



«УТВЕРЖДАЮ»
Директор
ООО ПЦЭИ «ИМТОС»

Дог. №266 от 11.08.2015 г.
Заказчик: ЗАО «ГК «Электрощит» – ТМ Самара»



Е.В. Репекто



ТЕХНИЧЕСКИЙ ОТЧЕТ

по теме:

**Обследование здания гальванического цеха в осях А-Д/4-10,
расположенного по адресу: г. Самара, территория завода ЗАО «Электрощит»**

Научный руководитель,
д.т.н., профессор



А.А. Прокопович

Ответственный исполнитель,
инженер



Л.Р. Аглиуллин

Самара
2015 г

Список исполнителей

1. Бубнов И.А.
Инженер

Обследование, обработка и анализ результатов обследования, выполнение поверочного расчета, оформление технического заключения
2. Аглиуллин Л.Р.
Инженер

Обследование, обработка и анализ результатов обследования, выполнение поверочного расчета, оформление технического заключения
3. Шурыгин Г.Ф.
Инженер

Обследование, определение прочности бетона, оформление протоколов по результатам испытаний прочности бетона

Содержание

Введение	3
1. Конструктивное решение здания	4
2. Методы и средства, использованные при обследовании	8
3. Результаты обследования	9
3.1 Фундаменты.....	9
3.2 Результаты обследования надземной части.....	12
4. Поверочные расчёты строительных конструкций.....	18
4.1 Расчёт плит перекрытия	18
4.1.1 Исходные данные.....	18
4.1.2 Расчёт плит перекрытия на нагрузку, соответствующую несущей способности ригеля.....	19
4.1.3 Расчёт плит перекрытия на нагрузку, действующую до реконструкции	20
4.1.4 Расчёт плит перекрытия на нагрузку от нового технологического оборудования весом 120 тонн.	20
4.2 Оценка несущей способности ригеля	27
4.2.1 Поверочный расчёт ригеля.....	27
4.3 Оценка несущей способности колонн.....	30
4.3.1 Исходные данные.....	30
4.3.2 Конечно-элементная модель поперечной рамы	32
4.3.3 Результаты расчета колонн и их анализ	35
4.4 Расчёт монолитного участка	39
4.4.1 Поверочный расчёт железобетонной монолитной плиты.	39
4.4.2 Поверочный расчёт стальных балок монолитного участка	40
5. Выводы и рекомендации.....	42
Список использованных источников	43

Введение

В соответствии с договором №266 от 10 августа 2015 г. между ЗАО «ГК Электрощит» - ТМ Самара» (Заказчик) и ООО Поволжский центр экспертизы и испытаний «ИМТОС»¹ (Подрядчик) в августе 2015 г. проводилось обследование фундаментов, колонн, ригелей, плит перекрытия и покрытия здания гальванического цеха в осях А-Д/4-10, расположенного по адресу: г. Самара, территория завода ЗАО «Электрощит»

Обследование выполнялось согласно техническому заданию², утвержденному Заказчиком, с целью оценки несущей способности несущих конструкций здания и возможности установки технологического оборудования на конструкции перекрытия в осях А-Д/4-10 с учетом их фактического технического состояния и прочностных параметров.

На момент обследования в здании проводились ремонтные работы в соответствии с ИЦ 43-13 «Отчёт о техническом состоянии строительных конструкций производственного комплекса гальванопокрытий (ЦГП), расположенного на территории завода «Электрощит», разработка технических решений по восстановлению их несущих способности», выполненным испытательным центром «Самарастройиспытания» 24 февраля 2014 г.

Техническое состояние конструкций оценивалось по результатам натурного обследования и поверочных расчетов в соответствии с ГОСТ Р 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния» [1].

¹ Свидетельство о допуске к определенному виду или видам работ, которые оказывают влияние на безопасность объектов капитального строительства, приведено в приложении А.

² Техническое задание на проведение работ по теме: «Обследование здания гальванического цеха в осях А-Д/4-10, расположенного по адресу: г. Самара, территория завода ЗАО «Электрощит» (см. приложение Б)

1. Конструктивное решение здания

Производственный корпус цеха гальванопокрытий (ЦПП) представляет собой двухэтажное прямоугольное в плане здание с размерами 72х36 м.

Здание производственного корпуса каркасное. Каркас рамно-связевый. Все элементы каркаса - сборные железобетонные, образующие поперечные рамы, расположенные с шагом 6 м. Первый этаж 4-х пролётный по 9 метров, второй – 2-х пролётный по 18 метров. Колонны выполнены сечениями 400х600 мм и 400х400 мм (рис. 1.3 – 1.4). На консоли колонн первого этажа опираются сборные железобетонные ригели (рис. 1.5). По ригелям уложены железобетонные ребристые плиты пролётом 6 м шириной 1,5 м. Несущие конструкции покрытия – двускатные железобетонные балки пролётом 18 м (рис. 1.6), по которым уложены железобетонные ребристые плиты покрытия размерами 6х3 метра.

В осях 6-7 на первом и втором этажах установлены продольные металлические вертикальные связи. Стены здания выполнены из навесных стеновых панелей толщиной 300 мм.

Общий вид здания, планы первого и второго этажей и поперечный разрез здания в осях А-Д/4-10 представлены на рисунках 1.1 – 1.6.

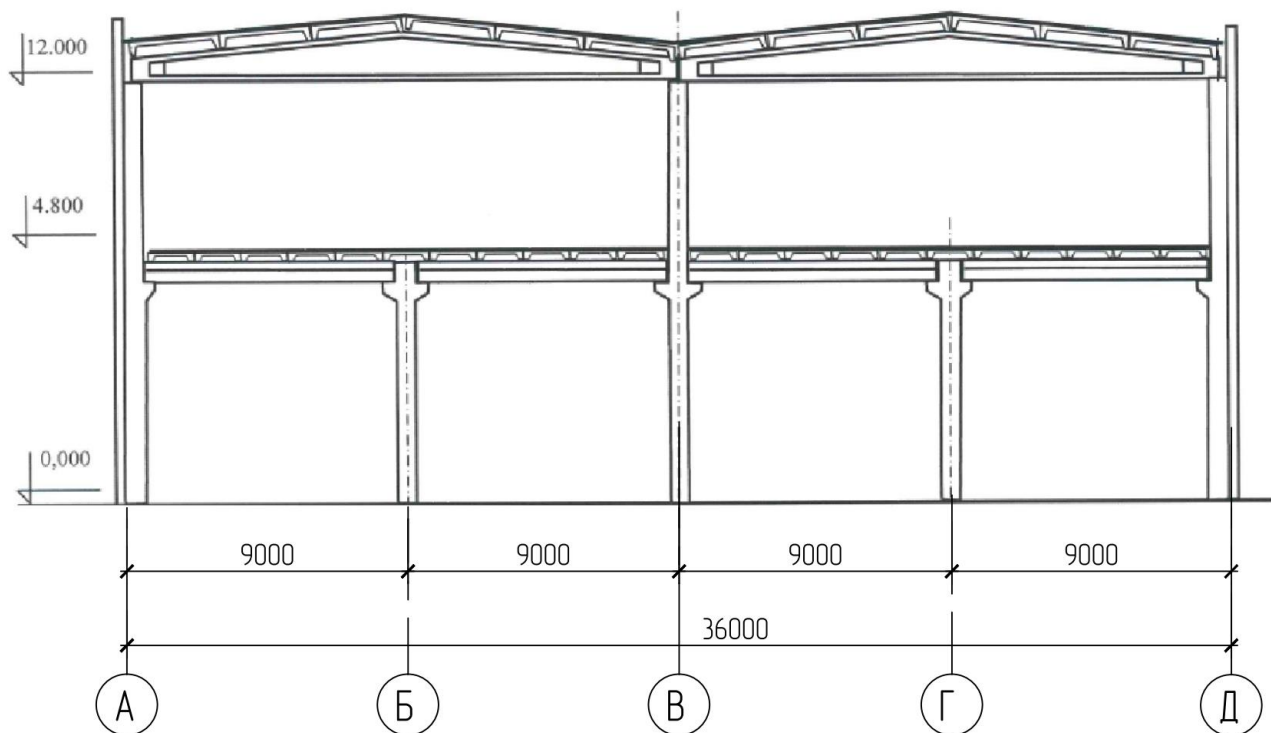


Рисунок 1.1. Поперечный разрез здания



Рисунок 1.2. Общий вид здания

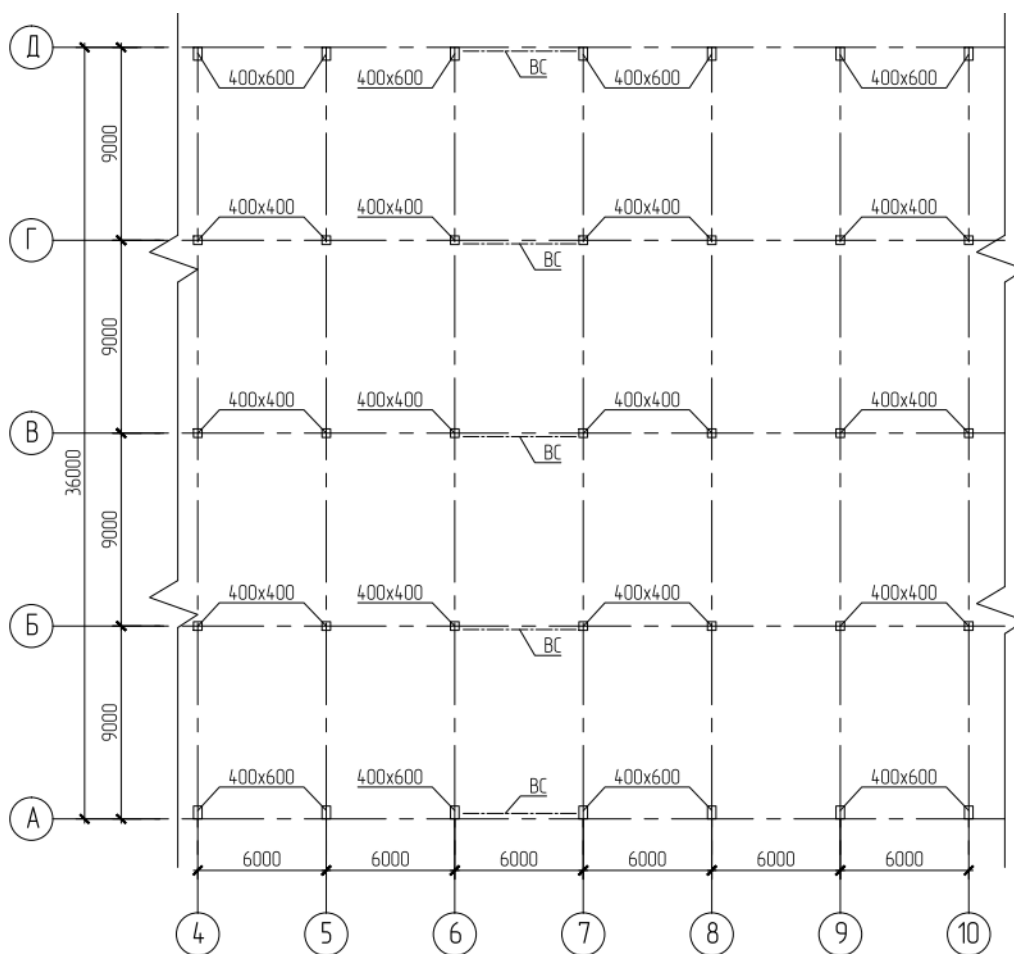


Рисунок 1.3. План расположения вертикальных связей и колонн первого этажа в осях А-Д/4-10

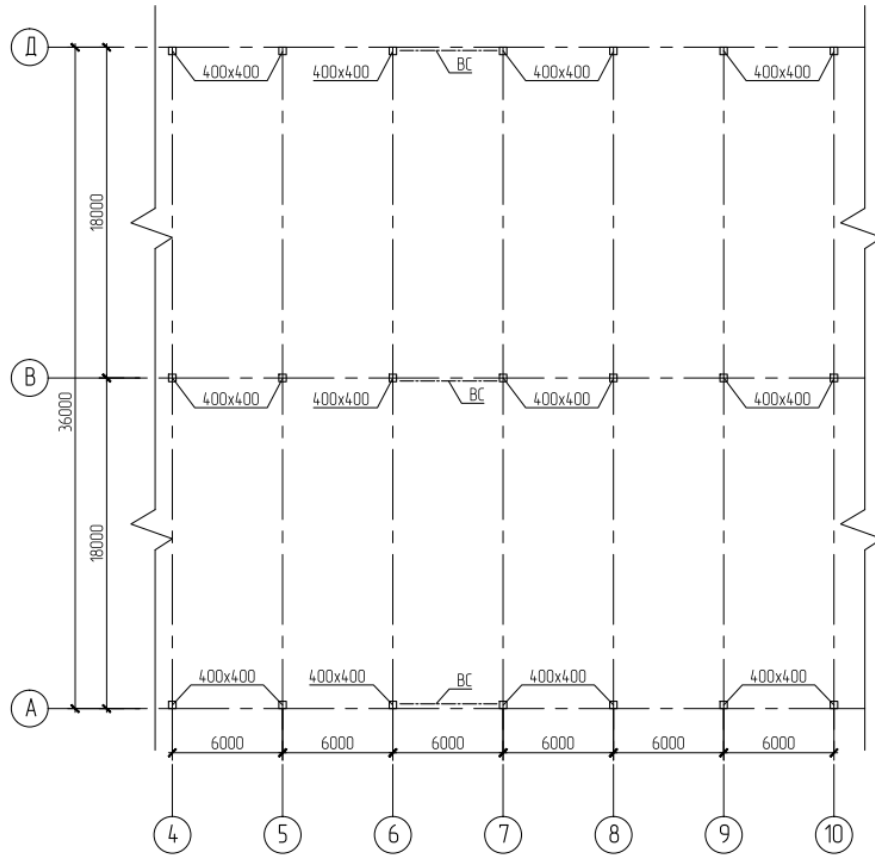


Рисунок 1.4. План расположения вертикальных связей и колонн второго этажа в осях А-Д/4-10

