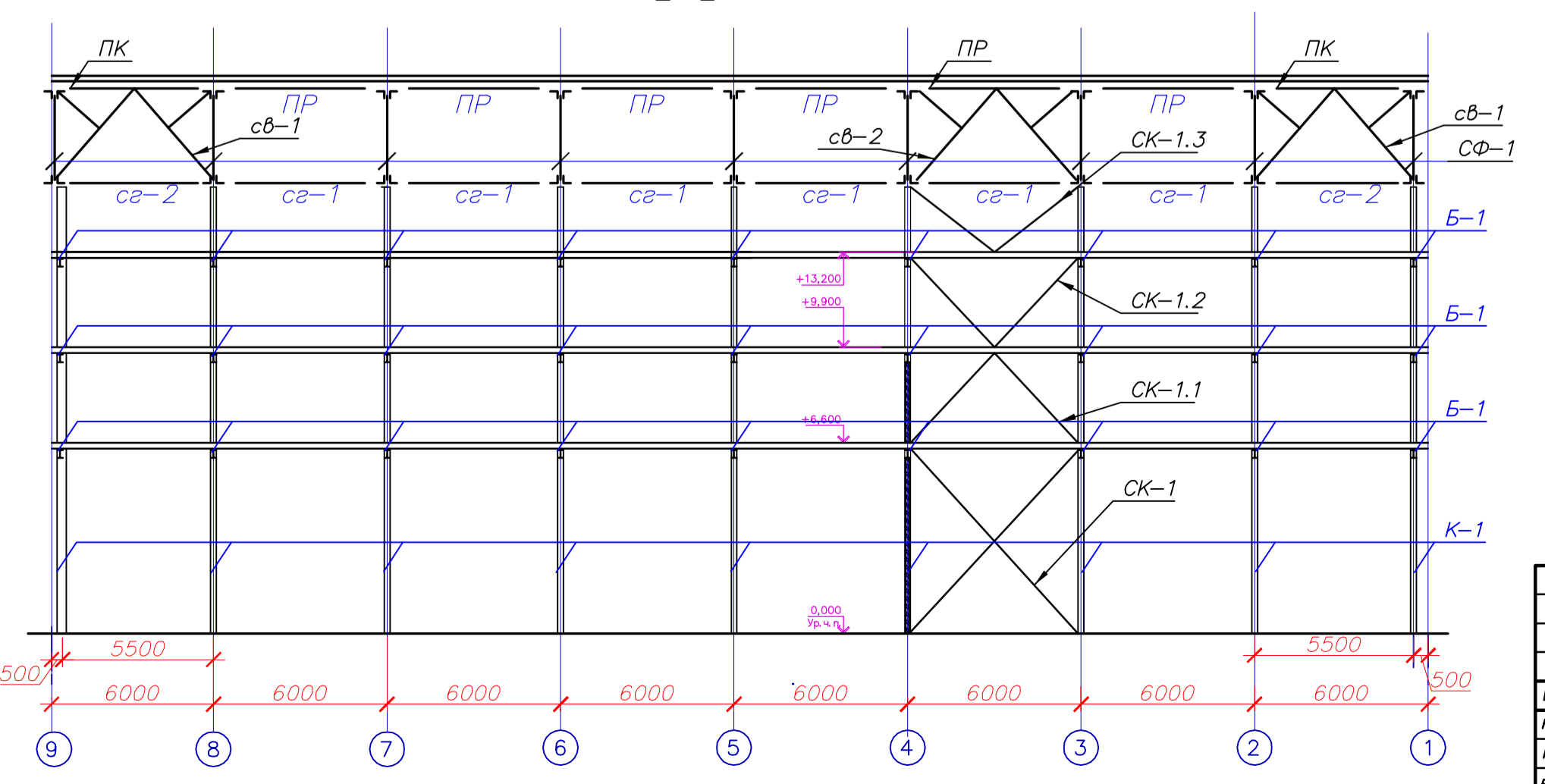
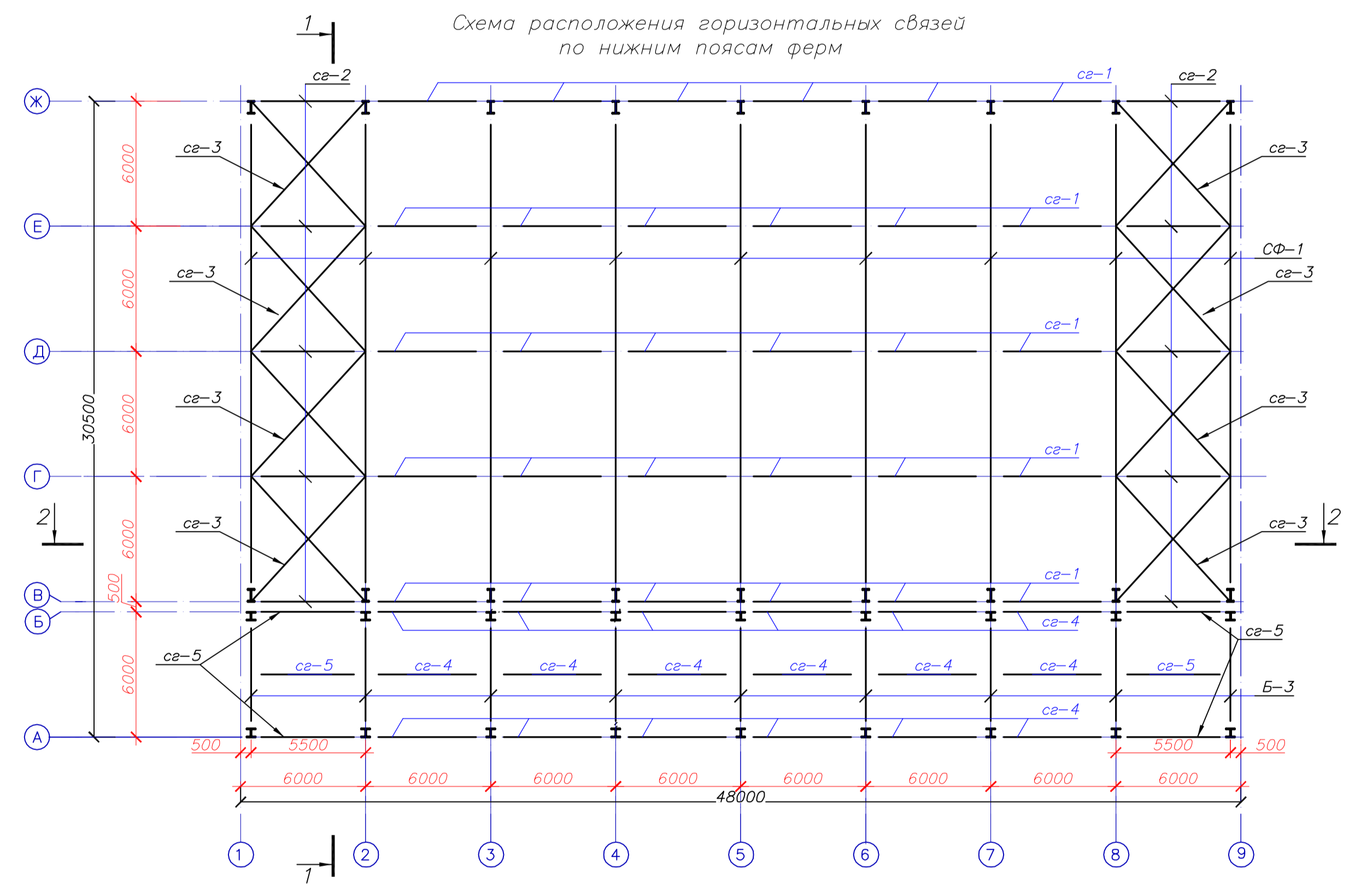
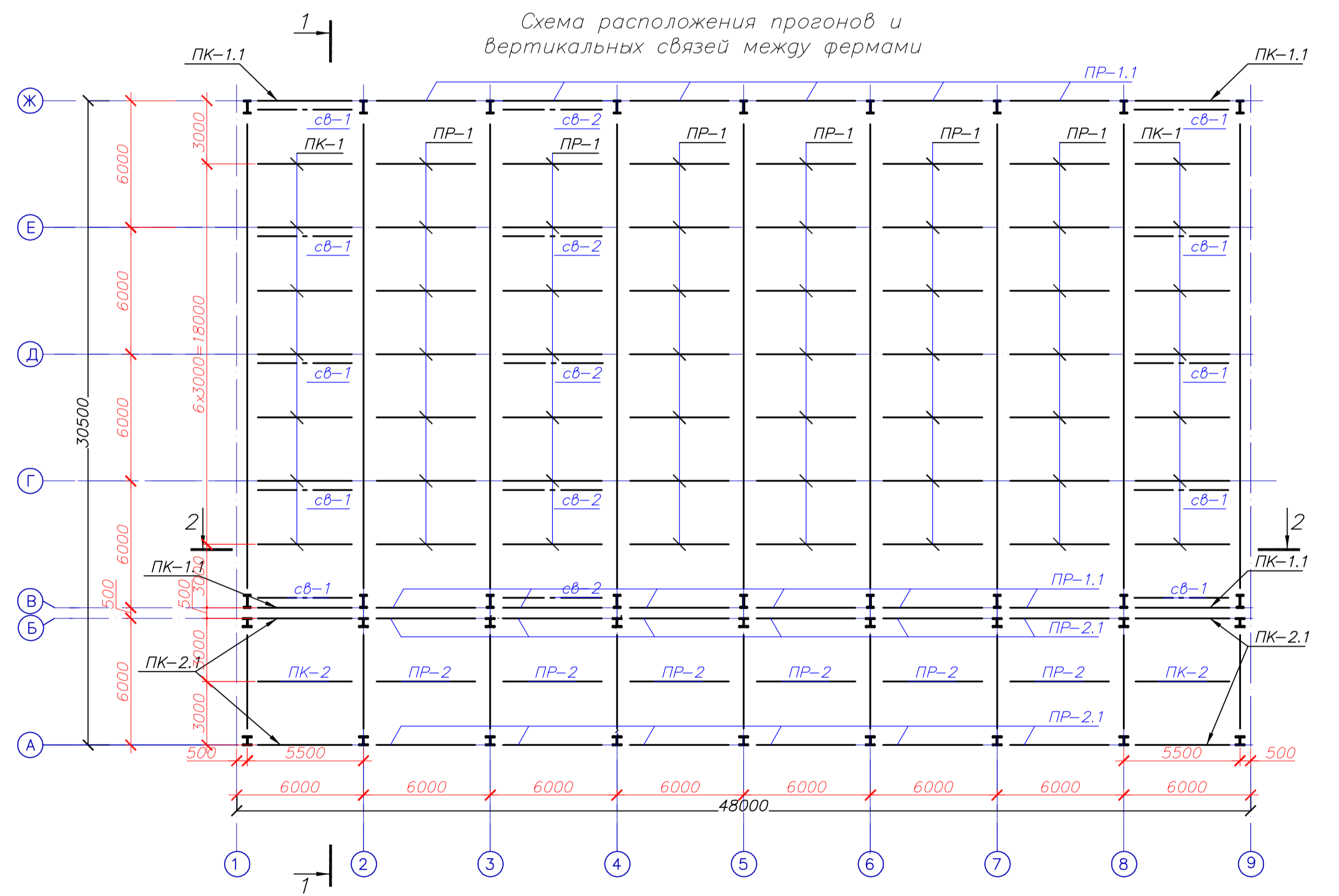
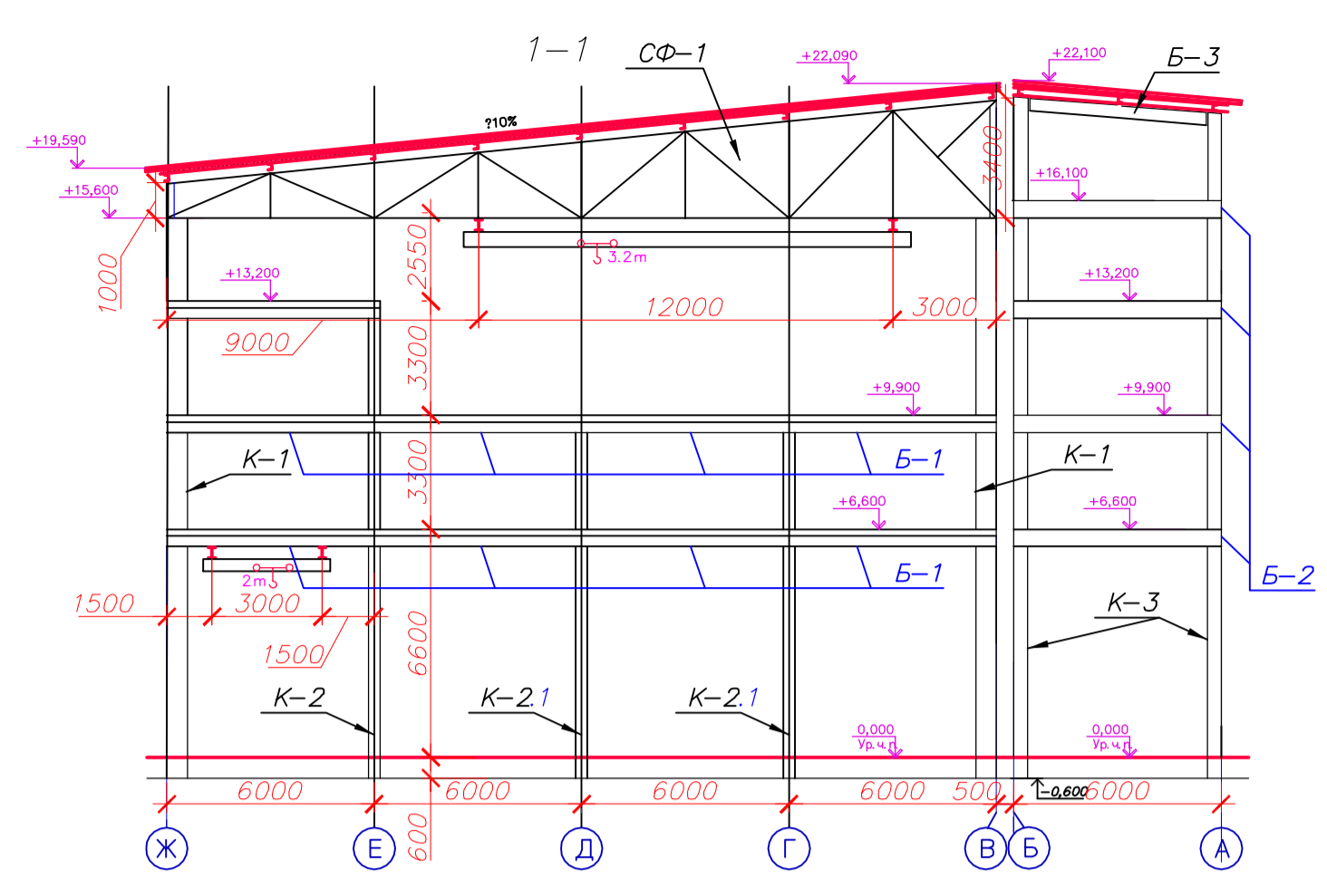
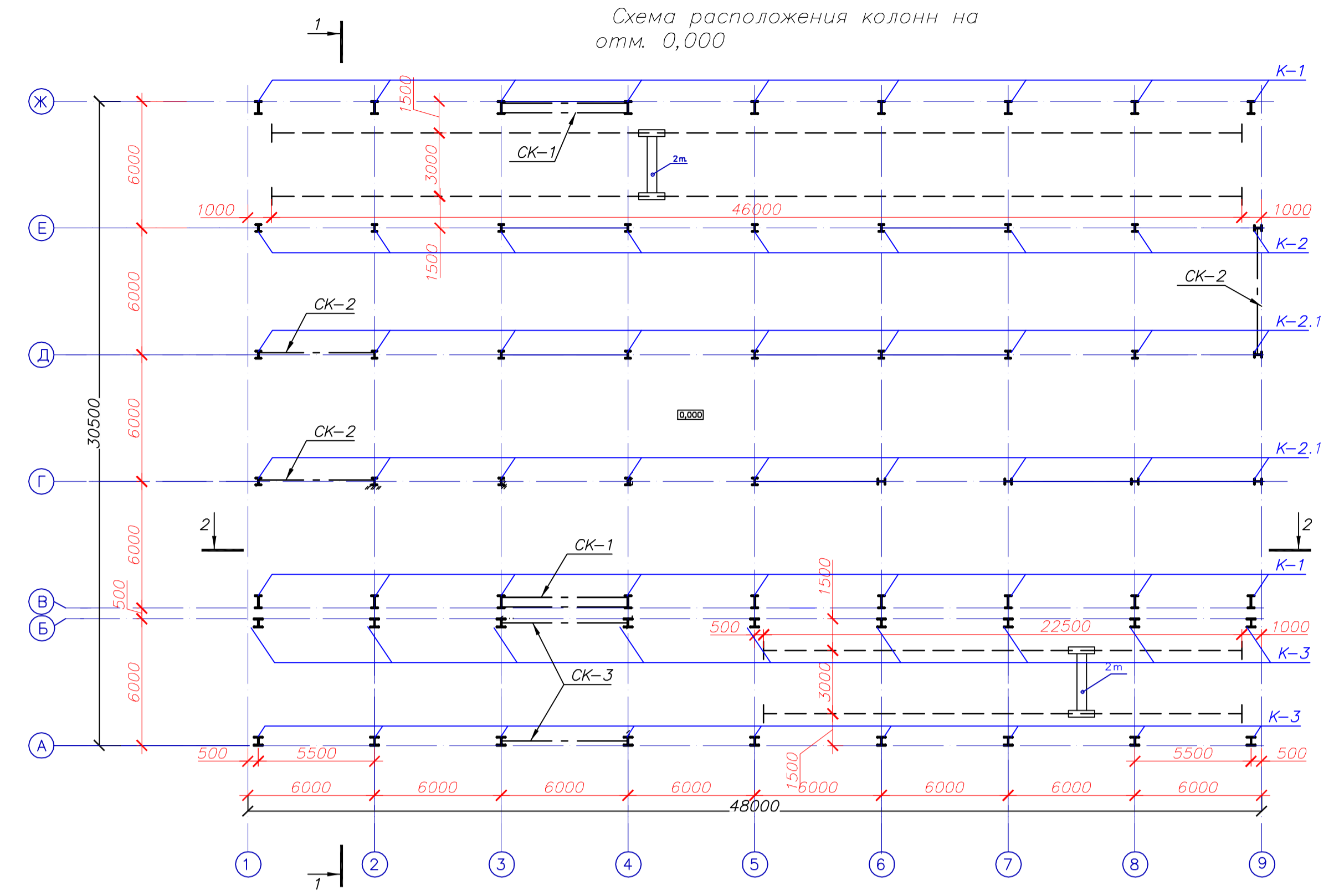
Ведомость отправочных элементов				Ведомость заводских сварных швов				
Марка элемента	Количество, шт	Масса, кг		Марка элемента	Длина швов, м			
		одного элемента	всех		при сечении швов	приведенные	на элемент	на все
ФС-1.2	9	1346	12114	ФС-1.2	22,1	6,4	29	261
		Общая масса	12114		Общая длина			
								261

