

Практическая работа №5 по разделу дисциплины: Организация процесса проектирования и экспертизы проектных решений по разделу КЖ (АС) проекта (6 часов).

Знакомство (на примерах) с содержанием проектной документации по разделу КЖ(АС) зданий и сооружений и содержания проекта заключения по результатам экспертизы проектной документации (часть 5-1)

Выполнение расчета плоской поперечной рамы многоэтажного и одноэтажного здания с формированием в программном комплексе отчета и чертежей конструктивных элементов рамы (часть 5-2)

Выполнение в среде графического редактора АВТОКАД компоновочной схемы сборного перекрытия (схемы армирования монолитного перекрытия) с составлением спецификации сборных элементов (материалов) - часть 5-3

Составление заключения: по проектному решению, по расчету конструктивной системы и железобетонных конструкций здания, по исполнительным чертежам проекта, раздела КЖ(АС). - часть 5-4.

Часть 5-1. Знакомство (на примерах) с содержанием проектной документации по разделу КЖ(АС) зданий и сооружений и содержания проекта заключения по результатам экспертизы проектной документации

В рамках практической работы изучается состав и содержание проектной документации на примере здания общежития. На первом занятии рассмотрим необходимый состав и пример содержания пояснительной записки раздела КР стадии П (см. пункты а.... о)

а) Сведения о топографических, инженерно-геологических, гидрогеологических, метеорологических и климатических условиях земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства

В административном отношении территория объекта расположена в с. Еганово, Раменского городского округа Московской области на ул. Карьерной, д. 6.

В геоморфологическом отношении исследуемый участок расположен на Москворецко-Окской моренно-эрозионной равнине. Рельеф умеренно-наклонный, неровный, с перепадами высот. Площадка места изысканий образована пойменными аллювиальными отложениями реки Пахра.

В границах площадки планируемого строительства водотоки отсутствуют.

Техногенная нагрузка высокая. Территория застроена многоэтажными строениями, в пределах 10 м от проектируемого сооружения. Проходят сети коммуникаций (водопровод, канализация, воздушные линии передач). Условия проходимости хорошие. Проезд автотранспорта возможен, вблизи участка проходят дороги с насыпным покрытием.

По результатам бурения, согласно карте четвертичных отложений, установлено, что в районе изысканий до исследованной глубины 22,0 м распространены следующие комплексы:

- современные техногенные отложения (tQIV), представленный насыпным грунтом.

- современных четвертичных аллювиальных отложений пойм, (a-H), представленный суглинками и песками.

Согласно ГОСТ 25100-2011 и ГОСТ 20522-2012, в геологическом строении территории до разведанной глубины (22,0 м) выделены 5 инженерно-геологических элемента (ИГЭ) и 1 слой:

Слой 1 – Глина темно-серая, текучепластичная (J3);

ИГЭ-1 – Насыпной грунт: песок серый, средней плотности, средней степени водонасыщения, с включениями гальки, (tQIV);

ИГЭ-2 – Песок пылеватый, серо-зеленый, средней плотности, средней степени водонасыщения, с включениями гальки, (aH);

ИГЭ-3 – Песок пылеватый серо-зеленый, средней плотности, водонасыщенный, (aH);

ИГЭ-4 – Суглинок серый, легкий, мягкопластичный, (aH);

ИГЭ-5 – Глина темно-серая, тяжелая, мягкопластичная, (J3).

Насыпной грунт (ИГЭ-1): песок серый, средней плотности, средней степени водонасыщения с включениями гальки.

Перекрывает аллювиальные отложения.

Классифицируются как отвалы местных песчаных грунтов и строительного мусора отсыпанными без уплотнения.

Насыпь слежавшаяся, возраст более 5 лет. Согласно таблице Б.9 Приложения Б СП 22.13330.2011 расчетное сопротивление для насыпных грунтов при коэффициенте водонасыщения 0,70 д.е., R_0 принято равным – 150 кПа.

По данным лабораторных (трехосное сжатие) исследований, получены данные: удельное сцепление – 4 кПа, угол внутреннего трения – 28,8 гр., модуль деформации – 12,5 Мпа.