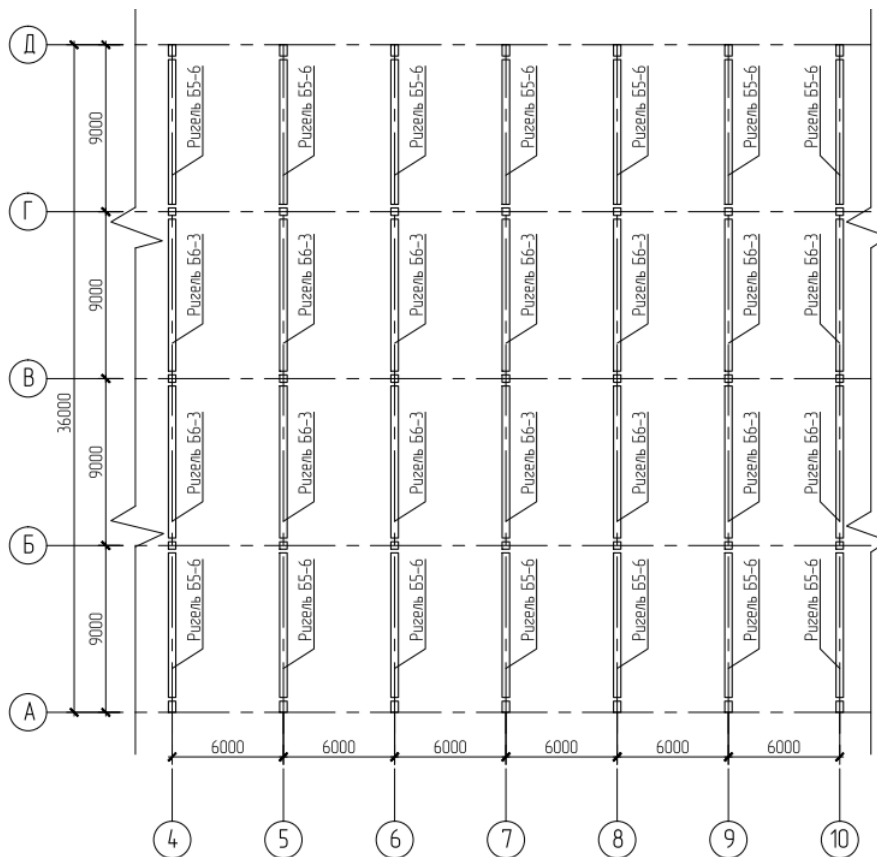


Рисунок 1.5. План расположения ригелей перекрытия первого этажа в осях А-Д/4-10

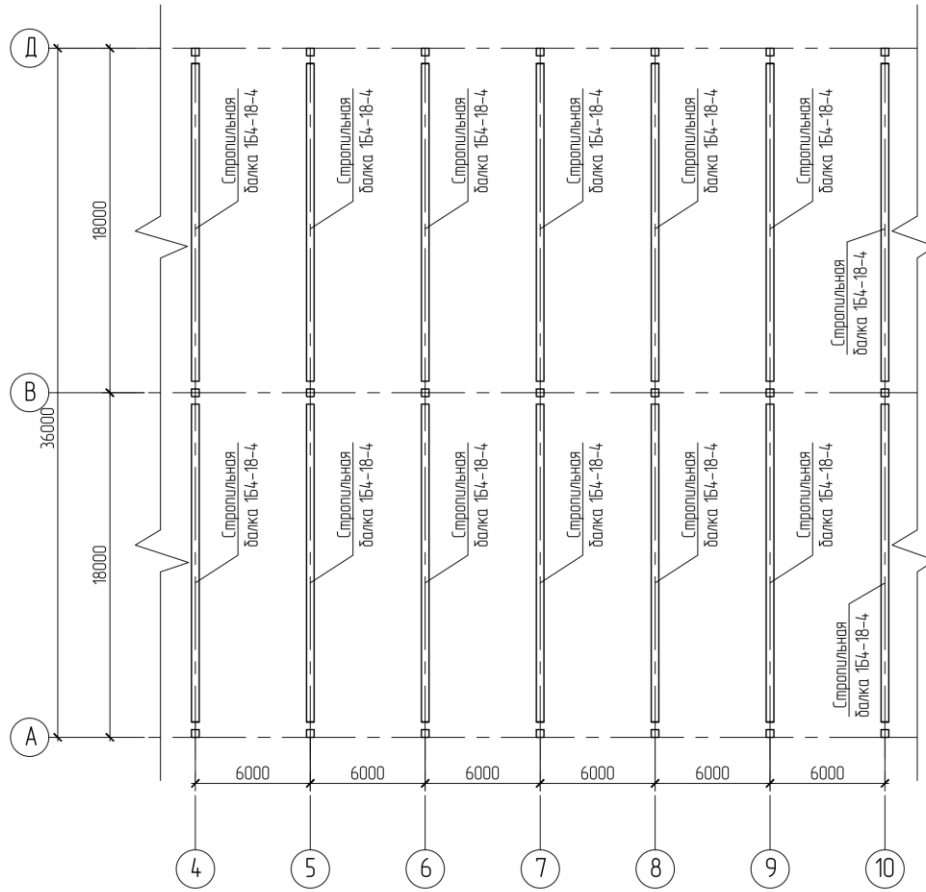


Рисунок 1.6. План расположения стропильных балок покрытия в осях А-Д/4-10

2. Методы и средства, использованные при обследовании

Обследованию подвергались следующие конструкции здания – фундаменты, колонны первого и второго этажей, перекрытие, покрытие, связи. Обследование строительных конструкций проводилось при непосредственном доступе и с уровня земли.

В процессе инструментального обследования проводились замеры основных параметров строительных конструкций, отмечались дефекты и повреждения с фиксацией мест их расположения и определением параметров. Характерные дефекты и повреждения фотографировались. Фотофиксация выполнялась при помощи цифровой фотокамеры CANON digital IXUS 950 IS.

Геометрические параметры строительных конструкций определялись с помощью ручного лазерного безотражательного дальномера Leica DISTO и металлической рулетки длиной 5 метров с ценой деления 1 мм.

Геометрические параметры дефектов и повреждений измерялись штангенциркулем с глубиномером по ГОСТ 166-89, металлической линейкой и рулеткой с ценой деления 1 мм по ГОСТ 427-75, ГОСТ 7502-89. Ширина раскрытия трещин определялась при помощи измерительной лупы с ценой деления 0.1 мм и набора щупов.

Для определения армирования несущих конструкций проведены выборочные вскрытия защитного слоя арматуры.

Определение прочности бетона железобетонных конструкций здания проводилось методом отрыва со скалыванием с помощью прибора ПОС-50 МГ4 «СКОЛ» по ГОСТ 18105-86 (приложение В) и молотком Шмидта.

Для определения размеров и глубины заложения фундаментов и отбора образцов грунта были открыты шурфы.

Техническое состояние конструкций здания оценивалось согласно [1].

3. Результаты обследования

3.1 Фундаменты

Для определения конструкций фундаментов, глубины их заложения и характеристик несущего слоя грунта основания выполнялась отрывка шурфов.

При отрывке шурфов №1, №2 и №3 грунтовые воды техногенного происхождения обнаружены на глубине 1 м от уровня пола (см. рисунки 3.2 – 3.4). Дальнейшая отрывка шурфов была прекращена из-за опасения, что водоотлив в процессе отрывки шурфов может привести к разуплотнению грунтов основания и их неконтролируемой осадке.

Учитывая, что при обследовании здания повреждений, свидетельствующих о неравномерной осадке фундаментов не обнаружено, состояние фундаментов можно оценить как работоспособное при нагрузках не превышающих ранее действующих.

По результатам лабораторных исследований отобранных проб грунтами несущего слоя основания являются суглинки.

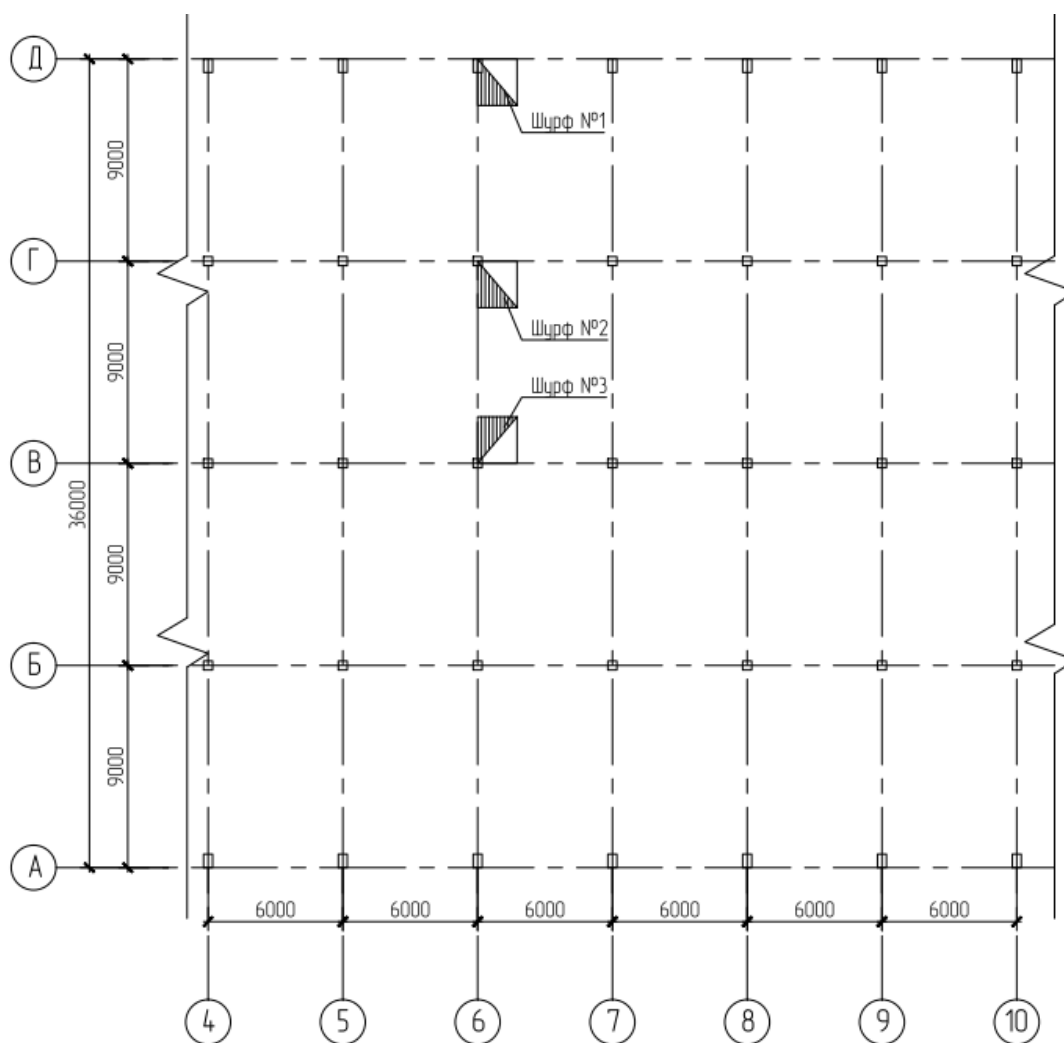


Рисунок 3.1. Схема отрывки шурфов



Рисунок 3.2. Общий вид. Шурф №1



Рисунок 3.3. Общий вид. Шурф №2



Рисунок 3.4. Общий вид. Шурф №3

3.2 Результаты обследования надземной части

Колонны

Результаты испытаний бетона колонн показали, что его прочность соответствует классу В30,7 (см. Приложение В). Рабочая продольная арматура колонн первого этажа - 4 стержня А-III (А400) диаметром 28 мм, второго этажа – 4 стержня А-III (А400) диаметром 25 мм. Поперечная арматура имеет диаметр 10 мм с шагом от 200 до 300 мм. Общий вид колонн представлен на рисунках 3.5, 3.6.



Рисунок 3.5. Общий вид средних колонн второго этажа



Рисунок 3.6. Общий вид средних колонн второго этажа

Ригели

По результатам вскрытия продольной рабочей арматуры и фактическим размерам поперечного сечения ригели соответствуют серии ИИ-23. В соответствии с этой серией ригели в средних пролётах марки Б5-6, в крайних пролётах – Б6-3.

Результаты испытаний прочности бетона ригелей показали, что класс бетона В30,4 (см. Приложение Г), что соответствует марке М400 по серии ИИ-23. Сечение и общий вид ригелей представлены на рисунках 3.7, 3.8. Ригели рассчитаны на нормативную временную длительную равномерно-распределённую нагрузку 1500 кг/м^2 и постоянную нормативную равномерно-распределённую нагрузку - 700 кг/м^2 . Постоянная нагрузка включает вес плит перекрытия, вес ригеля, вес бетонной стяжки перекрытия, а также вес пола и перегородок.

Согласно [1] техническое состояние ригелей оценивается как работоспособное.



Рисунок 3.7. Общий вид ригелей

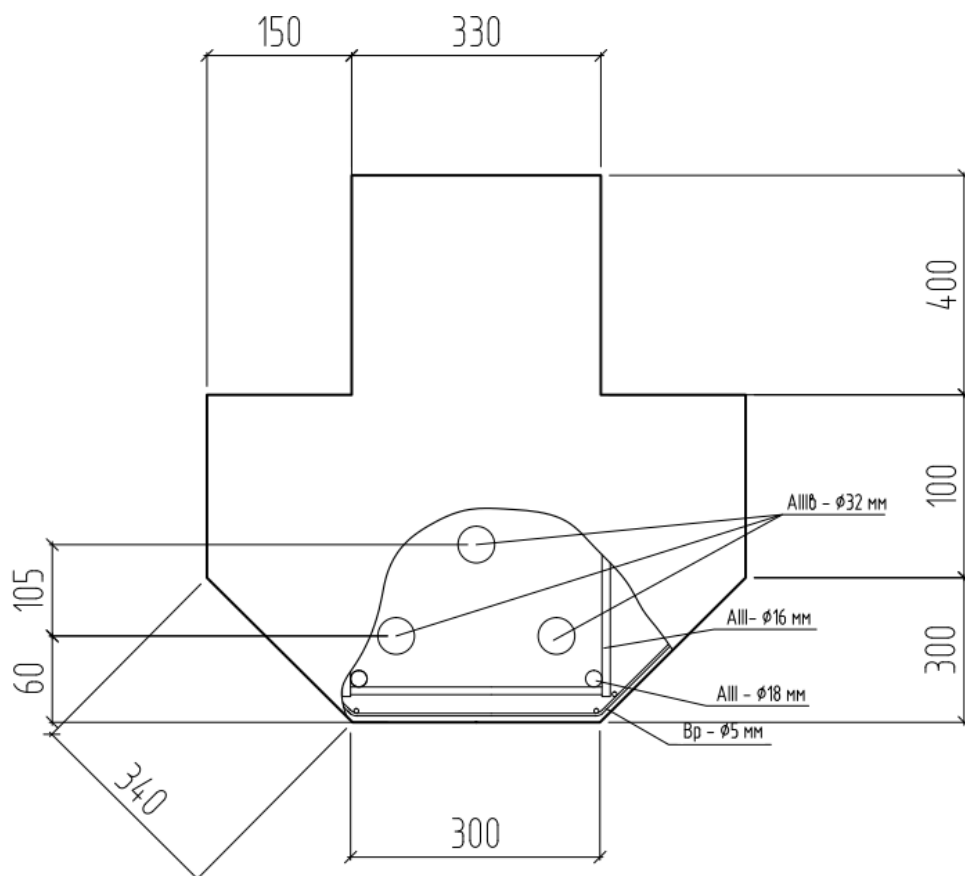


Рисунок 3.8. Сечение ригелей

Плиты перекрытия

Результаты испытаний прочности бетона плит перекрытия показали, что он соответствует классу В30,6. Рабочая продольная арматура – 4 стержня диаметром 28 мм АШ (А400), поперечная арматура – стержни АІ (А240) диаметром 12 мм с шагом 200 мм. Рабочая продольная арматура поперечных рёбер – стержень АШ (А400) диаметром 16 мм. Полка плиты армирована двумя арматурными сетками из проволоочной арматурой диаметром 4 мм Вр500 с шагом 200 мм. Конструкция пола второго этажа, схема армирования и общий вид плит перекрытия представлены на рисунках 3.9-3.11.