1. Лист 4 читать совместно с листом 3.
2. Все отверстия \varnothing 23 мм под болты М20.
3. Катеты всех швов 4 мм, кроме оговоренных

Изм.					Лист № док					Погр.					Дата					БР 08.03.01																								
Исполнитель															ФГАУ "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт																													
Разработчик															Котельная на углеводном топливе в ЗАТО п. Солнечная																													
Проверщик															Стадия															Листов														
Руководитель															Р															4														
И. контролер															Геометрическая схема фермы ФС-1.1, ФС-1.2, 1-1, 2-2, 4-4, 5-5, узлы 1, узел 2															СКУУС														
Заб. корректура															Дворниев С.В.																													

Согласовано
Изд. подг. Погр. и дата Взам. инв.

Ведомость отработанных марок						
Марка	Наименование	Кол-во		Масса в кг	№ черт. т.	Примечание
		т	н			
К-1	Колонна	9	9	-	-	
К-2	Колонна	9	-	-	-	
К-2.1	Колонна	18	-	-	-	
К-3	Колонна	9	9	-	-	
СК-1	Связь колонная	1	1	-	-	
СК-2	Связь колонная	2	1	-	-	
СК-3	Связь колонная	1	1	-	-	
ПК-1	Прогон крайний	14	-	-	-	
ПК-1.1	Прогон крайний	4	-	-	-	
ПК-2	Прогон крайний	2	-	-	-	
ПК-2.1	Прогон крайний	4	-	-	-	
ПР-1	Прогон рядовой	42	-	-	-	
ПР-1.1	Прогон рядовой	12	-	-	-	
ПР-2	Прогон рядовой	6	-	-	-	
ПР-2.1	Прогон рядовой	12	-	-	-	
св-1	Связь вертикальная	10	-	-	-	
св-2	Связь вертикальная	5	-	-	-	
св-3	Связь горизонтальная	30	-	-	-	
св-4	Связь горизонтальная	10	-	-	-	
св-5	Связь горизонтальная	8	-	-	-	
св-6	Связь горизонтальная	18	-	-	-	
св-7	Связь горизонтальная	6	-	-	-	
св-8	Стропильная ферма	9	-	-	-	



1. Все элементы изготавливать из стали С 345-3 по ГОСТ 27772-88*, кроме прогонов из стали С285.
2. Монтажные соединения на болтах М20 класса прочности 5 по ГОСТ 1759.4-87
3. Монтаж связей производить на болтах М 24 класса прочности 5.8 по ГОСТ 1759.4-87.
4. Анкерные болты М30 изготавливать в соответствии с ГОСТ 24379.0-80.
5. Лист 3 читать совместно с листом 4.

БР 08.03.01					
ФГАУ "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Код.уч.	Лист	№ док.	Погр.	Дата
Разработал	Водовылов А.С.				
Проверил	Тарасов А.В.				
Руководитель	Тарасов А.В.				
И.контрактор	Тарасов А.В.				
Заб.корректур	Дворникова С.В.				
Котельная на уловном топливе в ЗАТО г.Солнечная			Стадия	Лист	Листов
Схема расположения колонн на отм.0,000,1-1,2-2, схема расположения прогонов и вертикальных связей, схема расположения горизонтальных связей			Р	3	
СКУУС					

Согласовано
 Инж. погр. Погр. и дата
 Взам. инж.

График производства работ

Наименование работ	Объем работ		Затраты труда чел.-ок.	Требуемые машины		Продолжительность, дн	Число смен, п	Численность рабочих в смену, N	Состав бригады	Рабочие дни																																																																							
	Ед. изм.	Кол-во		Наименование	Число маш/см					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24																																																
Разрушка и подача свай к месту забивки	100 м	3,68	4,88	РДК-25	2,45	3	1	2	Машинист 6 разр. – 1, такелажник 2 разр. – 2	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%;">2</td><td colspan="23"></td></tr> <tr> <td style="width: 10%;">3</td><td colspan="23"></td></tr> </table>																								2																								3																							
2																																																																																	
3																																																																																	
Вертикальное погружение одиночных свай гусеничным копром	Шт.	268	71,35	СП-67	—	24	1	3	Машинист копра 6 разр. – 1, копровщик 5 разр. – 1, 3 разр. – 1	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%;">3</td><td colspan="23"></td></tr> <tr> <td style="width: 10%;">24</td><td colspan="23"></td></tr> </table>																								3																								24																							
3																																																																																	
24																																																																																	
Срубка голов свай	Шт.	268	10,38		—	6	1	2	Бетонщик 3 разр. – 2	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%;">2</td><td colspan="23"></td></tr> <tr> <td style="width: 10%;">6</td><td colspan="23"></td></tr> </table>																								2																								6																							
2																																																																																	
6																																																																																	

Указания по производству работ

Работы вести согласно СП 22.13330.2011 "Основания зданий и сооружений". Свай целесообразно разрушать с односторонней раскладкой их непосредственно в зоне работы копра. При этом свай укладывается поперечнике или штабелями, головами к копру, перпендикулярно оси его вращения. При большом количестве свай на площадке предусматривается открытый склад для хранения свай.

Перевозка свай осуществляется тягачом МАЗ-504 с универсальным прицепом для крупногабаритных изделий. Подем свай на копер следует производить захватом на удочку у верхней поперечной петли. Подем непосредственно за петлю не разрешается. Перевоз свай из горизонтального положения в вертикальное осуществляется плавна, без рычков и ударов. Последовательность забивки свай копром указана на схеме производства работ.

Работа при погружении свай выполняется копром СП 49Д4 с дизель-молотом С-1048, подобранным согласно СП 22.13330.2011 "Основания зданий и сооружений" и ведется поперечными рядами.

После забивки свай первого ряда копер перемещается к началу следующего ряда, цикл повторяется. Копер устанавливается у места забивки свай таким образом, чтобы продольная ось стрелы совпадала с направлением забивки свай.

При срубке голов свай необходимо предусмотреть меры против внезапного падения срезаемой части свай. Свай, возвышающиеся над землей менее 3м, срубают после установки двух подкосов и закрепления страховочного каната. Рабочий, удерживающий отпужку, должен находиться на расстоянии не менее двух длин срубаемой части свай. Если длина срубаемой части свай более 3м, то необходимо вести работу с помощью крана.

6. Подача свай к месту работ производится гусеничным копром РДК-25 который движется вокруг котлована.