Состав, сложение, а вместе с тем и сжимаемость насыпных грунтов, как правило, значительно разнится даже на сравнительно небольших участках.

Согласно п. 6.6.4 СП 22.13330.2011, в качестве естественных оснований рекомендуется использовать:

- планомерно возведенные насыпи из грунтов и отходов производств;
- отвалы грунтов и отходов производств, состоящие из щебенистых и гравийных грунтов, крупных песков и шлаков.

Процесс морозного пучения грунтов в пределах участка изысканий распространен повсеместно в зоне сезонного промерзания грунтов и активен в холодный период года.

Рассчитанная таким образом нормативная глубина сезонного промерзания по СП 22.13330.2016 и СП 131.13330.2018 составляет для песков пылеватых – 1,34 м.

В слой сезонного промерзания попадают грунты ИГЭ № 1.

Грунты ИГЭ № 1 насыпной грунт (песок пылеватый, средней степени водонасыщения), согласно ГОСТ 25100-2011 – пучинистые ($D \geq 1$);

Глубина заложения фундаментов инженерных сооружений должна быть не менее расчетной глубины промерзания грунтов.

Согласно СП 11-105-97, часть 2 приложение И исследуемая территория относится к типу I-A-2 – подтопляемая, сезонно подтопляемая.

При проведении рекогносцировочного обследования участка, проявлений карстовых процессов на дневной поверхности не обнаружено. В процес-

се бурения скважин провалы инструмента не отмечались, ослабленные зоны и карстовые полости не вскрывались.

Категория сложности инженерно-геологических условий по совокупности всех факторов территория исследований относится к III категории инженерно-геологических условий, согласно, приложению Б СП-11-105-97, ч.1.

Согласно сейсмическому районированию территории РФ по СП 14.13330.2014 и картам общего сейсмического районирования Российской Федерации ОСР-2015-А, ОСР-2015-В и ОСР-2015-С, Московская область относится к районам с отсутствием сейсмической интенсивности при 10% и 5%, 6 баллов при 1% вероятности сейсмической опасности (СНиП П-7-81 и ОСР-2015).

Другие проявления опасных инженерно-геологических процессов (эрозия, оползни, оврагообразование и т.п), которые могли бы негативно повлиять на устойчивость поверхностных и глубинных грунтовых массивов территории и отрицательно сказаться на процессе строительства и эксплуатации проектируемого сооружения, на дневной поверхности исследуемого участка не обнаружены.

Условия строительства:

Климат района работ умеренно-континентальный и, согласно СП 131.13330.2012, характеризуется следующими основными показателями:

- средняя годовая температура воздуха - плюс 5,4 С;
- абсолютный минимум - минус 43 С;
- абсолютный максимум - плюс 38 С;
- количество осадков за год - 690 мм.

Преобладающее направление ветра:

- зимой (декабрь-февраль) – западное;
- летом (июнь-август) – западное.

Среднегодовая скорость ветра - 2,0 м/с.

Наибольшая среднемесячная скорость ветра отмечается в январе – 2,0 м/с.

Согласно «Схематической карте климатического районирования для строительства» (СП 131.13330.2012) район работ относится к зоне II В.

Согласно карте № 3 «Районирования территории РФ по давлению ветра» (СП 20.13330.2016) район работ относится к зоне I. Для территориальной зоны I (согл. п.11.1 СП 20.13330.2016) нормативное значение ветрового давления $W_0 = 0,23$ кПа.

Тип местности для принятия коэффициента $k(z_e)$ учитывающего изменение ветрового давления на высоте – В.

Согласно карте № 4 «Районирования территории РФ по толщине стенки гололеда» (СП 20.13330.2016) район работ относится к зоне II. Для территориальной зоны II (согл. п.12 СП 20.13330.2016, табл. 12.1,12.3) толщина стенки гололеда не менее 5 мм, коэффициент k над поверхностью земли на высоте 20 м составляет – 1,2 .

Согласно карте № 1 «Районирования территории РФ по весу снегового покрова» (СП 20.13330.2016) район работ относится к зоне III. Расчетное значение веса снегового покрова S_g на 1 м² горизонтальной поверхности земли – 2,1 кПа (согл. п.10 СП 20.13330.2011).