По всей площади перекрытий имеются следы протечек инженерных систем (рис. 3.12).

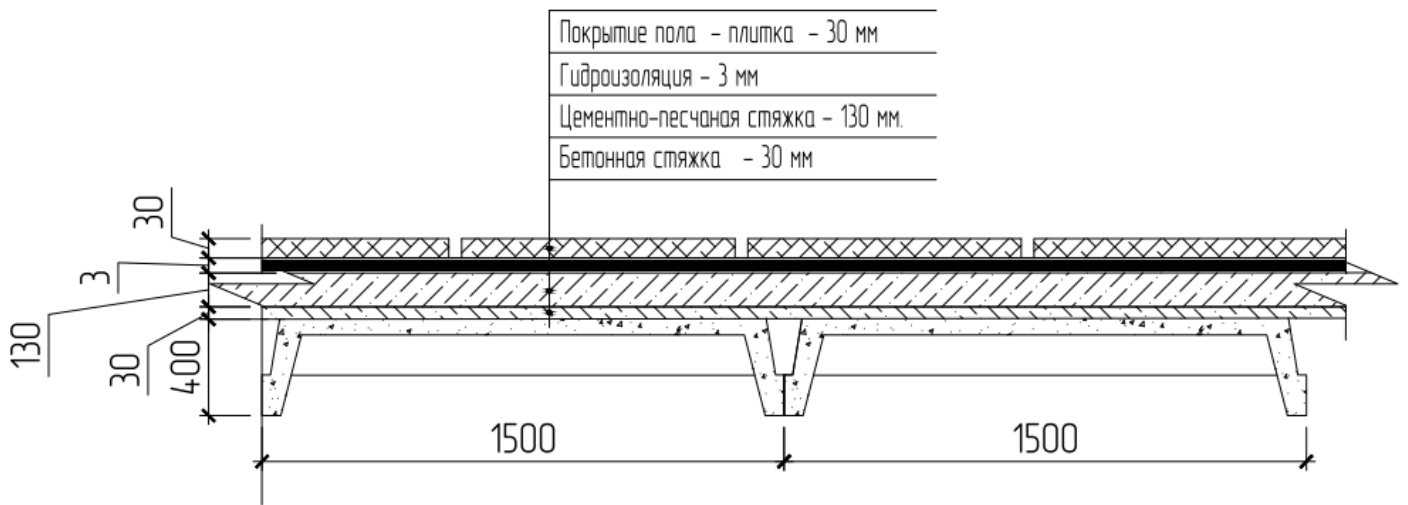


Рисунок 3.9. Конструкция пола второго этажа



Рисунок 3.10. Общий вид плит перекрытия

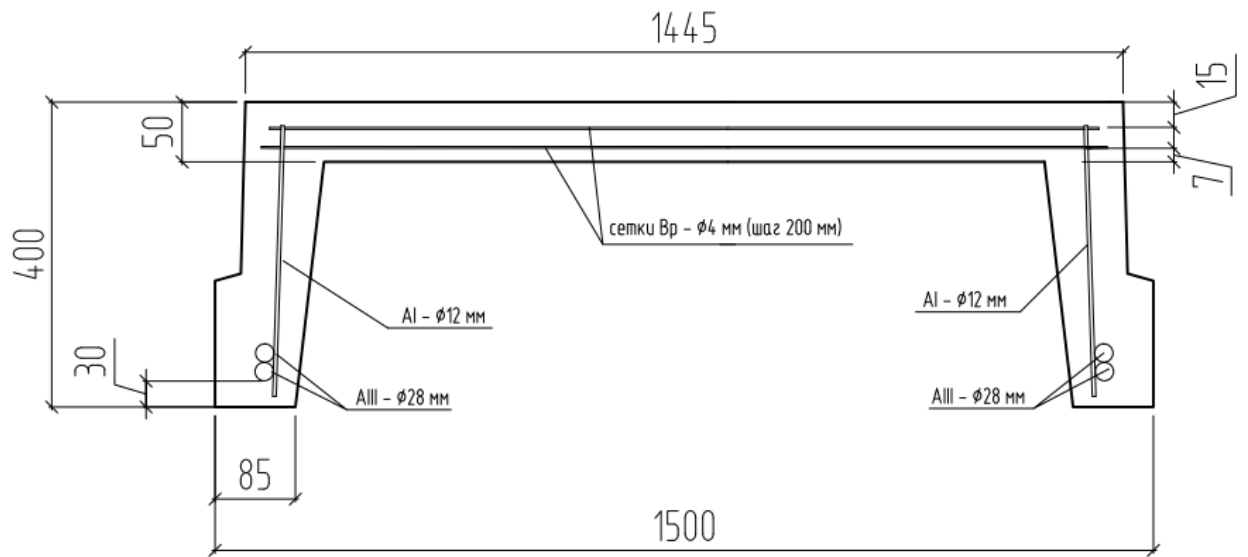


Рисунок 3.10. Схема армирования плит перекрытия



Рисунок 3.12. Протечка инженерных систем

Монолитные участки

В процессе эксплуатации и реконструкции здания сборные ребристые плиты перекрытия, приходящие вследствие коррозии бетона и арматуры в аварийное состояние, заменялись и заменяются на монолитные участки [7], конструкция которых представлена на рис. 3.13.

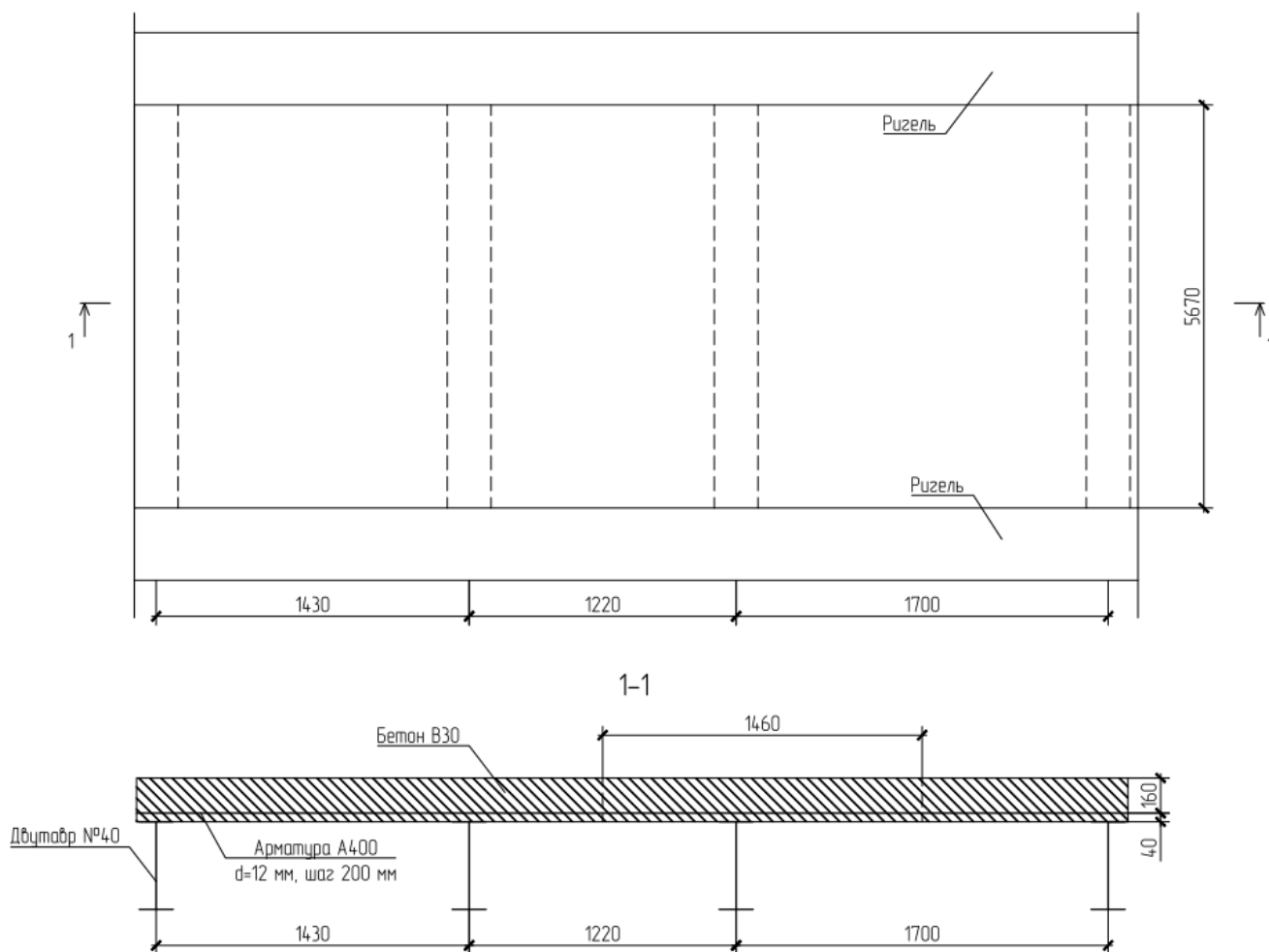


Рисунок 3.13. Конструкция монолитных участков

4. Поверочные расчёты строительных конструкций

Поверочный расчёт существующих конструкций выполнен по действующим нормам проектирования с введением в расчет геометрических параметров конструкций, фактической прочности строительных материалов и действующих нагрузок, полученных в результате обследования. Расчет производился с использованием программного комплекса «ЛИРА САПР 2013».

4.1 Расчёт плит перекрытия

Расчёты плит перекрытия были выполнены для 3-х расчётных ситуаций:

- 1) на нагрузку, соответствующую несущей способности ригеля;
- 2) на нагрузку, действующую до реконструкции;
- 3) на нагрузку от нового технологического оборудования весом 120 тонн.

4.1.1 Исходные данные

- характеристики бетона плиты

Бетон В30:

$R_b=17$ МПа – расчётное сопротивление бетона В30 сжатию.

- характеристики арматуры плиты

Арматура АIII (А400):

$R_s=355$ МПа – расчётное сопротивление арматуры А400 растяжению.

- сбор нагрузок

Нагрузки на перекрытие представлены в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Постоянная нагрузка от веса 1 м² перекрытия

Наименование нагрузки	Нормативная, кг/м ²	Коэффициент надёжности, γ_f	Расчётная, кг/м ²
<i>Собственный вес пола</i>			
Плитка $\delta = 30$ мм	75	1,3	98
Гидроизоляция $\delta = 3$ мм	3	1,3	3,9
Цементно-песчаная стяжка $\delta = 130$ мм	234	1,3	304
Бетон стяжка $\delta = 30$ мм	75	1,3	98
Собственный вес плит перекрытия	250	1,1	275
Итого:	637		779

Временные нагрузки на перекрытия

Временная полезная на перекрытия (в соответствии с п. 3.2)

1500 кгс/м²

$g_{\text{факт}} = 779 + 1500 = 2279 \text{ кг/м}^2 = 2,279 \text{ т/м}^2$ – нагрузка на перекрытие, соответствующая существующей конструкции пола и допускаемой временной нагрузке на ригель.

4.1.2 Расчёт плит перекрытия на нагрузку, соответствующую несущей способности ригеля

Приведенное сечение плиты для расчёта по первой группе предельных состояний представлено на рисунке 4.1.

Определим M_{ult} для плиты в соответствии с 8.1.10 [3].

$$R_s \cdot A_s = 355 \cdot 2463 = 876365 \text{ Н},$$

где $R_s = 355 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление арматуры А400 растяжению;

$A_s = 2463 \text{ мм}^2$ – площадь рабочей продольной арматуры.

$$R_b \cdot b' \cdot h' = 17 \cdot 1445 \cdot 50 = 1228250 \text{ Н},$$

где $R_b = 17 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление бетона В30 сжатию.

$$\text{Т.к. } R_s \cdot A_s = 876365 \text{ Н} \leq R_b \cdot b' \cdot h' = 1228250 \text{ Н},$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{36}{342} = 0,105 \leq \xi_R = 0,531,$$

$$\text{то } M_{\text{ult}} = R_b \cdot b' \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = 17 \cdot 1445 \cdot 36 \cdot (342 - 0,5 \cdot 36) \cdot 10^{-3} = 286526 \text{ Н} \cdot \text{м} = 286,526 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\text{где } x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b' \cdot f} = \frac{355 \cdot 2463}{17 \cdot 1445} = 36 \text{ мм}.$$

Определим максимальную равномерно распределённую нагрузку на плиту:

$$\text{Т.к. } M_{\text{ult}} = \frac{g \cdot b \cdot l^2}{8}, \text{ то } g_{\text{нес}} = \frac{M_{\text{ult}} \cdot 8}{b \cdot l^2} = \frac{286,526 \cdot 8}{1,5 \cdot 5,55^2} = 49 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 4,9 \frac{\text{т}}{\text{м}^2},$$

где $g_{\text{нес}}$ – нагрузка на 1 м^2 перекрытия, соответствующий фактической несущей способности плиты.

Таким образом $g_{\text{нес}} = 4,9 \text{ т/м}^2 > g_{\text{риг}} = 2,279 \text{ т/м}^2$, следовательно несущая способность плиты под нагрузку, соответствующую несущей способности ригеля, обеспечена.