Схема складирования свай

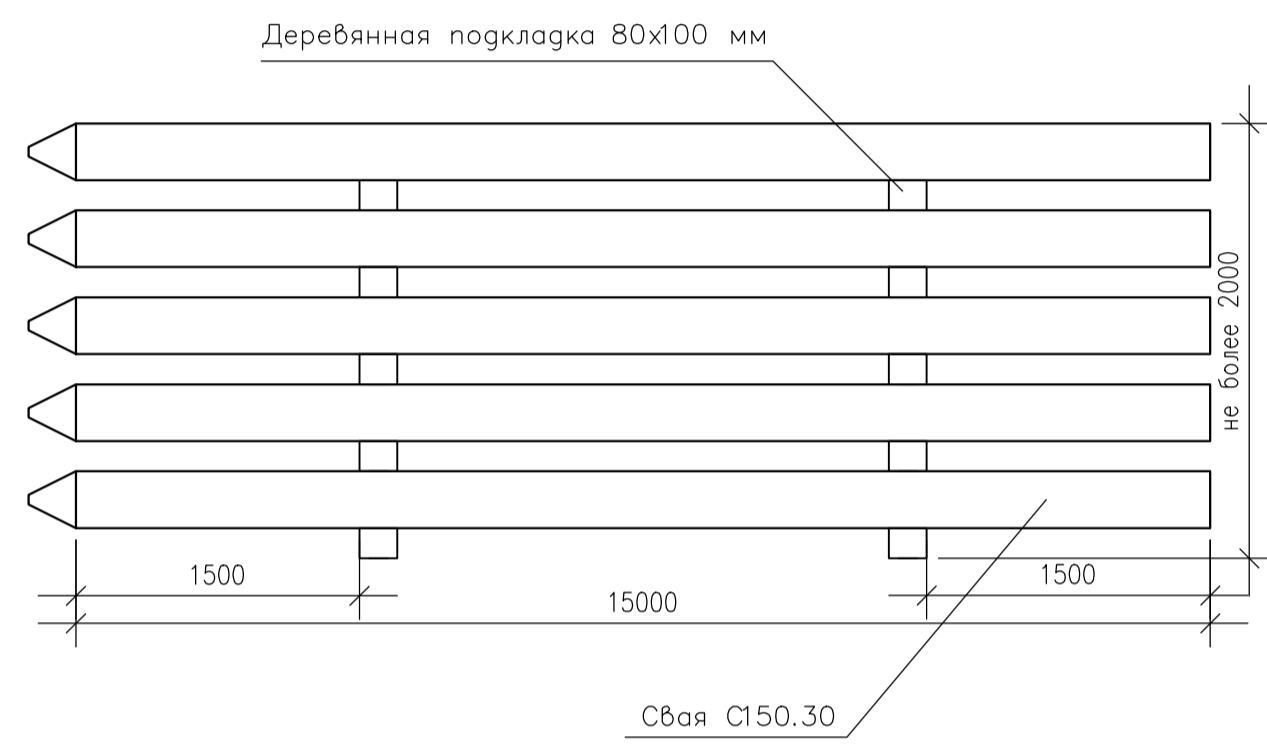
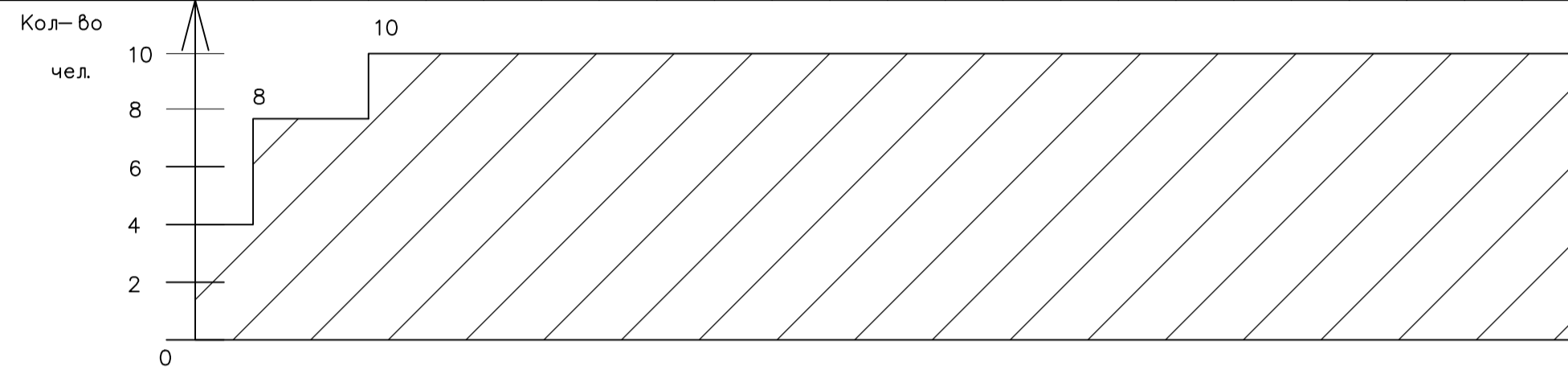
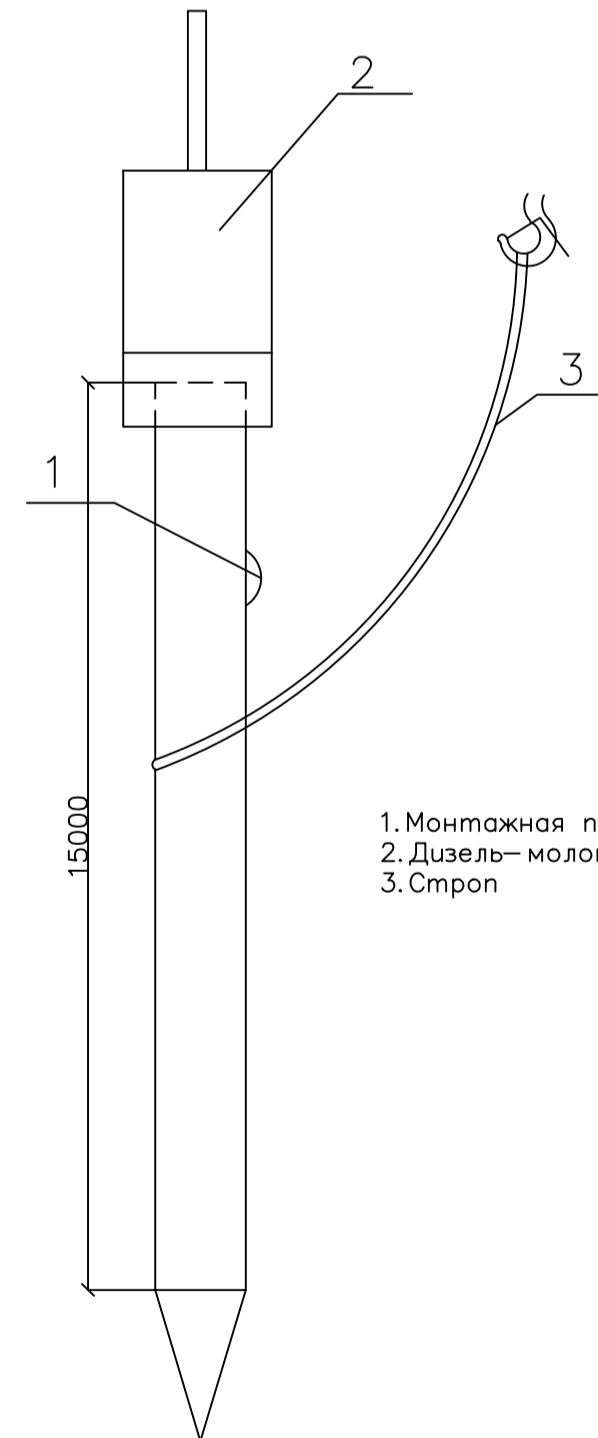
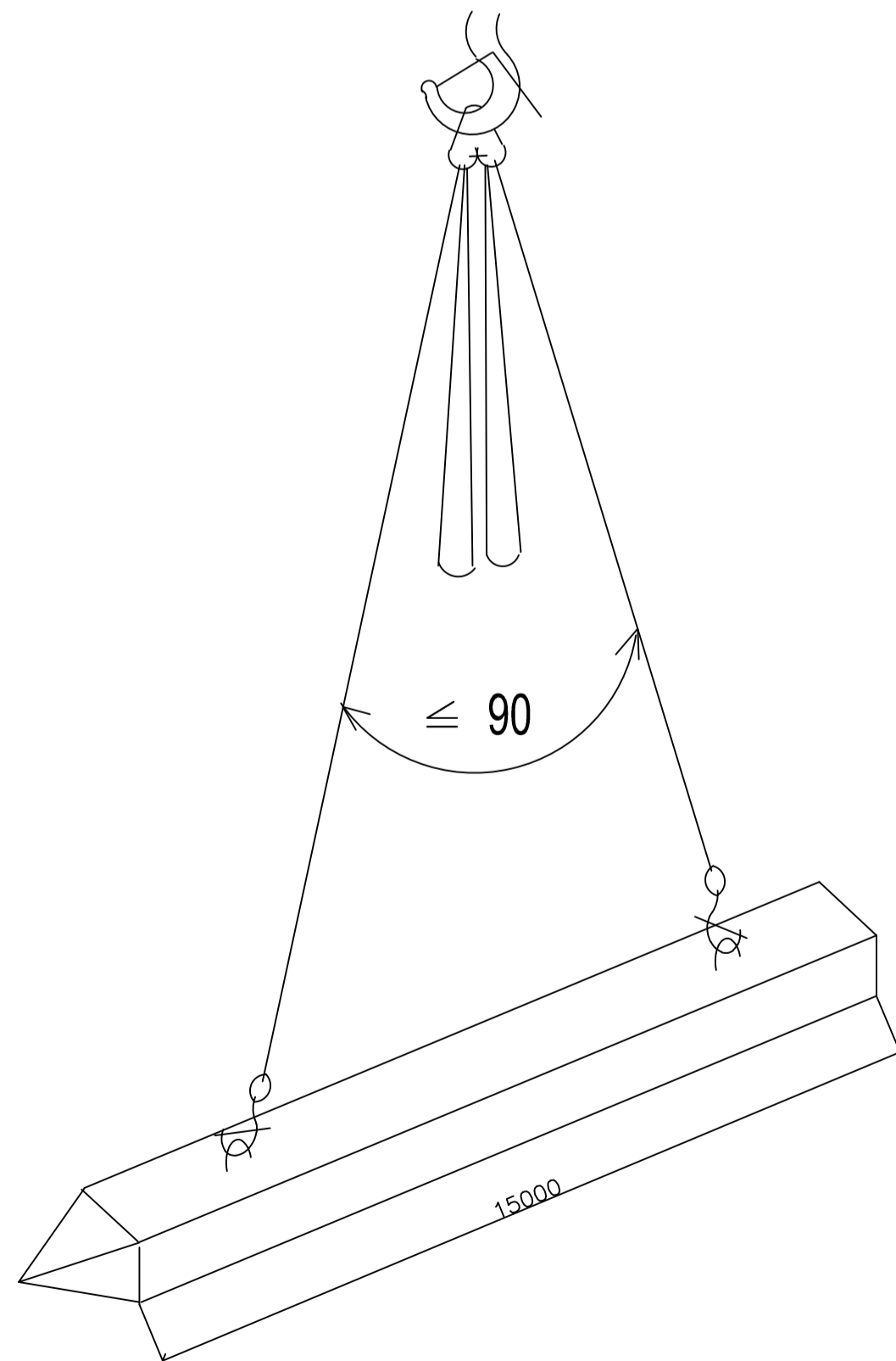


Схема строповки свай

При разрушке

При забивке



Калькуляция трудовых затрат и заработной платы

Обоснование	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На единицу измерения		На объем работ	
		ед. изм.	Кол-во		Норма времени чел.-ч.	Расценки руб.-коп.	Трудоёмкость чел.-ч.	Сумма ру.-коп.
E2-1-8 табл.3	Разработка грунта экскаватором ЭО-651	100 м ²	36,25	Машинист 6р-1	1,7	1-80	61,62	65-25
E2-1-5 табл.2	Разрушка свай башенным копром	100 м	3,68	Машинист 6р-1 Такелажник 2р-2	2,7 5,4	2-88 3-46	9-94 19-87	270-54
E2-1-6 табл.2	Подача башенным копром	100 м	3,68	Машинист 6р-1 Такелажник 2р-2	2,6 5,2	2-76 3-33	9,57 19,4	10-16 12-25
E12-28 табл.2	Вертикальное погружение одиночных свай гусеничным копром	1 свая	314	Машинист 6р-1 Копровщик 5р-1, 3р-1	2,13	2-0	570,84	536-0
E12-39 табл.2	Срубка голов одиночных свай и свай шпунтового ряда	1 свая	314	Бетонщик 3р-2	0,31	0-217	83,08	58-16
Итого					Монтажные		715,44	639-82
Прочие неучтенные(15%)							106,87	95-97

Материалы и изделия

Наименование технологического процесса и его операций	Наименование материалов и изделий, марка, ГОСТ, ТУ	Единица измерения	Норма расхода на ед. изм.	Потребность на объем работ
Устройство свайного поля	Свая железобетонная Ø60.150.30-С8	Шт.	1	314
Складирование ж/б свай	Деревянная подкладка	Шт.	2	566
Забивка свай	Дизельное топливо	т	0,071	26,16

Технико-экономические показатели

Наименование показателей	Ед. изм.	Количество
Объем работ	м ³	144,72
Трудоёмкость	Чел.-смен	102,79
Продолжительность работ	Дни	24
Выработка на одного рабочего в смену	м ³	1,41
Максимальное количество рабочих в смену	Чел.	7
Зарплата (в ценах 1984г)	руб.-коп.	735-79

Указания по технике безопасности

Технологическая карта разработана с учетом требований СП 49.13330.2010 "Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования", СП 49.13330.2010 "Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство". До начала работ необходимо проверить прочность и устойчивость копра, правильность подвеса молота. Предельная масса молота и свай для копра должны быть указаны на его теле. На копре должен быть установлен ограничитель грузоподъемности. Копер должен быть оборудован звуковой сигнализацией. Перед пуском его в действие необходимо подавать звуковой сигнал. К работе на копре допускаются только рабочие, прошедшие специальное обучение.