Расчетные температуры наружного воздуха:

- 1) наиболее холодных суток обеспеченностью 98 % – минус 35°C, обеспеченностью 92 % (один раз в 12,5 лет) – минус 28°C;
- 2) наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 98 % – минус 29°C, обеспеченностью 92 % – минус 25°C;
- 3) средняя суточная амплитуда температуры воздуха наиболее холодного месяца 5,4°C;
- 4) продолжительность периода со среднесуточной температурой воздуха ниже 0°C – 135 дней; средняя температура периода – минус 5,5°C;
- 5) продолжительность периода со среднесуточной температурой воздуха ниже 8°C – 205 дней, средняя температура периода – минус 2,2°C;

б) продолжительность периода со среднесуточной температурой воздуха ниже 10°C – 223 день, средняя температура периода – минус 1,3°C.

Нормативная глубина сезонного промерзания по СП 131.13330.2012 и СП 22.13330.2011

составляет для:

- суглинков и глин – 110 см;
- супесей, песков пылеватых и мелких – 134 см;
- песков гравелистых, крупных и средней крупности – 143 см;
- крупнообломочных грунтов – 162 см.

б) Сведения об особых природных климатических условиях территории, на которой располагается земельный участок, предоставленный для размещения объекта капитального строительства (табл.5.1)

Особые природные климатические условия отсутствуют.

в) Сведения о прочностных и деформационных характеристиках грунта в основании объекта капитального строительства

Таблица 5.1

ИГ Э	Наименование грунта по ГОСТ 25100- 2011	Плот- ность	Коэффи- циент по- ристости	Удель- ное сцепле- ние	Угол внутрен- него тре- ния	Модуль деформа- ции
		ρ, г/см ³	e	C, кПа	φ, градус	E, МПа
1	Насыпной грунт: песок серый, сред- ней плотно- сти, средней степени водо- насыщения, с включениями гальки, (tQIV)	1,89 1,89- 1,89	0,657	4 3-3	28,8 27,57- 26,64	12,5
2	Песок пылева- тый, серо- зеленый, средней плот-	1,85 1,84- 1,84	0,710	2,8 2,8-1,8	26,5 25,7-25,0	11

	ности, средней степени водонасыщения, с включениями гальки, (аН)					
3	Песок пылеватый серозеленый, средней плотности, водонасыщенный, (аН)	1,86 1,86- 1,85	0,795	1 1-1	23,3 22,7-22,3	7,4
4	Суглинок серый, легкий, мягкопластичный, (аН)	1,97 1,96- 1,96	0,691	18,1 18,1- 12,0	18,1 17,8-17,6	8,2
5	Глина темно-серая, тяжелая, мягкопластичная, (J3)	1,69 1,69- 1,68	1,460	35 32-30	13,8 13,3-12,9	9,8

г) Уровень грунтовых вод, их химический состав, агрессивность грунтовых вод и грунта по отношению к материалам, используемым при строительстве подземной части объекта капитального строительства

На момент проведения полевых работ (сентябрь 2020) подземные воды вскрыты всеми скважиной на глубине 3,0-3,8 м (абс. Отм. 140,75-141,35 м.), установившийся уровень 1,4-1,5 м (абс. Отм. 142,52-143,65). Воды являются напорными. В качестве водоупорных грунтов являются коренные породы (глина мягкопластичная).

Водовмещающими породами являются четвертичные аллювиальные отложения (а-Н)- песок пылеватый, средней плотности, водонасыщенный. Питание четвертичного водоносного комплекса происходит за счет инфильтрации атмосферных осадков. Согласно анализу геоморфологических условий территории, разгрузка подземных вод происходит в соответствии с общим направлением грунтового потока в сторону ближайших водоемов и рек за счет испарения со свободной поверхности, транспирации корней растений.

Приведенные уровни не являются постоянными, а имеют тенденцию к изменению во времени, в зависимости от количества выпадающих осадков.