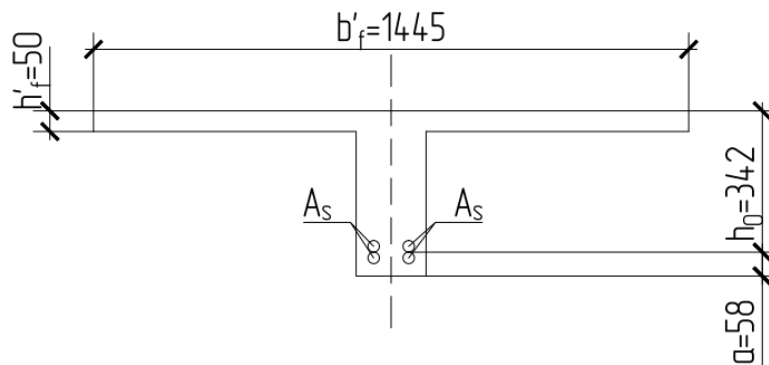


Рисунок 4.1. Приведенное сечение плиты перекрытия

4.1.3 Расчёт плит перекрытия на нагрузку, действующую до реконструкции

На перекрытие до реконструкции помимо постоянных нагрузок действовали нагрузки от технологического оборудования - $g_{\text{тех.}} = \frac{80000}{4,7 \cdot 24} = 709 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$ и нагрузка от складироваемых материалов в местах отсутствия технологического оборудования, принятая равной 1500 кг/м^2 .

Т.к. $1500 \text{ кг/м}^2 > 709 \text{ кг/м}^2$, то временную нагрузку на плиту можно (в запас прочности) принять равной 1500 кг/м^2

Таким образом в соответствии с п. 4.1.2 несущая способность плиты на нагрузку, действующую до реконструкции здания обеспечена.

4.1.4 Расчёт плит перекрытия на нагрузку от нового технологического оборудования весом 120 тонн.

1) Нагрузка от нового технологического оборудования весом 120 тонн

Опорный элемент крепления технологического оборудования к полу второго этажа представлен на рисунке 4.2. Шаг опорных элементов не превышает 2-х метров.

Определим нагрузку, передаваемую на плиту от нового технологического оборудования (расчёты смотреть совместно с рисунком 4.3):

$$q_1 = \frac{\frac{120 \cdot 2 \cdot 0,855}{22,1 \cdot 4,28} + 0,2}{0,61 \cdot 0,5} = \frac{2370}{0,305} = 7771 \text{ кг/м}^2;$$

$$q_2 = \frac{120 \cdot 2 \cdot 1,285}{22,1 \cdot 4,28 \cdot 0,58 \cdot 0,5} = \frac{3260}{0,305} = 10689 \text{ кг/м}^2.$$

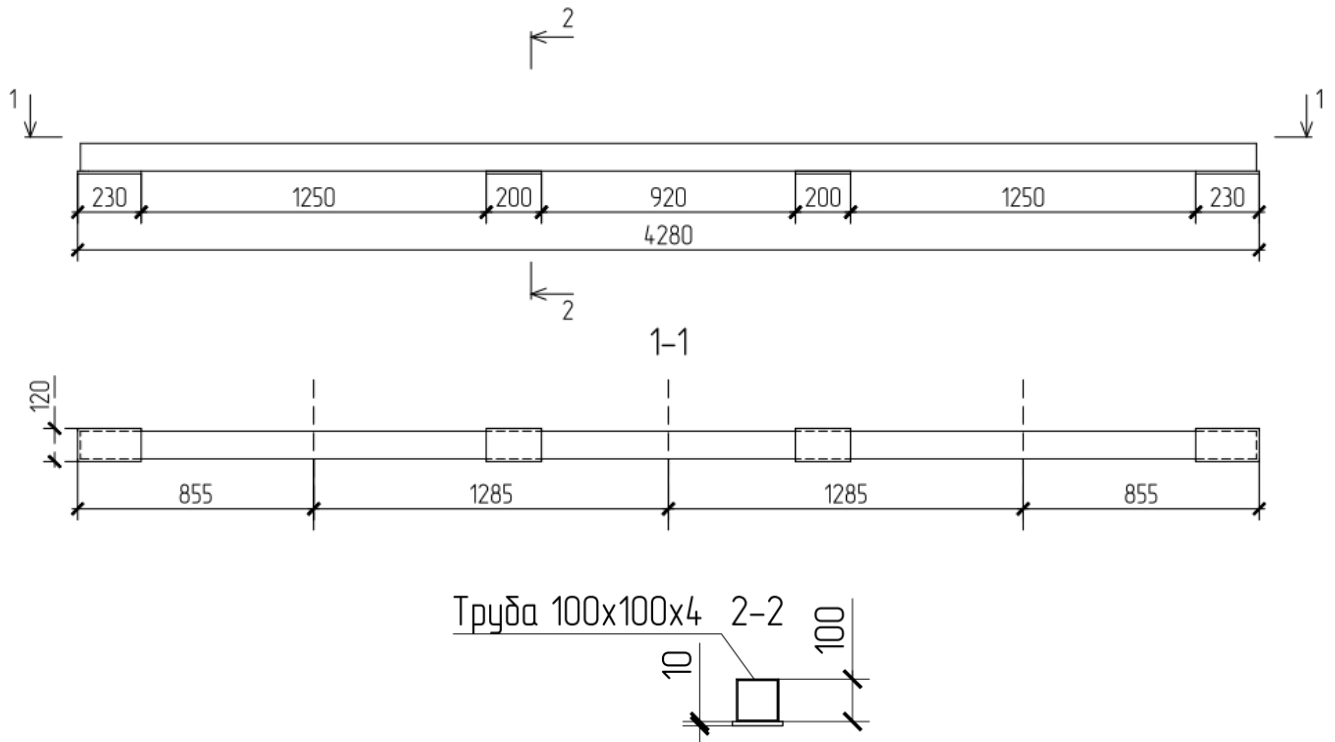


Рисунок 4.2. Опорный элемент нового технологического оборудования

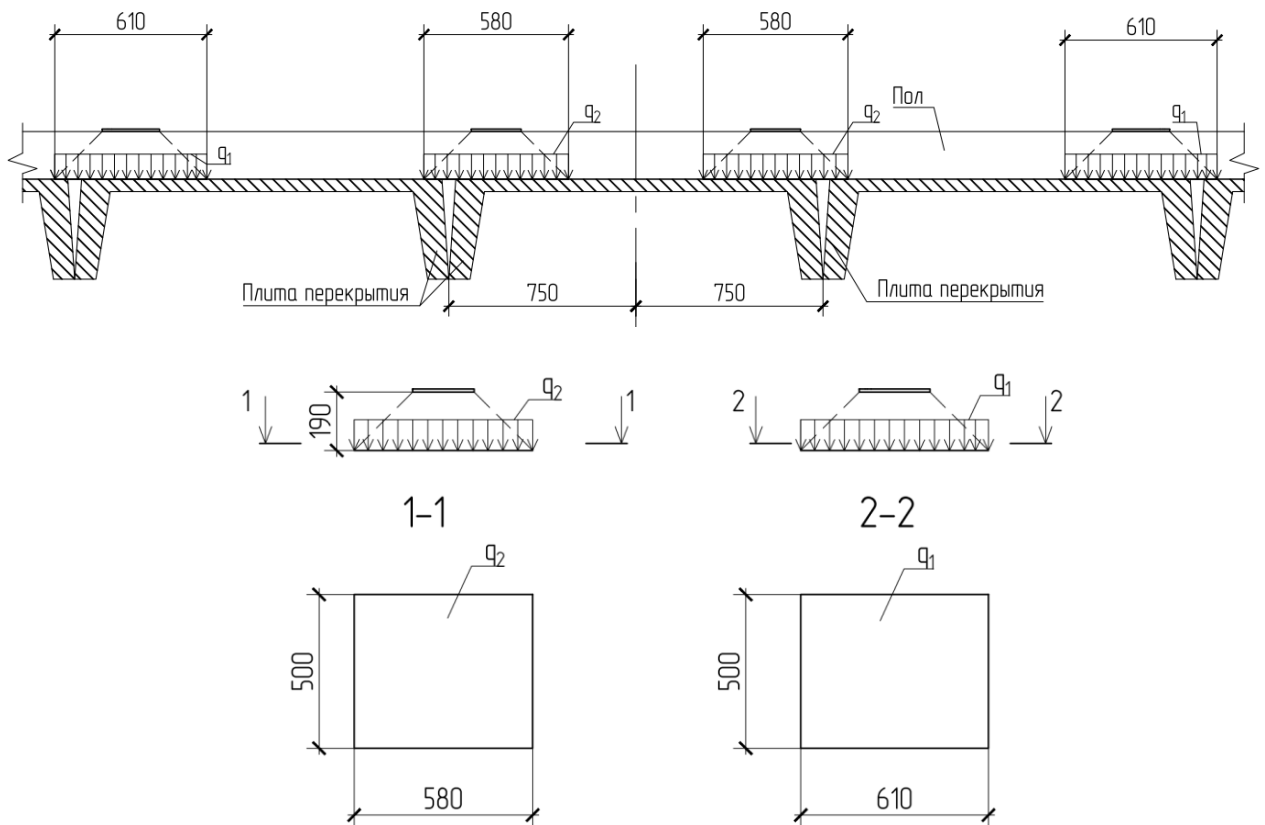


Рисунок 4.3. Схема передачи нагрузки от технологического оборудования на плиты перекрытия

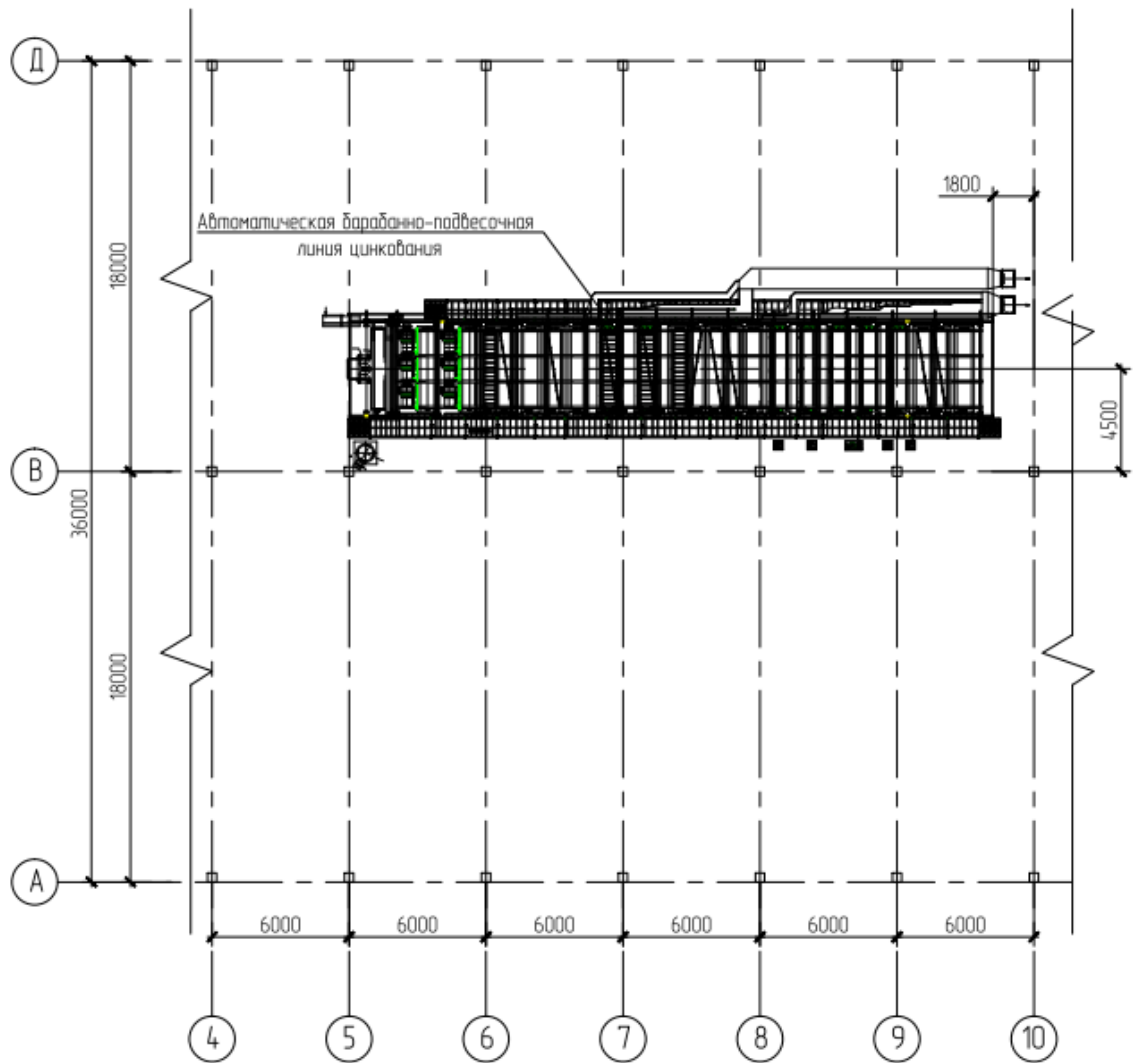


Рисунок 4.4. Схема установки нового технологического оборудования

Погонная нагрузка на плиту:

- от нового технологического оборудования:

$$q_{\text{пог}} = 10689 \cdot 0,48 \cdot 2 = 10261 \text{ кг/м} = 10,26 \text{ т/м};$$

- от собственного веса перекрытия (см. табл. 4.1):

$$q_{\text{пост.}} = 779 \cdot 1,5 = 1162,5 \text{ кг/м} = 1,17 \text{ т/м};$$

Расчётная схема и эпюры изгибающих моментов, полученных с использованием ПК ЛИРА представлены на рис. 4.5, 4.6.

По эпюре моментов (см. рис. 4.7) $M_{\text{max}} = 150 \text{ кН}\cdot\text{м}$, в соответствии с п. 4.1.2 $M_{\text{ult}} = 286,526 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Таким образом $M_{\text{ult}} = 286,526 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{\text{max}} = 150 \text{ кН}\cdot\text{м}$, следовательно несущая способность плиты под нагрузку от нового технологического оборудования обеспечена.

Проверка несущей способности полок плит выполнена в ПК ЛИРА-САПР 2013.



Рисунок 4.5. Расчётная схема плиты (т)

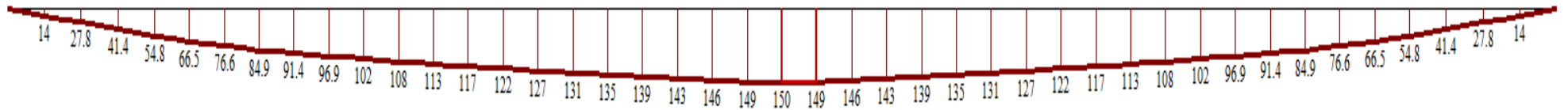


Рисунок 4.6. Эпюра изгибающих моментов (кН/м)

Конечно-элементная модель плит перекрытия

Для расчёта полок плит перекрытия была создана конечно-элементная модель фрагмента перекрытия (рис. 4.7).