Производство работ, не имеющих непосредственного отношения к выполняемому технологическому процессу, в опасной зоне запрещается.

Опасной зоной при производстве свайных работ считается зона вблизи размещения копра с гранцей, проходящей по окружности, центром которой является место забивки очередной свай, и с радиусом, равным полной длине копровой стрелы плюс 5 метров.

Указания по контролю качества

Приему работ осуществлять согласно требованиям СП 22.13330.2011 "Основания зданий и сооружений". Допустимые отклонения осей свай

- крайних- 0,2 мм
- средних- 0,4 мм

Наибольшие допускаемые отклонения уровня головы свай от проектной отметки - 30мм.

Машины и технологическое оборудование

Наименование технологического процесса и его операций	Наименование машин, технологического оборудования, тип, марка	Основная техническая характеристика, параметры	Кол-во
Вертикальное погружение и подтаскивание свай	Копр СП-67 в комплекте с дизель-молотом С-996	Масса ударной части 1,8 т	1
Разрушка, складирование, подача материалов	Башенный копер КБМ-401 ПЗ7	Q=25 т	1
Выборка вертикальных осей	Теодолит 2Т-30П		1
Вертикальная привязка осей	Нивелир Н-20		1
Срубка голов свай	Оборудование "Гузрозуб"	200 св/день	1
Прочие работы	Компрессор СО-7Б		1

Техническая оснастка, инструмент, инвентарь и приспособления

Наименование технологического процесса и его операций	Наименование оснастки, инструмента, инвентаря, приспособлений, тип, марка	Основная техническая характеристика, параметры	Кол-во
Разрушка свай	Строп с грузобъемной 2СК-2	Q=2 т	1
Подтаскивание свай, подем на копер, забивка	Строп кольцевой СКК-5	Q=5 т	2
Разметка рисунок	Метр складной металлический МСМ-74	L=50 м	2
Измерения	Рулетка РС-20	L=5 м	1
Разметка свайного поля	Уровень строительный УС-1	L=10 м	1
Выборка вертикали свай	Отвес ОТ-400		2
Поворот свай	Лом монтажный ЛМ-24		2
Техника безопасности	Защитная каска		10
Техника безопасности	Рукавицы строительные		10
Техника безопасности	Специальная одежда		10
Техника безопасности	Специальная обувь		10

БР-08.03.01 ТК

ФГАУ "Сибирский федеральный университет"
Инженерно-строительный институт

Изм.	Кол-во	Лист	гек	Подп.	Дата	Котельная на углеводном топливе в ЗАТО п. Солнечный	Страницы	Лист	Листов
Разработал	Войсевич АС							Р	8
Проверил	Петрова СЮ								
Руководитель	Тарасов АВ								
Инженер	Тарасов АВ								

График производства работ, схема складирования свай, схема строповки свай

Схема производства работ

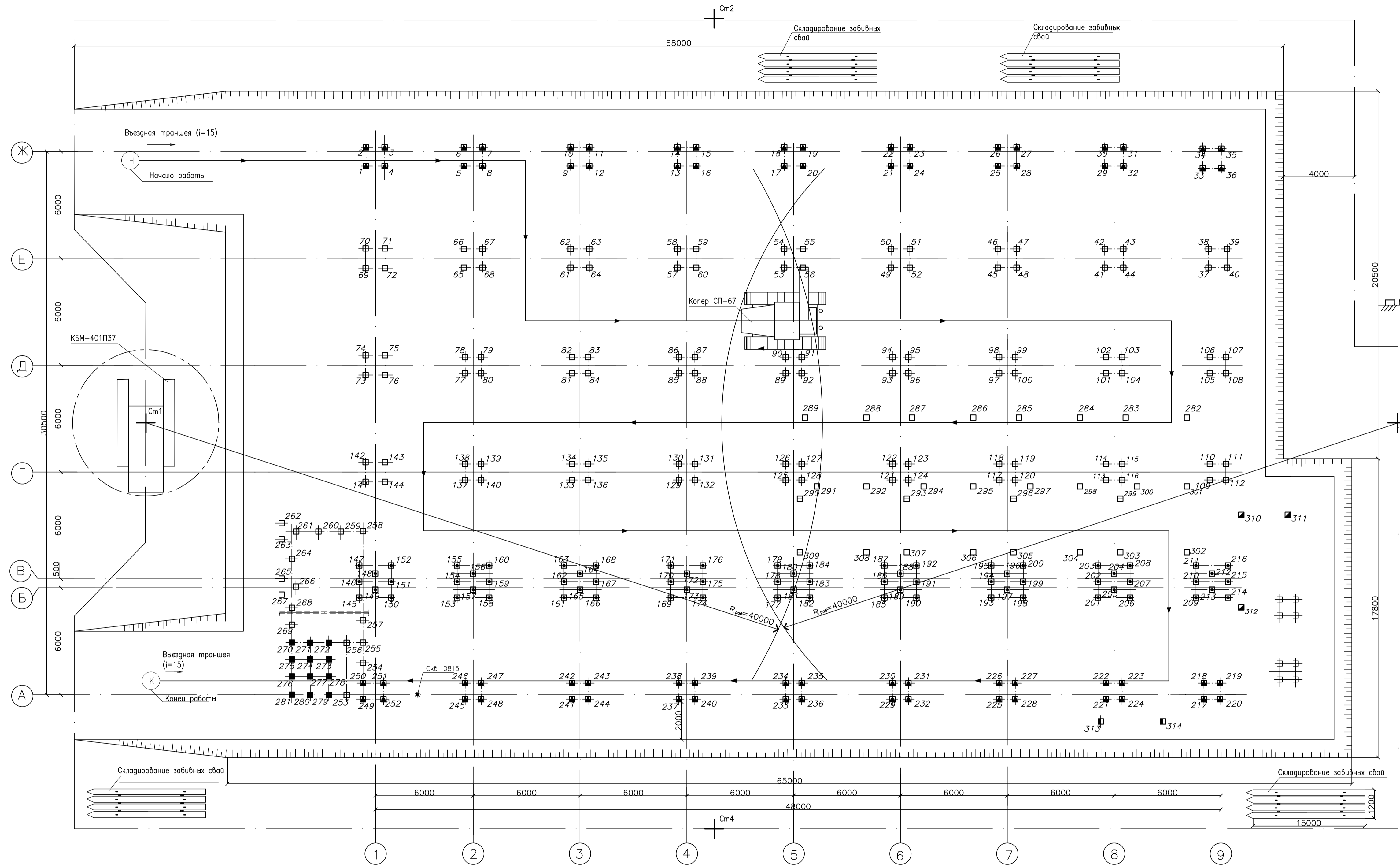
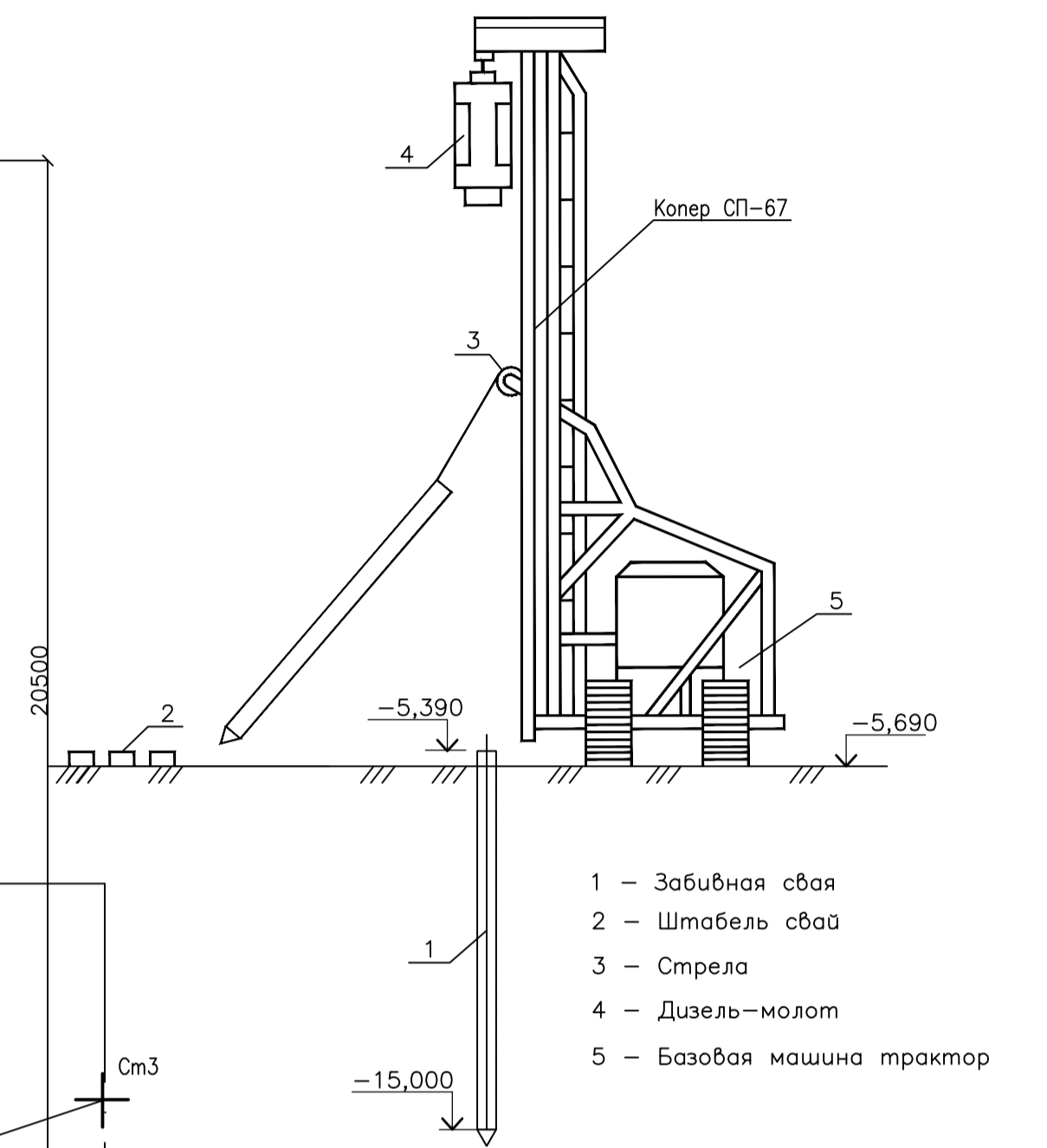