Учитывая характер распространения и питания вскрытых грунтовых вод в периоды обильного выпадения атмосферных осадков и интенсивного снеготаяния, возможен подъем уровня подземных вод возможны в пределах 0,5-1,0 м, что может достигать глубины 0,1-0,3 м.

Формирование водоносного горизонта типа «верховодка» возможно в периоды обильных атмосферных осадков и интенсивного снеготаяния, а также в случаи техногенных утечек из водонесущих коммуникаций.

По химическому составу подземные воды сульфатно-гидрокарбонатные натриево-кальциевые, пресные, умеренно жесткие (жесткость карбонатная).

Согласно СП 28.13330.2012, степень агрессивности подземных вод к бетонам – слабая бикарбонатная щелочность к бетонам по водонепроницаемости W4, отсутствует по всем показателям к бетонам остальных марок по водонепроницаемости (W4-W12).

Согласно СП 28.13330.2012, степень агрессивности жидких сульфатных сред к бетонам – отсутствует к бетонам на всех видах цемента всех марок по водонепроницаемости (W4-W8).

Согласно СП 28.13330.2012, степень агрессивности подземных вод к железобетонным конструкциям при периодическом смачивании и при постоянном погружении – отсутствует.

Согласно СП 28.13330.2012, степень агрессивности подземных вод к металлическим конструкциям при свободном доступе кислорода – средняя.

д) Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы, принятые при выполнении расчетов строительных конструкций

Уровень ответственности здания – II (нормальный).

Коэффициент надёжности по
ответственности $\gamma_n=1,00$.

Конструктивная схема здания – рамно-связевая

Конструктивная система здания общежития монолитного железобетонного здания - каркасная и состоит из плитного монолитного фундамента, опирающихся на него вертикальных несущих элементов (колонн и стен) объединенных в единую пространственную систему горизонтальными элементами жестких дисков перекрытий и покрытия с ядром жесткости в виде монолитных стен лестничной клетки.

Габариты здания составляют в осях 12,35 м х 33,30м, высота парапета кровли — 13,1 м, парапета лестничной клетки с учетом организации выхода на кровлю здания – 16,45 м от уровня пожарного проезда.

Покрытие здания бесчердачное, с внутренним водостоком.

Фундаменты запроектированы на основании отчета инженерно-геологических изысканий, выполненных ООО «Геолог».

Проектируемые фундаменты приняты в виде монолитной железобетонной плиты, толщиной 500 мм, выполняемой из бетона класса В 25 марки F300 по морозостойкости, W4 по водонепроницаемости, армированной сварными каркасами и сетками из арматуры класса A240 и A400.

Под монолитной железобетонной плитой необходимо выполнить бетонную подготовку из бетона класса В 7,5 толщиной 100мм.

Стены цокольной части необходимо выполнить монолитными железобетонными, толщиной 250 мм.

Обратную засыпку пазух траншеи производить песчано-гравийным грунтом оптимальной влажности слоями 0,2 – 0,3 м с уплотнением до достижения коэффициента уплотнения не менее 0,95.

Торцы фундаментной плиты необходимо обмазать защитной гидроизоляцией – горячим битумом БН–IV–3 с керосином (соотношение состава 1/3).

По осям «Б-4», «Б-5», «Б-6» и «Б-7» на всю высоту здания устраиваются монолитные железобетонные колонны, сечением 400х400 мм. Колонны армированы пространственными сварными арматурными каркасами из стержней класса А400 и А240.

Монолитные железобетонные колонны имеют жесткое защемление в железобетонной фундаментной плите за счет анкеровки рабочей арматуры. Стыки колонн по высоте обеспечиваются сваркой рабочих арматурных стержней с помощью арматурных коротышей и дальнейшей их «ванной» сваркой.

На первом – третьем этаже наружные стены выполнены трехслойными:

- кладка из газосиликатных блоков по ГОСТ 21520-89 на цементно-песчаном р-ре М100, толщиной 250 мм;
- утеплитель: ТЕХНОФАС СТО 72746455-3.2.1-2018.

Негорючие, гидрофобизированные тепло-, звукоизоляционные плиты из минеральной ваты на основе горных пород базальтовой группы (группа НГ по ГОСТ 30244-94) фирма ТЕХНОНИКОЛЬ плотностью 131-159 кг/м³, толщиной 80 мм.