Рёбра плит перекрытия моделировались конечными элементами КЭ-44 (универсальный четырёхугольный КЭ оболочки). Продольные рёбра моделировались толщиной 8,5 см, поперечные рёбра – 6 см. Модуль упругости КЭ соответствует бетону класса В30.

Полки плит моделировались конечными элементами КЭ-241 (физически нелинейный универсальный прямоугольный КЭ оболочки) толщиной 5 см. Армирование полок принято арматурными сетками в верхней и нижней зонах из проволочной арматуры диаметром 4 мм Вр500 с шагом 200 мм в продольном и в поперечном направлениях. Класс бетона В30.

Размеры КЭ в плане в среднем 20x20 см.

Загрузка 1

3y
2x

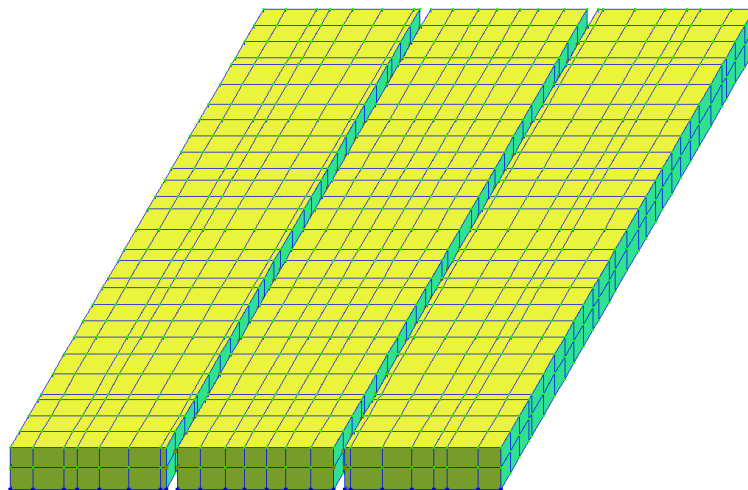


Рисунок 4.7. Конечно-элементная модель фрагмента перекрытия

Результаты нелинейного расчёта представлены на рис. 4.8 и 4.9 в виде изополей главных напряжений при действии на перекрытие расчётной нагрузки с коэффициентом перегрузки $K=2$.

Анализ напряжённо-деформированного состояния показывает, что полки плит при двойной нагрузке не разрушаются, пластические шарниры не образуются. Прочность полок плит обеспечена.

-1.27e+004 -1.11e+004 -9.49e+003 -7.9e+003 -6.32e+003 -4.74e+003 -3.16e+003 -1.58e+003 -18 18 1.58e+003 1.81e+003

Нелинейное нагружение 1
Картина разрушения
Верхний слой
Изополю главных напряжений N1
Единицы измерения - кН/м**2

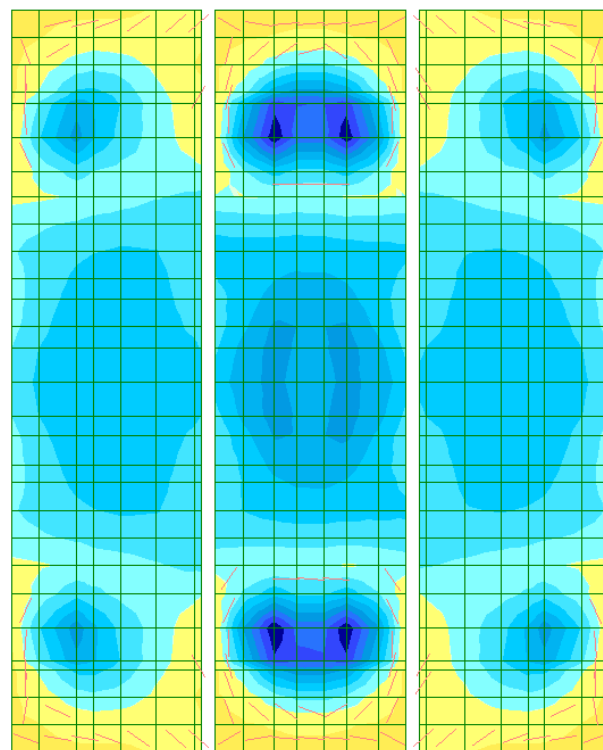


Рисунок 4.8. Изополю главных напряжений по верхней грани полок плит перекрытия

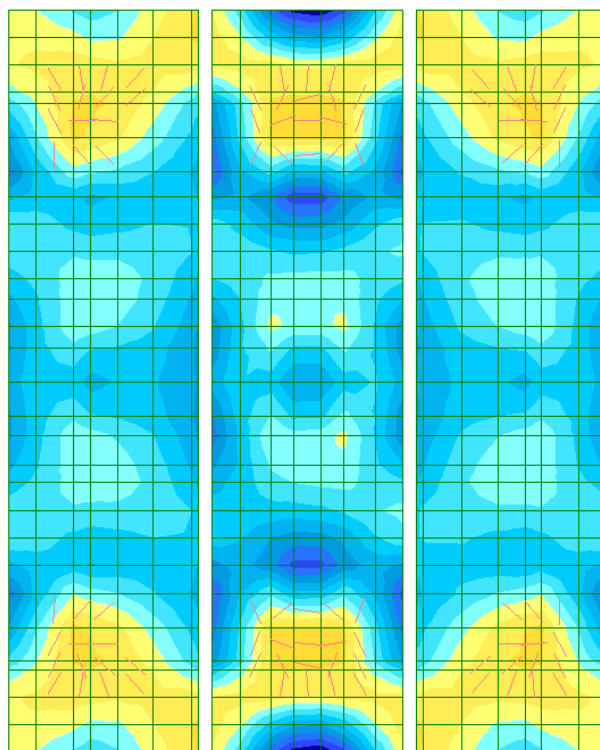
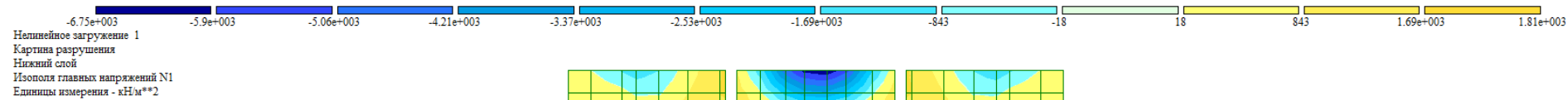


Рисунок 4.9. Изополя главных напряжений по нижней грани полок плит перекрытия

4.2 Оценка несущей способности ригеля

4.2.1 Поверочный расчёт ригеля

Исходные данные:

- характеристики бетона ригелей

Бетон В30:

$R_b=17$ МПа – расчётное сопротивление бетона В30 сжатию.

- характеристики рабочей арматуры ригеля

Арматура АШв:

$R_s=480$ МПа – расчётное сопротивление арматуры АШв растяжению.

Сечение ригеля представлено на рисунке 3.8.

- сбор нагрузок

Нагрузки на перекрытие представлены в табл. 4.2.

Таблица 4.2

Постоянная нагрузка от веса 1 м² перекрытия

Наименование нагрузки	Расчётная, кг/м ²
Собственный вес пола	504
Собственный вес плит перекрытия	275
Собственный вес ригелей	151,8
Всего:	930,7

Равномерно распределённая нагрузка на перекрытие от нового

технологического оборудования весом 120 тонн:

$$q_{т.о.} = \frac{120000}{28,2 \cdot 6,48} = 657 \text{ кг/м}^2;$$

Погонная нагрузка на ригель:

$$\text{-от собственного веса перекрытия: } q_{пост.} = 930,7 \cdot 6 = 5584,2 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 5,29 \frac{\text{т}}{\text{м}}.$$

$$\text{-от нового технологического оборудования: } q_{т.о.} = 657 \cdot 6 = 3942 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 3,942 \frac{\text{т}}{\text{м}}.$$

$$\text{-от складированных деталей: } q_{скл.} = 1500 \cdot 6 = 9000 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 9 \frac{\text{т}}{\text{м}}.$$

Расчёт несущей способности ригеля.

Расчётная схема ригеля и эпюры изгибающих моментов, полученные с использованием ПК ЛИРА представлены на рис. 4.12, 4.13.

- Определим M_{ult} для ригеля в пролёте в соответствии с 8.1.10 [3].

$$R_s \cdot A_s = 480 \cdot 2413 = 1158240 \text{ Н},$$

где $R_s=480$ МПа – расчётное сопротивление арматуры АШв растяжению;

$A_s=2413$ мм² – площадь рабочей продольной арматуры.

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f = 17 \cdot 330 \cdot 400 = 2244000 \text{ Н},$$

где $R_b = 17$ МПа – расчётное сопротивление бетона В30 сжатию.

$$\text{Т.к. } R_s \cdot A_s = 1158240 \text{ Н} \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f = 2244000 \text{ Н},$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{206}{705} = 0,292 \leq \xi_R = 0,531,$$

$$\text{то } M_{\text{ult}} = R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = 17 \cdot 330 \cdot 206 \cdot (705 - 0,5 \cdot 206) \cdot 10^{-3} = 695707 \text{ Н} \cdot \text{м} = 695,71 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\text{где } x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b'_f} = \frac{480 \cdot 2413}{17 \cdot 330} = 206 \text{ мм}.$$

Максимальный изгибающий момент в пролёте $M_{\text{max}} = 416$ кН·м.

Таким образом $M_{\text{ult}} = 695,71$ кН·м $>$ $M_{\text{max}} = 416$ кН·м, следовательно несущая способность ригеля под нагрузку от нового технологического оборудования обеспечена.

Определим M_{ult} для ригеля у опоры в соответствии с 8.1.10 [3].

$$R_s \cdot A_s = 355 \cdot 3054 = 1084170 \text{ Н},$$

где $R_s = 355$ МПа – расчётное сопротивление арматуры А400 растяжению;

$A_s = 3054$ мм² – площадь рабочей продольной арматуры.

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f = 17 \cdot 480 \cdot 400 = 3264000 \text{ Н},$$

где $R_b = 17$ МПа – расчётное сопротивление бетона В30 сжатию.

$$\text{Т.к. } R_s \cdot A_s = 1084170 \text{ Н} \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f = 3264000 \text{ Н},$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{133}{738} = 0,18 \leq \xi_R = 0,531,$$

$$\text{то } M_{\text{ult}} = R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = 17 \cdot 480 \cdot 133 \cdot (738 - 0,5 \cdot 133) \cdot 10^{-3} = 728765,5 \text{ Н} \cdot \text{м} = 728,8 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\text{где } x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b'_f} = \frac{355 \cdot 3054}{17 \cdot 480} = 133 \text{ мм}.$$

Максимальный изгибающий момент у опоры $M_{\text{max}} = 614$ кН·м.

Таким образом $M_{\text{ult}} = 728,8$ кН·м $>$ $M_{\text{max}} = 614$ кН·м, следовательно несущая способность ригеля под нагрузку от нового технологического оборудования обеспечена.

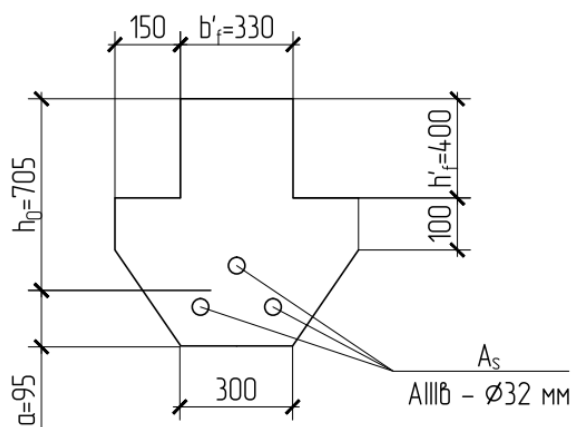


Рисунок 4.10. Приведенное сечение ригеля в пролёте

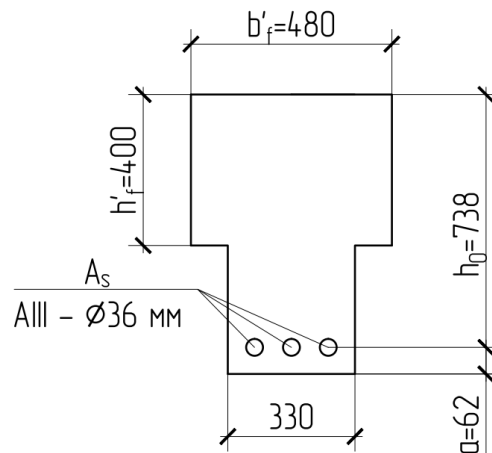
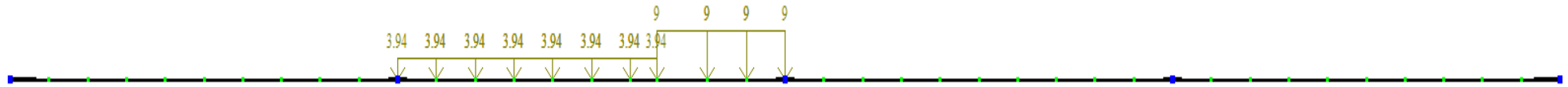


Рисунок 4.11. Приведенное сечение ригеля у опоры

а)



б)



Рисунок 4.13. Расчётная схема:
а) Нагрузка от нового технологического оборудования и складироваемых деталей;
б) Нагрузка от собственного веса перекрытия.

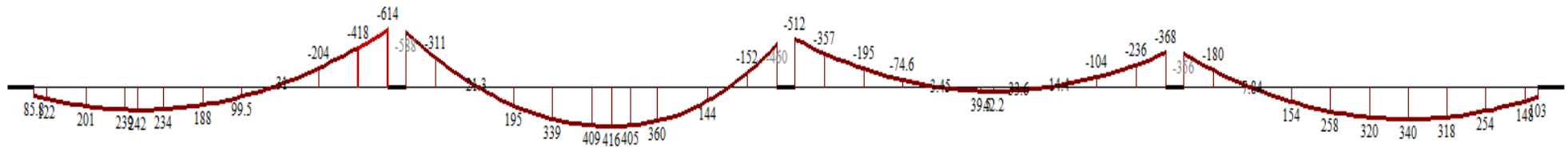


Рисунок 4.14. Эпюра изгибающих моментов ригеля

4.3 Оценка несущей способности колонн

Для оценки несущей способности колонн был выполнен расчёт поперечной рамы здания с использованием ПК ЛИРА-САПР 2013.