Схема подтаскивания сваи сваебойной установкой



- 1 - Забивная свая
- 2 - Штабель свай
- 3 - Стрела
- 4 - Дизель-молот
- 5 - Базовая машина трактор

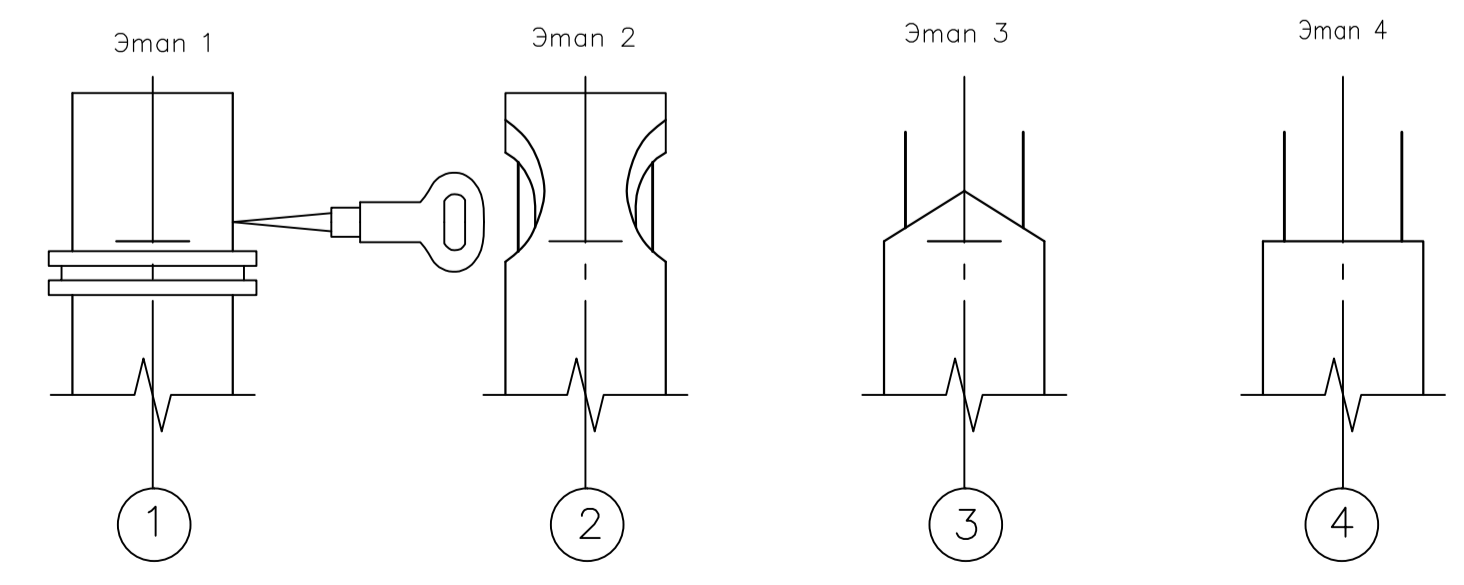
Условные обозначения

- Ст1 - стоянки работы крана
- - ось движения крана
- - ось движения копера
- ⊕ - Погружаемая свая и ее порядковый номер
- ⊗ - Погружаемая свая
- ⊔ - Место забивки сваи

Указание к работе по забивке свай

1. Расстояние от места забивки свай до расположения действующих коммуникаций (газопровод, водопровод, канализация и т.д.) составляет не менее 3 м, а в зимний период - не менее 5 м и должно быть согласовано с организацией, эксплуатирующей коммуникации.
2. Допуск бригады к выполнению работ разрешается только после ознакомления всех ее членов с проектом производства работ и рабочим проектом зонного объекта и инструктажа на рабочем месте с выдвинутой бригадой на особо опасные работы, подписанного главным инженером управления, ведущего работы по забивке свай.
3. Работа копра без оформления акта о вводе его в эксплуатацию запрещается.
4. При подъеме сваи на копровую стрелу молот (с опущенной ударной частью) поднимается в такое положение, при котором его нижняя часть будет выше поднятой сваи на 0,5 м.
5. Ось копровой стрелы и ось погружаемой сваи должны соответствовать проектному положению сваи.

Схема срубки голов свай



- Этап I - установка хомута
- Этап II - вырубание бетона по углам сваи
- Этап III - срубка головы сваи
- Этап IV - подготовка сваи к установке оголовка или заделке в растверк
- 1 - свая
- 2 - риска (отметка линии срубки головы сваи)
- 3 - продольная арматура
- 4 - монтажный обжимной инвентарный хомут (на II-IV этапах монтажный обжимной хомут условно не показан)
- 5 - отбойный молоток

Совласовано
Имя, ? подга
Подп. и дата
Взак. инв. ?

БР-08.03.01 ТК							
ФГАОУ "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт							
Изм.	Кол.	Лист	Фок.	Подп.	Дата		
Разработал	Водошвил А.С.	Котельная на углеводном топливе в ЗАТО г.Солнечная			Страниц	Лист	Листов
Проверил	Петрова С.Ю.				Р	7	
Руководитель	Тарасов А.В.						
И.контрактор	Тарасов А.В.	Схема производства работ, схема срубки голов свай, схема подтаскивания свай сваебойной установкой					
Зам.карьерной	Дерябин С.В.						

Схема расположения свай

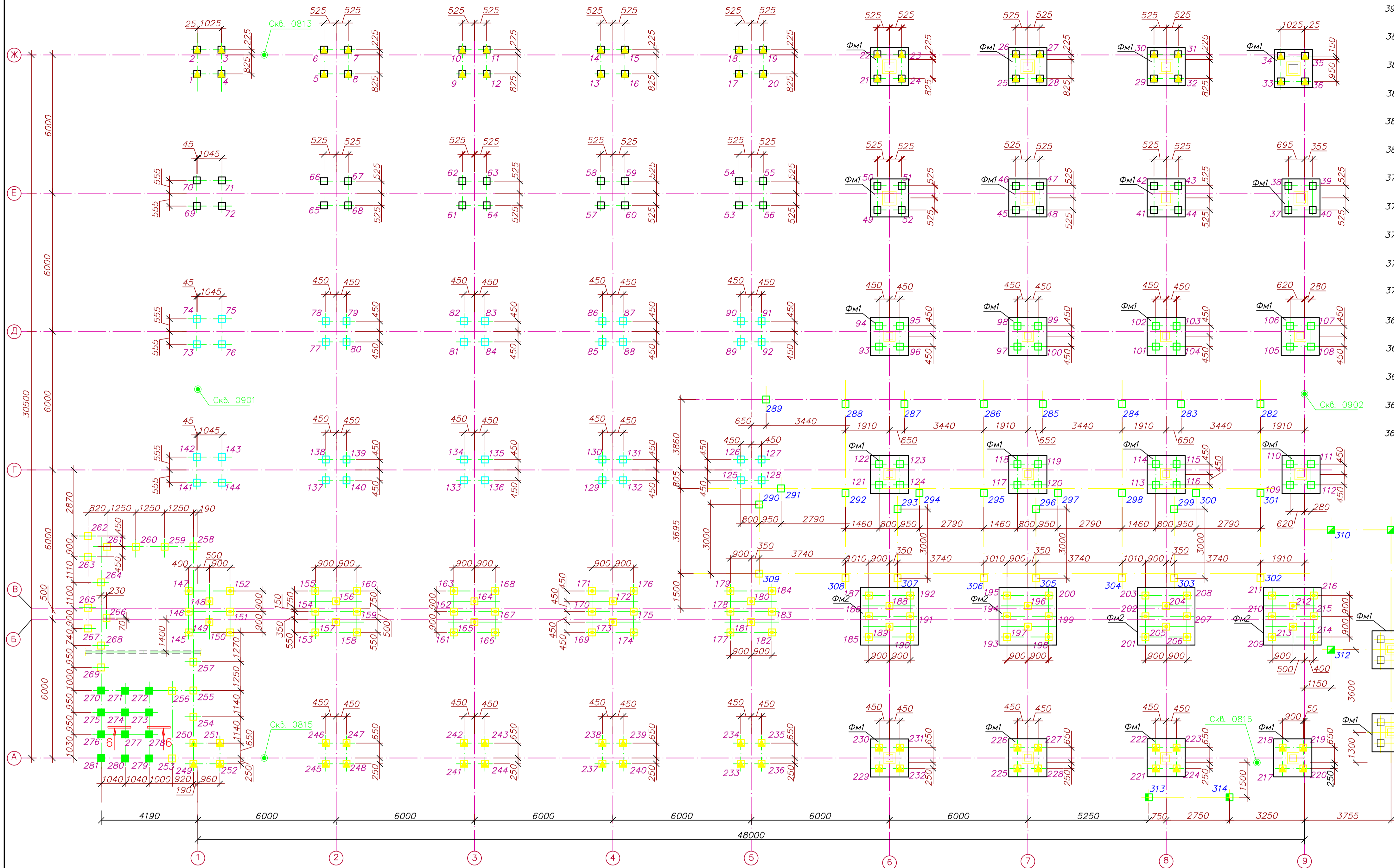
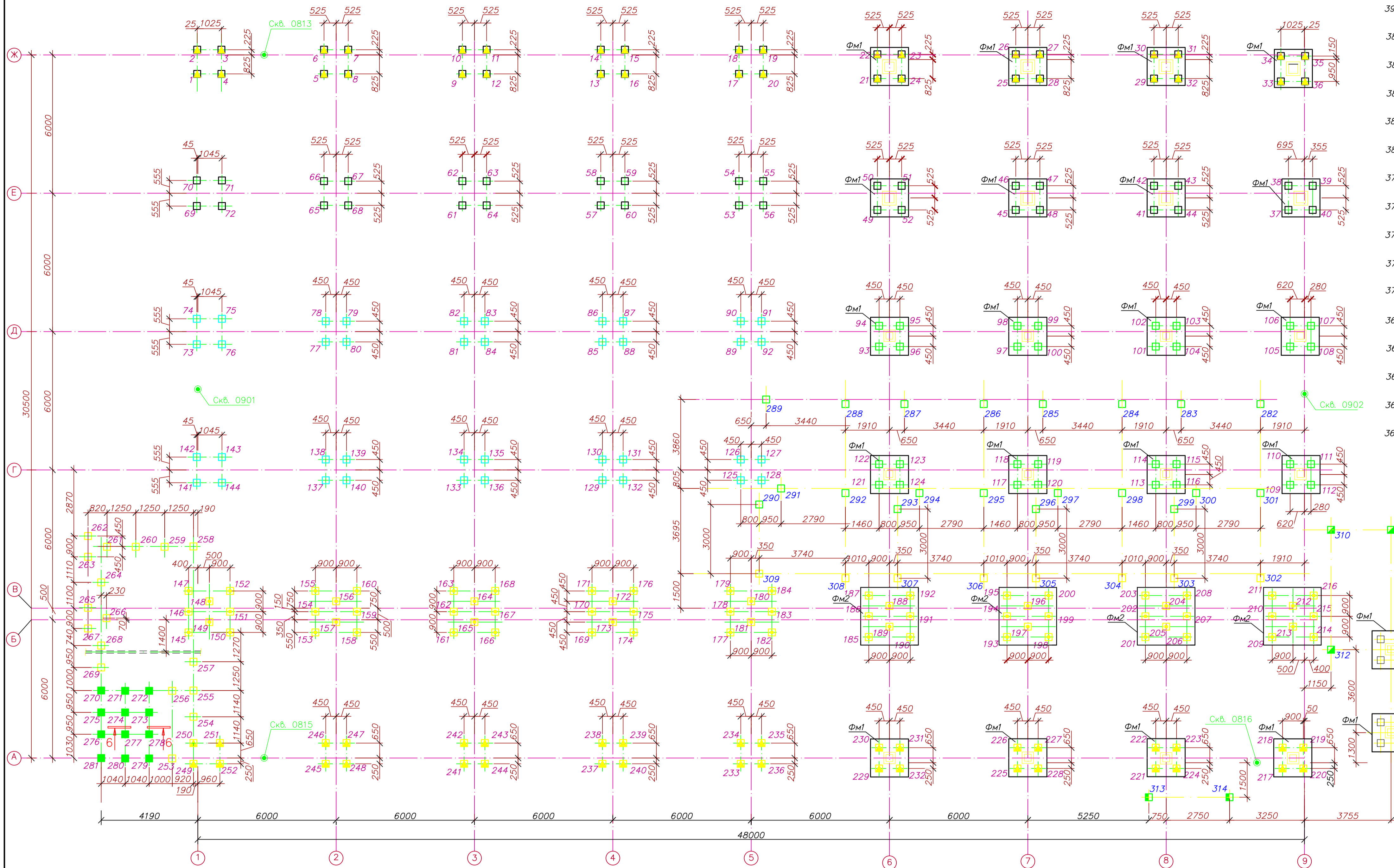
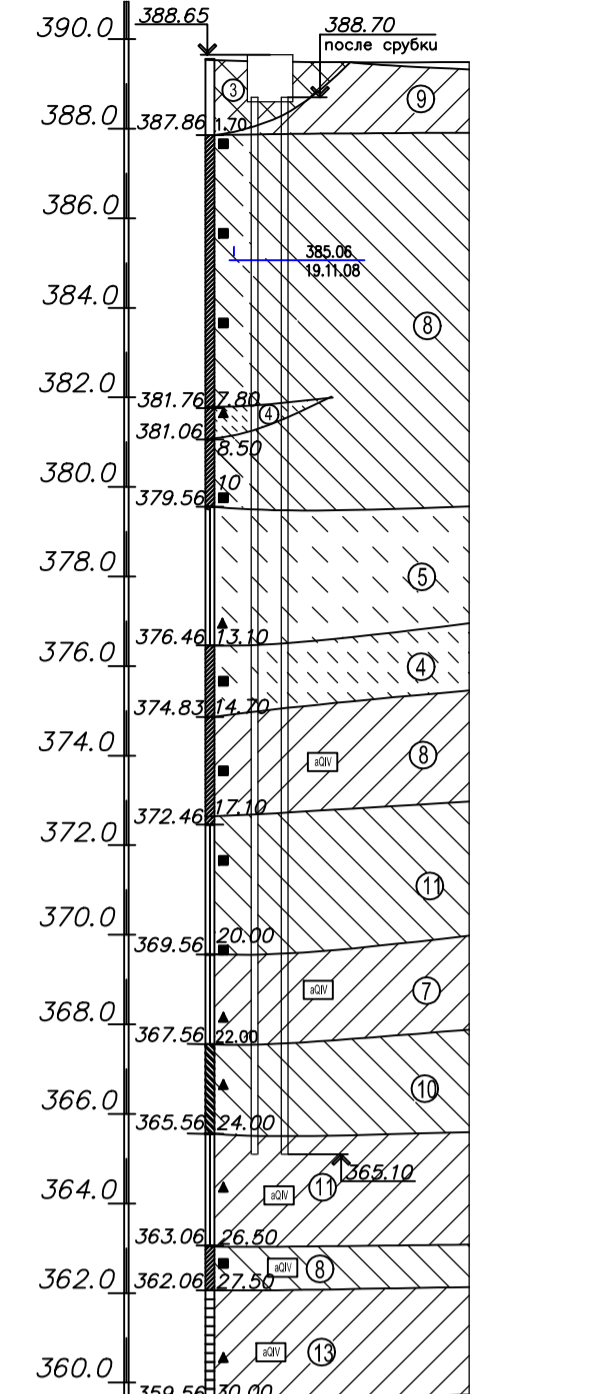


Схема расположения ростверков



Геологический разрез



Условные обозначения

- 1 Насыпной галечниково-гравийный грунт с сульфитным заполнителем около 20% с включениями строительного мусора
- 2 Суглинок коричневого цвета пластичной консистенции
- 3 Суглинок серо-коричневого цвета текучей консистенции
- 4 Суглинок светло-коричневого цвета твердой консистенции
- 5 Суглинок темно-коричневого цвета текучей консистенции
- 6 Суглинок коричневого цвета твердой, полутвердой консистенции
- 7 Суглинок от красновато-коричневого до коричневого цвета текучей консистенции
- 8 Суглинок от светло-коричневого до коричневого, серого цвета тугопластичной консистенции
- 9 Суглинок коричневого цвета твердой, полутвердой консистенции
- 10 Суглинок коричневого цвета мажорпластичной консистенции