4.3.1 Исходные данные

Рабочая продольная арматура колонн первого этажа - 4 стержня А-III (А400) диаметром 28 мм, второго этажа – 4 стержня А-III (А400) диаметром 25 мм. Поперечная арматура имеет диаметр 10 мм, шаг 300 мм.

- характеристики бетона колонн

Бетон В30:

$R_b=17$ МПа – расчётное сопротивление бетона В30 сжатию.

- характеристики арматуры колонн

Арматура АIII (А400):

$R_s=355$ МПа – расчётное сопротивление арматуры А400 растяжению.

Нагрузки на ригели

В соответствии с п.4.2.1 погонная нагрузка на ригель:

-от собственного веса перекрытия: $q_{\text{пост.}} = 930,7 \cdot 6 = 5584,2 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 5,29 \frac{\text{т}}{\text{м}}$.

-от нового технологического оборудования: $q_{\text{т.о.}} = 657 \cdot 6 = 3942 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 3,942 \frac{\text{т}}{\text{м}}$.

-от складироваемых деталей: $q_{\text{скл.}} = 1500 \cdot 6 = 9000 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 9 \frac{\text{т}}{\text{м}}$.

Т.к. нагрузка от складироваемых материалов больше нагрузки от технологического оборудования: $q_{\text{скл.}} = 9 \frac{\text{т}}{\text{м}} > q_{\text{т.о.}} = 3,942 \frac{\text{т}}{\text{м}}$, то при расчёте поперечной рамы временную нагрузку на ригели примем $q_{\text{скл.}} = 9 \frac{\text{т}}{\text{м}}$.

Нагрузки на стропильные балки

Таблица 4.3

Постоянная нагрузка от веса 1 м² покрытия

Наименование нагрузки	Нормативная, кг/м ²	Коэффициент надёжности, γ_f	Расчётная, кг/м ²
Собственный вес кровли	70	1,3	91
Собственный вес плит покрытия	250	1,1	275
Собственный вес балки покрытия	85	1,1	93,5
Всего:	405		459,5

Постоянная погонная нагрузка на стропильные балки:

$$q_{п} = 459,5 \cdot 6 = 2757 \frac{\text{кг}}{\text{м}}$$

Постоянные нагрузки от веса 1 м² стеновых панелей

Наружные стеновые панели

$$0,3 \cdot 1200 \cdot 1,3 = 362 \text{ кгс/м}^2$$

Погонная нагрузка на колонны от веса стеновых панелей:

$$q_{ст.п.} = 362 \cdot 6 = 2172 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 21,7 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Временные нагрузки на покрытие

Снеговая нагрузка (полная)

$$240 \text{ кгс/м}^2$$

Снеговая погонная нагрузка на стропильную балку:

$$q_{сн.} = 240 \cdot 6 = 1440 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 14,4 \text{ кН/м.}$$

Расчёт ветровой нагрузки на 1 м² (ветровой район – III)

Расчёт ветровой нагрузки выполнен в соответствии с п 11.1 [2]:

$$h = 13 \text{ м} \leq d = L = 72 \text{ м} \rightarrow z_e = h = 13 \text{ м,}$$

где h – высота здания,

L – длина здания,

z_e – эквивалентная высота.

Назначим самостоятельно тип местности: тип местности - В.

Ветер действует поперёк здания – это соответствует расчётной плоскости ZOХ, тогда $\rho = 28,8$; $\chi = 13$. Находим $v = 0,736$ – коэффициент пространственной корреляции пульсации ветра.

Расчёт нагрузок представим в табличной форме (ветровое давление дано в кПа).

Таблица 4.4. Наветренная сторона

$z_e, \text{ м}$	w_0	$k(z_e)$	w_m	$\zeta(z_e)$	w_p	$w = w_m + w_p$	$w_{расч.}$
13	0,38	0,736	0,217	1,006	0,165	0,382	0,535

Таблица 4.5. Подветренная сторона

$z_e, \text{ м}$	w_0	$k(z_e)$	w_m	$\zeta(z_e)$	w_p	$w = w_m + w_p$	$w_{расч.}$
13	0,38	0,722	0,137	1,006	0,105	0,242	0,338

Ветровая нагрузка на раму:

- наветренная сторона: $q_{ветр.1} = 0,535 \cdot 6 = 3,21 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 321 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 0,321 \text{ т/м.}$

- подветренная сторона: $q_{ветр.2} = 0,338 \cdot 6 = 2,03 \text{ кН/м} = 203 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 0,203 \text{ т/м.}$

Расчёт крановых нагрузок

Максимальная нагрузка на колонну рамы определяется по линии влияния опорной реакции подкрановых балок, опирающихся на колонну (рисунок 2.10). Линией влияния называется график, показывающий изменение усилия в одном месте или сечении при перемещении единичной силы по балке.

Максимальное и минимальное расчетное давление D_{max} и D_{min} :

$$D_{max} = 38 \text{ кН} = 3800 \text{ кг};$$

$$D_{min} = 8,75 \text{ кН} = 875 \text{ кг}.$$

Максимальное расчетное тормозное давление на колонну T_{max} : $T_{max} = 1,9 \text{ кН} = 190 \text{ кг}$;

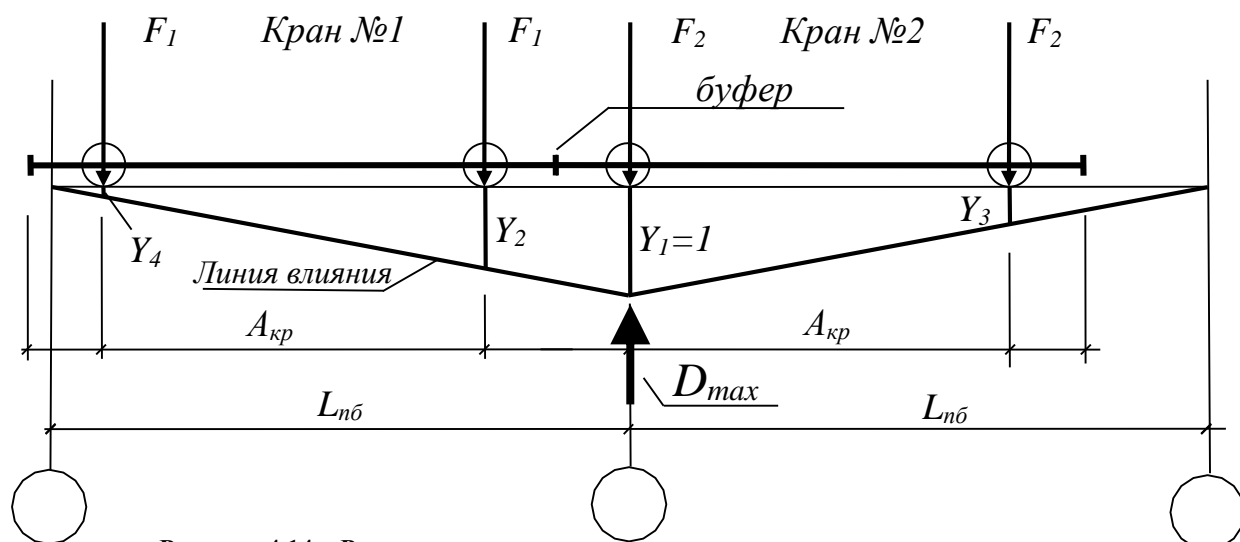


Рисунок 4.14 – Расположение нагрузок от давления колес на линии влияния опорной реакции подкрановых балок

4.3.2 Конечно-элементная модель поперечной рамы

Конечно-элементная модель для расчёта поперечной рамы представлена на рисунке 4.15.

Все элементы рамы моделировались конечными элементами КЭ-2 (конечный элемент плоской рамы).

Геометрические размеры КЭ модели, толщины КЭ и их жесткостные характеристики приняты согласно результатам обследования. Нагрузки принимались согласно п. 4.3.1.

Для расчёта в ПК ЛИРА сформированы следующие загрузки:

Загрузка 1 (постоянное – собственный вес)

Загрузка 2 (снеговая)

Загрузка 3 (временная нагрузка на перекрытие)

Загрузка 4 (ветер справа)

Загрузка 5 (ветер слева)

Загрузка 6 (тележка и груз слева в пролёте А-В)

Загрузка 7 (тележка и груз справа в пролёте А-В)

Загрузка 8 (тележка и груз слева в пролёте В-Д)

Загрузка 9 (тележка и груз справа в пролёте В-Д)

Загрузка 10 (тележка и груз слева в пролёте А-В)

Загрузка 11 (тележка и груз справа в пролёте А-В)

Загрузка 12 (тележка и груз слева в пролёте В-Д)

Загрузка 13 (тележка и груз справа в пролёте В-Д)

Вертикальные

Горизонтальные

Крановые

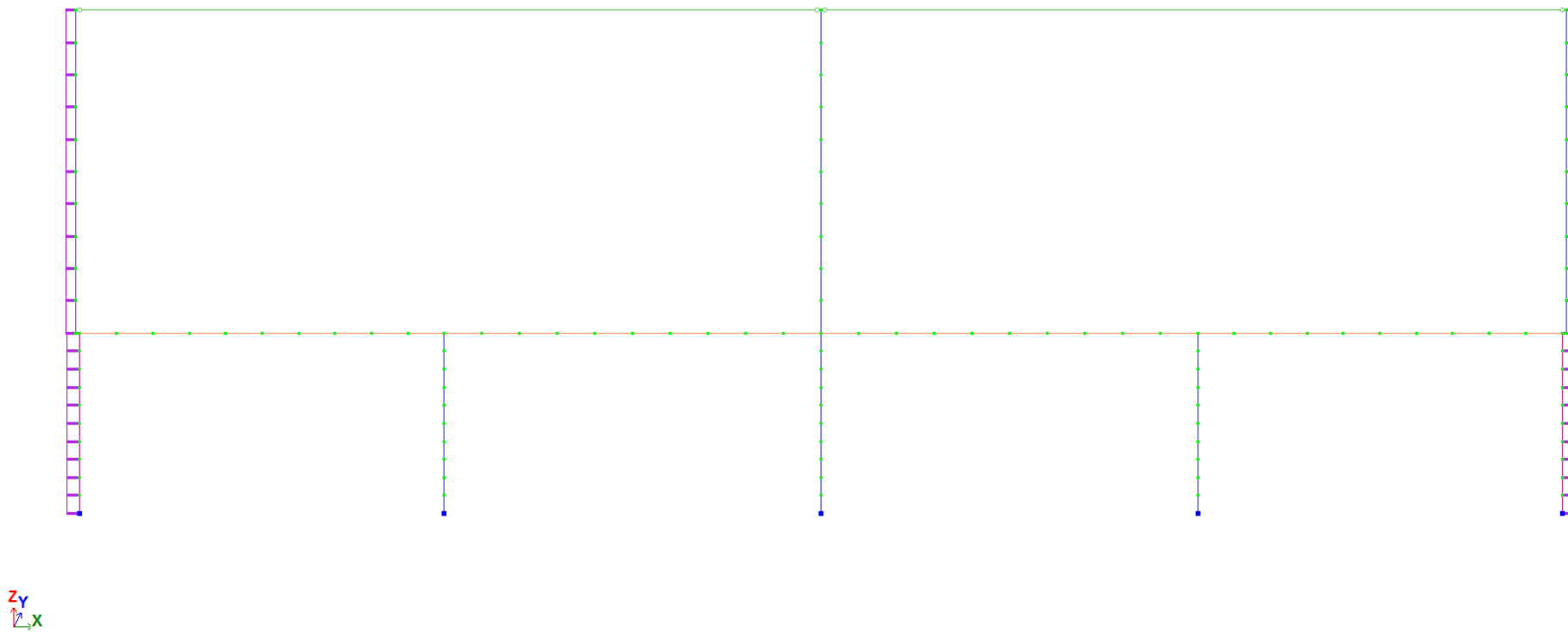


Рисунок 4.15. Конечно-элементная модель поперечной рамы здания

4.3.3 Результаты расчета колонн и их анализ

Эпюры усилий в элементах рамы представлены на рисунках 4.16, 4.17.

Требуемое армирование колонн представлено на рисунке 4.18.

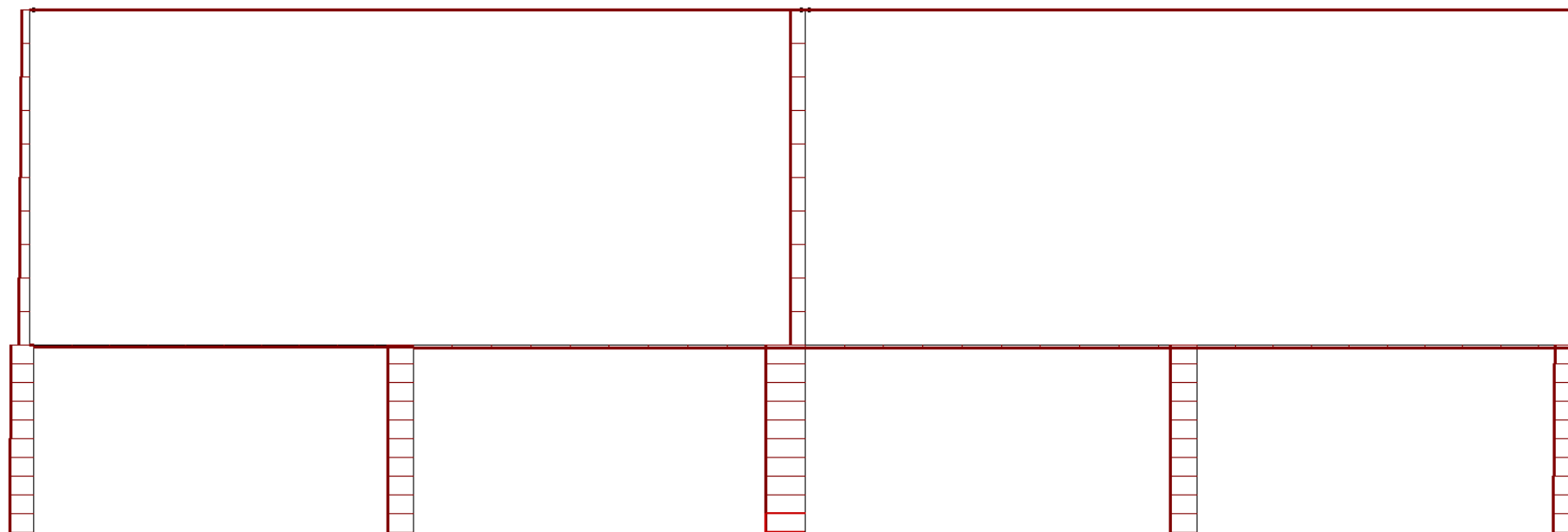
Сравнение результатов поверочного расчета с фактическим армированием колонн приведены в табл. 4.6.