Экспликация свай

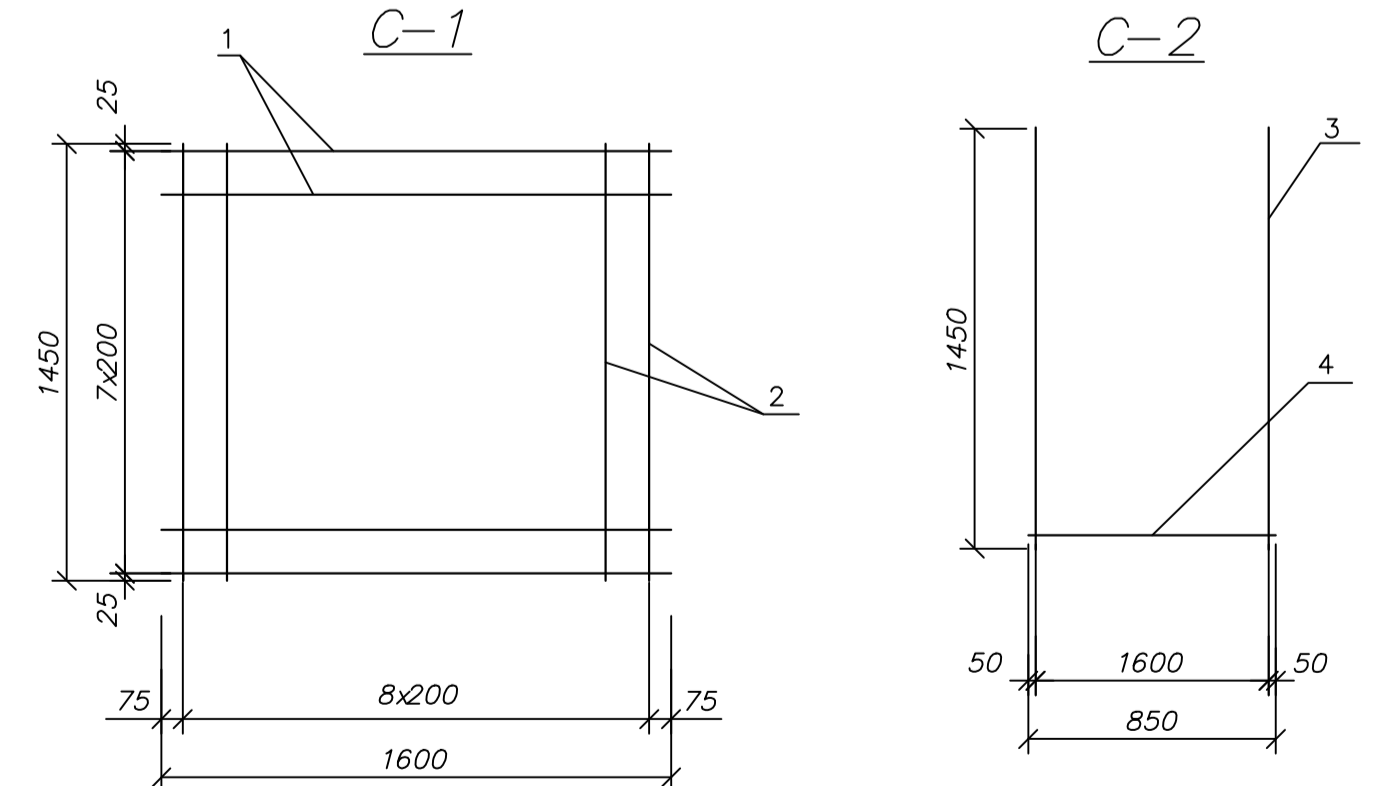
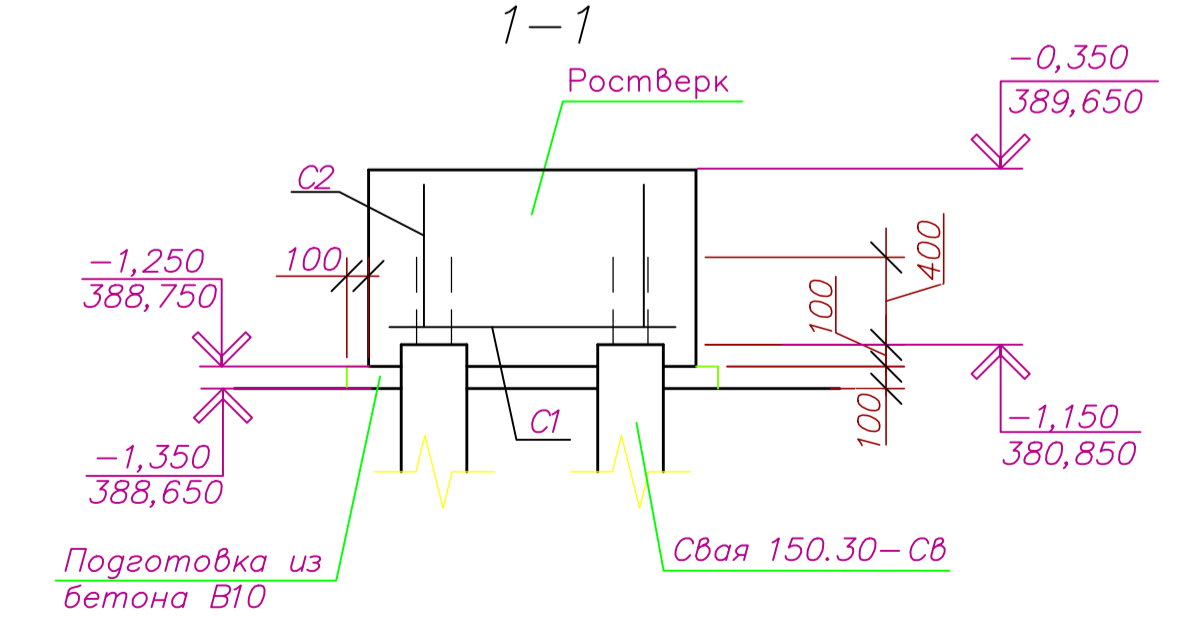
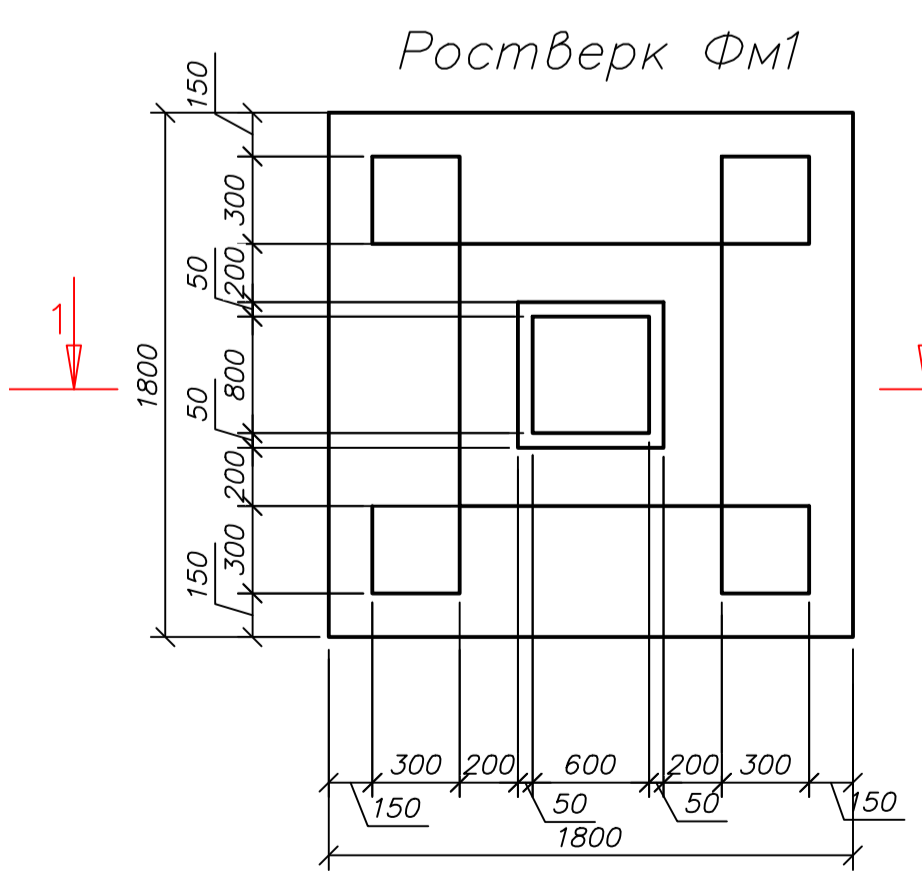
Обозначение	Марка, позиция	Отметка головы свай после забивки		Примечание
		относит.	абсолют.	
□	37-144; 253-269; 282-309;	-0,750	389,250	-1,150 388,850
■	270-281;	-1,900	388,100	-2,150 387,850
▣	310-312;	-0,250	389,750	-0,500 389,500
▤	313; 314;	-0,500	389,500	-0,750 389,250
▥	1-36; 217-252;	-0,900	389,100	-1,300 388,700
▧	145-216;	-0,400	389,600	-1,300 388,700

Спецификация элементов

Поз	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
1-72	1.011.1-10, вып. 8	Сваи С150.30-Св	72	5420	
1-72		Верхняя секция С120.30-В.Св.4			
		Нижняя секция С120.30-Н.Св.4			
145-269; 302-309	1.011.1-10, вып. 8	Сваи С180.30-Св	133	4070	
		Верхняя секция С60.30-В.Св.1			
		Нижняя секция С120.30-Н.Св.3			
93-124; 270-301; 310-314	1.011.1-10, вып. 8	Сваи С160.30-Св	69	3620	
		Верхняя секция С80.30-В.Св.1			
		Нижняя секция С80.30-Н.Св.1			
73-92; 125-144	1.011.1-10, вып. 8	Сваи С150.30-Св	40	3390	
		Верхняя секция С70.30-В.Св.1			
		Нижняя секция С80.30-Н.Св.1			
		Изделия соединительные			
		Накладка Н1	968	1,87	
		Накладка Н2	288	2,49	
		Прокладка ПС	314	0,7	
		Ростверки			
Рсм-1		Рсм-1	41		Бетон кл.В25
Рсм-2		Рсм-2	9		Бетон кл.В25

Ведомость расхода стали

Марка элемента	Расход арматуры, кг, класса				Всего, кг	Общий расход, кг
	А-I		А-III			
	ø6	ø8	ø8	ø12		
С-1	-	-	7,3	17,1	7,99	7,99
С-2	0,75	-	-	12,55	7,99	15,98
						72,8



Примечание:
 1. За относительную отм. 0,000 принята условная отметка, что соответствует абсолютной отметке 390,000.
 2. Сваи согласно геологическим условиям, погружены в суглинок тугопластичной консистенции с показателем текучести 0,37. Расчетное сопротивление грунта R=200кг/см2.
 3. Жесткое сопряжение ж/б свай с монолитным железобетонным ростверком предусматривается с заделкой головы свай в ростверк на глубину 50мм с анкеровкой в ростверк выпусков арматуры не менее чем на 250мм в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-85.
 4. Несущая способность и заглубление фундаментов определены в соответствии с указанием СП 24.13330-2011 "Свайные фундаменты" Fd=1495,77 кН.

Согласовано
Имя, фамилия, дата
Подпись и дата
Имя, фамилия, дата

БР - 08.03.01 КЖ
 ФГАОУ "Сибирский федеральный университет"
 Инженерно-строительный институт

Изм.	Кол.уч.	Лист	док.	Подп.	Дата
Разработал	Войнович А.С.				
Проверил	Чащин Е.А.				
Рисовал	Тарасов А.В.				
И.Контролер					
Зад.поверкой	Дерюгов С.В.				

Копельная на условном топливе в ЗАТО п.Солнечный

Статус	Лист	Листов
Р	5	8

СКУУС