Таблица 4.6. Анализ расчетного и фактического армирования колонн

Наименование	Требуемое	Фактическое
Рабочая арматура крайних колонн первого этажа	4Ø28 АШ	4Ø28 АШ
Рабочая арматура средних колонн первого этажа	4Ø12 АШ	4Ø28 АШ
Рабочая арматура крайних колонн второго этажа	4Ø20 АШ	4Ø25 АШ
Рабочая арматура средней колонны второго этажа	4Ø16АШ	4Ø25 АШ

Таким образом фактическое армирование колонн не меньше требуемого по расчёту и их несущая способность при размещении нового технологического оборудования обеспечена.

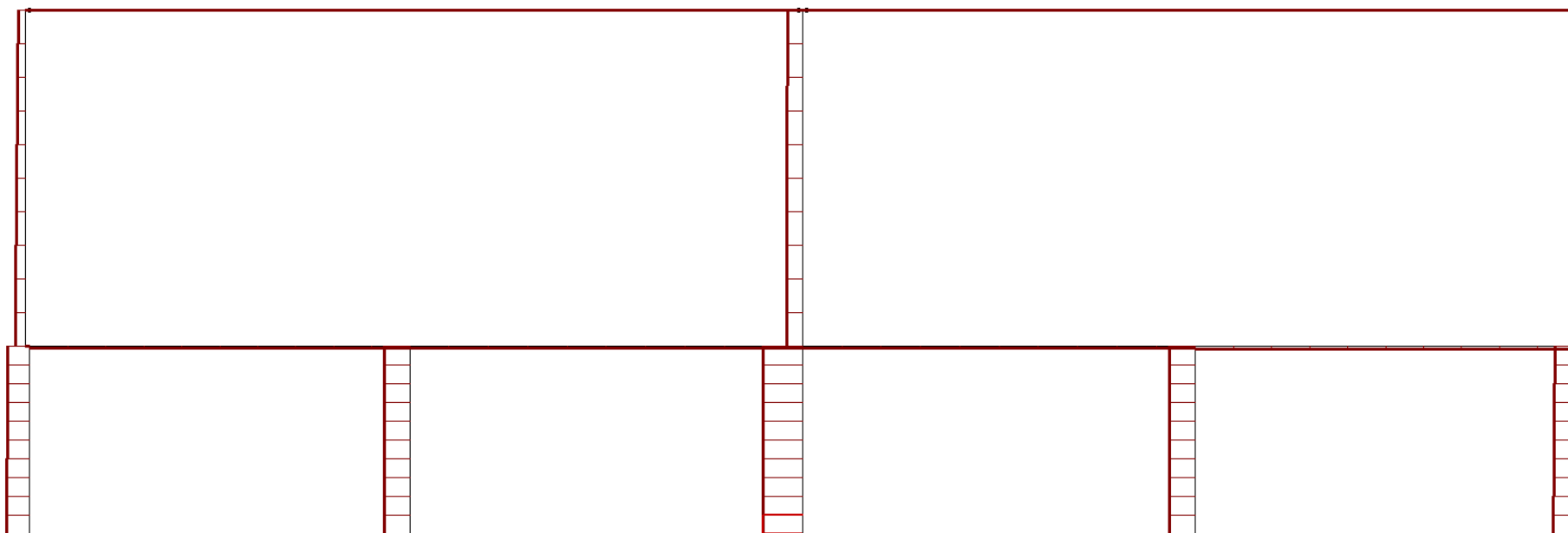
1
Этаж N
Единицы измерения - т



Zy
X
Минимальное усилие -209.82
Максимальное усилие 1.44217

Рисунок 4.16. Эпюры усилий N в стойках (колоннах) поперечной рамы (1-ое сочетание)

2
Эпюра N
Единицы измерения - т

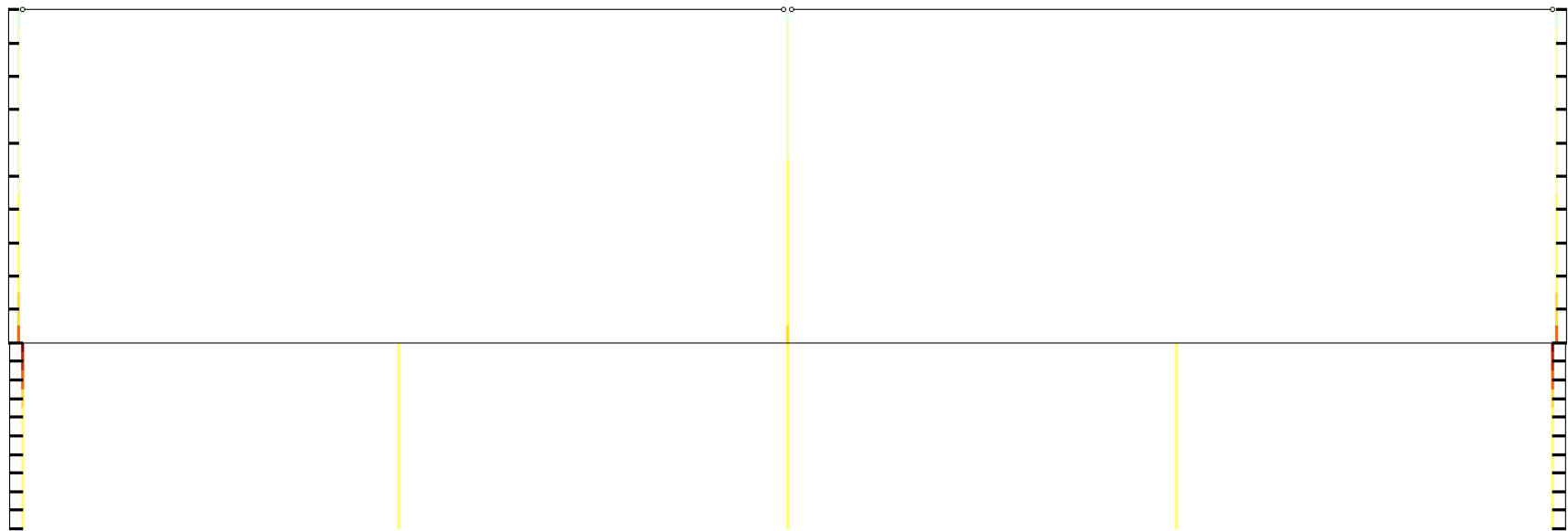


Zy
X
Минимальное усилие -215,731
Максимальное усилие 1,38092

Рисунок 4.17. Эпюры усилий N в стойках (колоннах) поперечной рамы (2-ое сочетание)



Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по усилиям (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см*²
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь арматуры AU1 . Симметричное армирование . Максимум 5.90 в элементе 123.

Рисунок 4.18. Требуемое армирование колонн

4.4 Расчёт монолитного участка

4.4.1 Поверочный расчёт железобетонной монолитной плиты.

Исходные данные

- характеристики бетона плиты

Бетон В30:

$R_b=17$ МПа – расчётное сопротивление бетона В30 сжатию.

- характеристики арматуры плиты

Арматура АIII (А400):

$R_s=355$ МПа – расчётное сопротивление арматуры А400 растяжению.

- сбор нагрузок

Нагрузки на перекрытие представлены в табл. 4.1.

Таблица 4.7

Постоянная нагрузка от веса 1 м² перекрытия

Наименование нагрузки	Расчётная, кг/м ²
Собственный вес пола	504
Собственный вес железобетонной монолитной плиты	550
Всего:	1054

Временные нагрузки на перекрытия

Временная полезная на перекрытия (в соответствии с п. 3.2)

1500 кгс/м²

$g_{\text{факт}} = 1054 + 1500 = 2554 \text{ кг/м}^2 = 2,554 \text{ т/м}^2$ – нагрузка на монолитную плиту.

Расчёт несущей способности монолитной плиты перекрытия.

Расчёт выполнен для участка шириной 1000 мм.

Расчётная схема плиты представлена на рисунке 4.19.

Определим M_{ult} для плиты в соответствии с 8.1.10 [3].

$$R_s \cdot A_s = 355 \cdot 2463 = 876365 \text{ Н},$$

где $R_s=355$ МПа – расчётное сопротивление арматуры А400 растяжению;

$A_s=2463 \text{ мм}^2$ – площадь рабочей продольной арматуры.

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{11,8}{160} = 0,074 \leq \xi_R = 0,531,$$

$$\text{то } M_{\text{ult}} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = 17 \cdot 1000 \cdot 11,8 \cdot (160 - 0,5 \cdot 11,8) \cdot 10^{-3} = 30913 \text{ Н} \cdot \text{м} = 30,91 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\text{где } x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{355 \cdot 2463}{17 \cdot 1000} = 11,8 \text{ мм}.$$

$R_b=17$ МПа – расчётное сопротивление бетона В30 сжатию.

Эпюры изгибающих моментов от полной расчётной нагрузки представлены на рис. 4.20.

3) Анализ результатов расчёта

Максимальный момент в пролёте плиты $M_{max} = 6,15 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (см. рис. 4.20).

Таким образом $M_{ult} = 30,91 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{max} = 6,15 \text{ кН}\cdot\text{м}$, следовательно несущая способность монолитной плиты под временную нагрузку 1500 кг/м^2 обеспечена.

4.4.2 Поверочный расчёт стальных балок монолитного участка

Исходные данные

Балки - двутавры №40 ($\rho=57 \text{ кг/м}$).

$$(W_y = 953 \text{ см}^3)$$

- сбор нагрузок

$g_{факт} = 1054 + 1500 = 2554 \text{ кг/м}^2 = 2,554 \text{ т/м}^2$ – нагрузка на монолитное перекрытие (см. п.4.4.1)

Погонная нагрузка на балку: $q_{факт} = 2554 \cdot 1,46 + 57 = 3786 \text{ кг/м} = 3,79 \text{ т/м} = 37,9 \text{ кН/м}$.

Расчёт балки

Расчётная схема балки представлена на рисунке 4.19.

Расчёт по прочности сечений изгибаемых элементов производят из следующих условий.

- по максимальным нормальным напряжениям:

$$\frac{M_{max}}{W_y} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ где } M_{max} = \frac{q_{факт} \cdot l^2}{8} = \frac{37,9 \cdot 5,67^2}{8} = 152,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$R_y = 240 \text{ МПа}$ - расчётное сопротивление стали.

Проверка прочности:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_y} = \frac{152,3 \cdot 1000}{953} = 159,8 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 0,9 = 216 \text{ МПа}.$$

- по максимальным касательным напряжениям:

$$\tau = \frac{Q_{max} S_y}{I_y t_w} = \frac{53,7 \cdot 273 \cdot 10}{9531 \cdot 0,83} = 18,53 \text{ МПа} < R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа}.$$

где $Q_{max} = \frac{q_{факт} \cdot l}{4} = \frac{37,9 \cdot 5,67}{4} = 53,7 \text{ кН}$ – максимальная перерезывающая сила;

$S_y = 273 \text{ см}^3$ – статический момент инерции сечения;

$I_y = 9531 \text{ см}^4$ – момент инерции сечения;

$t_w = 0,83 \text{ см}$ – толщина стенки двутавра.

Прочность стальных балок монолитного участка под временную нагрузку 1500 кг/м^2 обеспечена.



Рисунок 4.19. Расчётная схема монолитной плиты

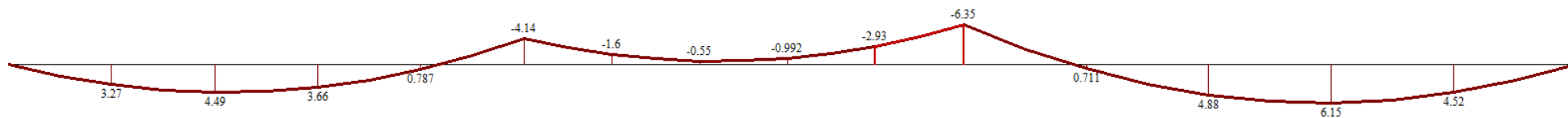


Рисунок 4.20. Эпюры изгибающих моментов монолитной плиты

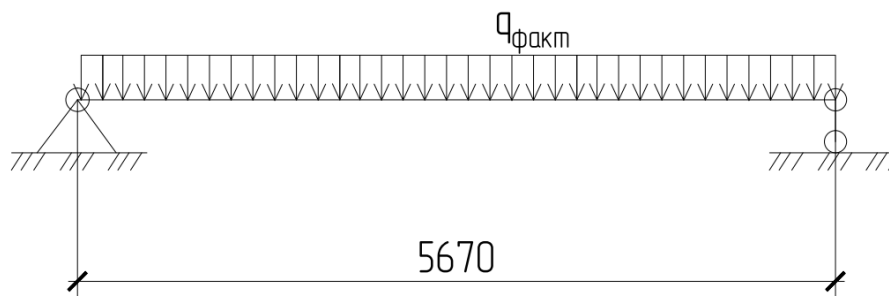


Рисунок 4.21. Расчётная схема стальной балки монолитного участка

5. Выводы и рекомендации

1. По результатам обследования и поверочных расчетов техническое состояние конструкции перекрытий оценивается как работоспособное.
2. Прочность и жесткость конструкций под нагрузку от нового технологического оборудования **обеспечены**.

Список использованных источников

1. ГОСТ Р 31973-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – М.: Стандартиформ, 2012.
2. Свод правил. Нагрузки и воздействия: СП 20.13330.2011. – Введ. с 20.05.2011. – М. 2011.
3. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003: СП 63.13330.2012. – Введ. с 01.01.2013. – Москва, 2012.
4. Бетоны. Правила контроля прочности. ГОСТ 18105-2010 – Введ. с 01.09.2012. – М.: Стандартиформ, 2012.
5. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности. ГОСТ 17624-2012 – Введ. с 01.01.2014. – М.: Стандартиформ, 2014.
6. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. ГОСТ 22690-88 – Введ. с 01.01.1991. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.
7. ИЦ 43-13 «Отчёт о техническом состоянии строительных конструкций производственного комплекса гальванопокрытий (ЦГП), расположенного на территории завода «Электрощит», разработка технических решений по восстановлению их несущих способности»



Г Р У П П А К О М П А Н И Й
ПРОМСТРОЙПРОЕКТ

Саморегулируемая организация
**Некоммерческое партнёрство проектных предприятий
ГРУППА КОМПАНИЙ «ПРОМСТРОЙПРОЕКТ»**

443100 г. Самара, ул. Невская, 3

Регистрационный номер в государственном реестре саморегулируемых организаций
Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору
СРО-П-130-28012010 от 28.01.2010 года

СВИДЕТЕЛЬСТВО

**о допуске к выполнению работ по подготовке проектной документации,
которые оказывают влияние на безопасность объектов
капитального строительства**

23 декабря 2010г.

№ П 1 – 06 - 0203

Выдано члену саморегулируемой организации:
**Обществу с ограниченной ответственностью
Поволжский центр экспертизы и испытаний «ИМТОС»**
443001, г. Самара, ул. Садовая, д.212 в, кв.26
ОГРН 1056315020354 ИНН 6315575148

Основание выдачи свидетельства:

**Решение Коллегии Некоммерческого партнерства проектных предприятий
Группа компаний «Промстройпроект» протокол № 44 от 23.12.2010г.**

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

Начало действия с 23 декабря 2010г.

Свидетельство без приложения не действительно.

Свидетельство выдано без ограничения срока и территории его действия.

Свидетельство П 1 – 06 - 0203 от 23.12.2010 года выдано взамен ранее выданного свидетельства П 1 – 06 - 0103 от 24.01.2010 года в порядке, установленном п.14 ст.55.8 Градостроительного кодекса РФ

**Президент Партнерства
Заслуженный строитель России**



И. П. Олейник

ПРИЛОЖЕНИЕ

к Свидетельству № П 1 - 06 - 0203 от 23.12.2010г. о допуске к определенному виду или видам работ, которые оказывают влияние на безопасность объектов капитального строительства

ПЕРЕЧЕНЬ

видов работ, которые оказывают влияние на безопасность объектов капитального строительства и о допуске к которым член Саморегулируемой организации Некоммерческого партнерства проектных предприятий Группы компаний «Промстройпроект» **Общество с ограниченной ответственностью Поволжский центр экспертизы и испытаний «ИМТОС»** имеет Свидетельство

№ п/п	Наименование видов работ	Отметка о допуске к видам работ, которые оказывают влияние на безопасность особо опасных, сложных и уникальных объектов предусмотренных статьей 48.1 Градостроительного Кодекса РФ
1	1. Работы по подготовке схемы планировочной организации земельного участка 1.1 .Работы по подготовке генерального плана земельного участка 1.2. Работы по подготовке схемы планировочной организации трассы линейного объекта 1.3. Работы по подготовке схемы планировочной организации полосы отвода линейного сооружения	Указанные виды работ не распространяются на объекты указанные в статье 48.1 Градостроительного Кодекса РФ
2	2 .Работы по подготовке архитектурных решений	Указанные виды работ не распространяются на объекты указанные в статье 48.1 Градостроительного Кодекса РФ
3	3.Работы по подготовке конструктивных решений	Указанные виды работ распространяются, в том числе, на объекты указанные в статье 48.1 Градостроительного Кодекса РФ
4	4.Работы по подготовке сведений о внутреннем инженерном оборудовании, внутренних сетях инженерно-технического обеспечения, о перечне инженерно-технических мероприятий: 4.1. Работы по подготовке проектов внутренних инженерных систем отопления, вентиляции, кондиционирования, противодымной вентиляции, теплоснабжения и холодоснабжения 4.2 Работы по подготовке проектов внутренних инженерных систем водоснабжения и канализации 4.5 Работы по подготовке проектов внутренних диспетчеризации, автоматизации и управления инженерными системами 4.6 Работы по подготовке проектов внутренних систем газоснабжения	Указанные виды работ не распространяются на объекты указанные в статье 48.1 Градостроительного Кодекса РФ

Продолжение на листе 2

Лист продолжения 2
к Свидетельству № П 1 - 06 – 0203 от 23.12.2010г.

№ п/п	Наименование видов работ	Отметка о допуске к видам работ, которые оказывают влияние на безопасность особо опасных, сложных и уникальных объектов предусмотренных статьей 48.1 Градостроительного Кодекса РФ
5	<p>5. Работы по подготовке сведений о наружных сетях инженерно-технического обеспечения, о перечне инженерно-технических мероприятий:</p> <p>5.1. Работы по подготовке проектов наружных сетей теплоснабжения и их сооружений</p> <p>5.2. Работы по подготовке проектов наружных сетей водоснабжения и канализации и их сооружений</p> <p>5.6 Работы по подготовке проектов наружных сетей слаботочных систем</p> <p>5.7 Работы по подготовке проектов наружных сетей газоснабжения и их сооружений</p>	<p>Указанные виды работ не распространяются на объекты указанные в статье 48.1 Градостроительного Кодекса РФ</p>
6	<p>6. Работы по подготовке технологических решений:</p> <p>6.1. Работы по подготовке технологических решений жилых зданий и их комплексов</p> <p>6.2 Работы по подготовке технологических решений общественных зданий и сооружений и их комплексов</p> <p>6.3 Работы по подготовке технологических решений производственных зданий и сооружений и их комплексов</p> <p>6.4. Работы по подготовке технологических решений объектов транспортного назначения и их комплексов</p> <p>6.5 Работы по подготовке технологических решений гидротехнических сооружений их комплексов</p> <p>6.6 Работы по подготовке технологических решений объектов сельскохозяйственного назначения и их комплексов</p> <p>6.7 Работы по подготовке технологических решений объектов специального назначения и их комплексов</p> <p>6.8 Работы по подготовке технологических решений объектов нефтегазового назначения и их комплексов</p> <p>6.12. Работы по подготовке технологических решений объектов очистных сооружений и их комплексов</p>	<p>Указанные виды работ не распространяются на объекты указанные в статье 48.1 Градостроительного Кодекса РФ</p>
7	<p>7. Работы по разработке специальных разделов проектной документации:</p> <p>7.1 Инженерно-технические мероприятия по гражданской обороне</p> <p>7.2 Инженерно-технические мероприятия по предупреждению чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера</p>	<p>Указанные виды работ не распространяются на объекты указанные в статье 48.1 Градостроительного Кодекса РФ</p>
8	<p>9. Работы по подготовке проектов мероприятий по охране окружающей среды</p>	<p>Указанные виды работ не распространяются на объекты указанные в статье 48.1 Градостроительного Кодекса РФ</p>

См. продолжение на обороте

Скреплено

на 2 (два) листа
Дирекция

Продолжение
к Свидетельству № П 1 - 06 – 0203 от 23.12.2010г.



№ п/п	Наименование видов работ	Описание
9	10. Работы по подготовке проектов мероприятий по обеспечению пожарной безопасности	Указанные виды работ не распространяются на объекты указанные в статье 48.1 Градостроительного Кодекса РФ
10	11. Работы по подготовке проектов мероприятий по обеспечению доступа маломобильных групп населения	Указанные виды работ не распространяются на объекты указанные в статье 48.1 Градостроительного Кодекса РФ
11	12. Работы по обследованию строительных конструкций зданий и сооружений	Указанные виды работ распространяются, в том числе, на объекты указанные в статье 48.1 Градостроительного Кодекса РФ
12	13. Работы по организации подготовки проектной документации, привлекаемым застройщиком или заказчиком на основании договора юридическим лицом или индивидуальным предпринимателем (генеральным проектировщиком) Стоимость работ по одному договору не превышает <u>пять</u> миллионов рублей	Указанные виды работ распространяются, в том числе, на объекты указанные в статье 48.1 Градостроительного Кодекса РФ

Наименование и нумерация видов работ соответствует приказу Министерства регионального развития Российской Федерации от 30 декабря 2009г. №624.

Президент Партнёрства
Заслуженный строитель России



[Handwritten signature]

И.П.Олейник

Приложение Б

Приложение 1 к дог. №266 от 11 августа 2015 г.

СОГЛАСОВАНО

Директор
ООО Поволжский центр экспертизы и
испытаний «ИМТОС»



В.В. Репекто

УТВЕРЖДАЮ

Президент
ЗАО «КЭлектрощит» - ТМ Самара»



Э.Б. Бриссе

ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ

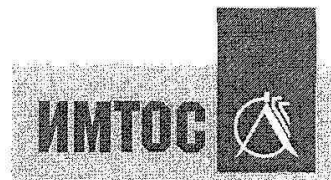
на выполнение работ по теме: **«Обследование здания гальванического цеха в осях А-Д/4-10, расположенного по адресу: г. Самара, территория завода ЗАО «Электрощит»»**

Подрядчику поручается:

1. Анализ проектной и исполнительной документации, предоставляемой Заказчиком.
2. Обследование и оценка технического состояния фундаментов, колонн, ригелей, плит перекрытия здания в осях А-Д/4-10 по результатам обследования в соответствии с ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния».
3. Проведение обмерных работ в объеме, необходимом для оценки технического состояния.
4. Откопка шурфов, отбор образцов грунтов основания фундаментов и обследование фундаментов с определением геометрических параметров.
5. Лабораторные исследования грунтов основания фундаментов с определением их физико-механических свойств.
6. Определение прочностных параметров несущих конструкций здания, включая испытание бетона.
7. Определение армирования конструкций, в том числе, вскрытие бетона защитного слоя и определение диаметров рабочей арматуры несущих конструкций.
8. Поверочные расчеты несущих конструкций здания в осях А-Д/4-10 с учетом их фактического технического состояния, прочностных параметров и планируемой реконструкцией.
9. Определение возможности установки технологического оборудования на конструкции перекрытия здания в осях А-Д/4-10.
10. Разработка рекомендаций по усилению (в случае необходимости) и дальнейшей эксплуатации зданий. Разработка проекта усиления конструкций в состав работ не входит.
11. Составление технического заключения.

Результаты работы представить в виде технического заключения (отчета) в печатном виде в 2-х экземплярах.

443030, РФ, г. Самара, ул. Мечникова, д. 1, оф. 101
Тел./факс: (846) 201-44-42
Аттестат аккредитации
№ РОСС RU.0001.516776 от 1 сентября 2010 г.
на техническую компетентность и независимость



«Утверждаю»

Технический директор
ООО Поволжский центр экспертизы и
испытаний ИМТОС, к.т.



ПРОТОКОЛ № 478
испытания продукции

г. Самара

20 августа 2015 г.

Заказчик	ЗАО «ГК «Электрощит» – ТМ Самара»
Объект	Здание гальванического цеха на территории завода ЗАО «Электрощит» в г. Самара
Наименование продукции	Бетон тяжелый
Методы испытаний	Методы неразрушающего контроля (отрыв со скалыванием; ультразвуковой метод поверхностного прозвучивания)
Нормативные документы на методы и обработку результатов испытаний	ГОСТ 22690-88, ГОСТ 18105-2010, ГОСТ 17624-2012
Место испытаний	Колонны в осях А-Д/4-10
Дата испытаний	18.08.2015 г.
Типы приборов и их заводские номера	ПОС-50МГ4.0 № 795, ультразвуковой тестер УК 1401 М № 4011400
Контролируемый показатель продукции в соответствии с проектом	–
Результаты испытаний	Приведены в приложении 1
Приложения к протоколу	Листы 1, 2

Руководитель лаборатории

Исполнитель

Г.Ф. Шурьгин

И.А. Бубнов

Протокол касается только образцов подвергнутых испытанию.
Частичная или полная перепечатка протокола без разрешения ИЛ запрещена.

Лист 1. Приложение 1 к протоколу № 478 от 20.08.2015 г.

№ п/п	Наименование конструкций	Средняя прочность R_m , МПа	Фактический класс бетона конструкции, Вп
1	A/4	36.9	32.0
2	A/5	36.2	31.4
3	A/6	38.2	33.1
4	A/7	37.9	32.9
5	A/8	37.4	32.4
6	A/9	39.1	33.9
7	A/10	37.2	32.3
8	B/10	36.7	31.8
9	B/9	35.3	30.7
10	B/8	39.1	33.9
11	B/7	35.3	30.6
12	B/6	38.5	33.4
13	B/5	38.8	33.6
14	B/4	38.7	33.6
15	B/4	38.9	33.8
16	B/5	38.5	33.4
17	B/6	37.7	32.7
18	B/7	39.2	34.0
19	B/8	36.4	31.6
20	B/9	37.6	32.7
21	B/10	37.8	32.8
22	Г/10	37.0	32.1
23	Г/9	38.5	33.4
24	Г/8	36.7	31.8
25	Г/7	37.8	32.8
26	Г/6	39.0	33.8

Коэффициент вариации V_m (%) по ГОСТ 18105-2010 – 10.3Коэффициент требуемой прочности бетона K_T – 1.152

Протокол касается только образцов подвергнутых испытанию.
 Частичная или полная перепечатка протокола без разрешения ИЛ запрещена.

Лист 2. Приложение 1 к протоколу № 478 от 20.08.2015 г.

27	Г/5	36.6	31.7
28	Г/4	35.4	30.7
29	Д/4	37.4	32.5
30	Д/5	36.2	31.4
31	Д/6	39.1	33.9
32	Д/7	37.5	32.6
33	Д/8	36.5	31.7
34	Д/9	36.6	31.8
35	Д/10	35.6	30.9

Коэффициент вариации V_m (%) по ГОСТ 18105-2010 – 10.3

Коэффициент требуемой прочности бетона K_T – 1.152

Протокол касается только образцов подвергнутых испытанию.
Частичная или полная перепечатка протокола без разрешения ИЛ запрещена.

Приложение Г

Результаты оценки прочности бетона

Оценка прочности бетона железобетонных ригелей и плит перекрытия выполнялась методом упругого отскока (неразрушающим методом) с использованием молотка Шмидта модели N №153876. Прочность бетона определялась как средняя прочность по данным пяти измерений.

Результаты оценки прочности бетона ригелей представлены в таблице П.1.

Результаты оценки прочности бетона плит перекрытия представлены в таблице П.2.

Таблица П.1 – Данные измерений прочности бетона ригелей

Расположение ригеля в осях	Значение ударной твердости	Среднее значение ударной твердости	Условный класс бетона по результатам измерений
В-Г/6	41	39,6	30,6
	42		
	38		
	39		
	38		
Г-Д/7	37	40	31,2
	44		
	40		
	40		
	39		
Б-В/8	39	39,6	30,4
	40		
	38		
	38		
	43		

Таблица П.2 – Данные измерений прочности бетона плит перекрытия

Расположение плит в осях	Значение ударной твердости	Среднее значение ударной твердости	Условный класс бетона по результатам измерений
В-Г/6-7	42	40,2	30,6
	42		
	38		
	40		
	39		
Г-Д/7-8	38	42,6	33,2
	44		
	42		
	44		
	45		
Б-В/8	41	40,6	31,6
	42		
	41		
	39		
	40		