Наружная отделка - штукатурка - базовый слой Ceresit СТ 190 армированный стеклосеткой толщиной 20 мм, декоративно-защитное покрытие Ceresit толщиной 10 мм.

Наружные стены ниже 0,000 выполнены трехслойными:

- монолитные железобетонные стены из тяжелого бетона кл. В25 с маркой по морозостойкости F300 толщиной 250 мм;
- утеплитель — плиты из экструзионного пенополистирола XPS ТЕХНОНИКОЛЬ CARBON PROF СТО 72746455-3.3.1-2012 толщиной 80 мм;
- защита гидроизоляции — профилированная мембрана PLANTER STANDART СТО 72746455-3.4.2-2014 — 8 мм.

Наружная отделка - структурная штукатурка Ceresit СТ 60 по сетке толщиной 20 мм.

В осях «А-3», «А-8» и «Г-8» на первом-третьем этаже выполняются угловые монолитные железобетонные пилоны, размером 1100х400 мм в направлении каждой из осей. Пилоны выполняются из тяжелого бетона кл. В25 с маркой по морозостойкости F150 толщиной 250мм.

В осях «Б-Г, 1-3» стены лестничной клетки выполнены монолитными железобетонными по всей высоте здания. Стены выполнены из тяжелого бетона кл. В25 с маркой по морозостойкости F150 толщиной 300мм.

Межэтажные перекрытия и покрытие запроектировано монолитным из бетона класса В25 марки F150 по морозостойкости, W6 по водонепроницаемости, толщиной 200 мм. Перекрытие армируется плоскими сварными сетками в нижней и верхней зонах сечения. Сетки связываются поперечной арматурой из стержней класса А240 с конструктивным шагом.

Связь между этажами осуществляется при помощи монолитной железобетонной лестницы, устраиваемой в осях «В-Г, 1-3». Лестничные марши и площадки запроектированы из тяжелого бетона кл. В25 с маркой по морозостойкости F50 толщиной 200 мм. Лестничные марши и площадки армируются пространственными сварными каркасами, ступени дополнительно армированы гнутыми арматурными сетками.

Для обеспечения эвакуации из здания, запроектирована наружная металлическая -лестница, примыкающая к зданию в осях «А, 7-8». Опорными конструкциями для лестницы служат металлические столбы. Несущими конструкциями площадок и маршей лестницы являются металлические балки и косоуры, выполненные из прокатных швеллеров. Конструкциями ступеней и площадок служат металлические прокатные уголки.

Стальные конструкции лестницы должны быть окрашены на строительной площадке эмалью ПФ-115 в два слоя, общей толщиной 50 – 60 мкм.

В монтажных стыках и узлах, а также в местах, где окраска повреждена, металлоконструкции после окончания всех монтажных работ должны быть очищены и окрашены двумя слоями эмали ПФ-1189.

е) Описание и обоснование технических решений, обеспечивающих необходимую прочность, устойчивость, пространственную неизменяемость зданий и сооружений объекта капитального строительства в целом, а также их отдельных конструктивных элементов, узлов, деталей в процессе изготовления, перевозки, строительства и эксплуатации объекта капитального строительства

Пространственная жесткость и устойчивость здания обеспечивается совместной работой пространственной монолитной железобетонной системы каркаса с жестким сопряжением колонн с фундаментами и плит перекрытия с колоннами, пилонами и стенами.

ж) Описание конструктивных и технических решений подземной части объекта капитального строительства

Фундаменты запроектированы на основании отчета инженерно-геологических изысканий, выполненных ООО «Геолог».

Проектируемые фундаменты приняты в виде монолитной железобетонной плиты, толщиной 500 мм, выполняемой из бетона класса В 25 марки F300 по морозостойкости, W4 по водонепроницаемости, армированной сварными каркасами и сетками из арматуры класса A240 и A400.

Под монолитной железобетонной плитой необходимо выполнить бетонную подготовку из бетона класса В 7,5 толщиной 100мм.

Стены цокольной части необходимо выполнить монолитными железобетонными, толщиной 250 мм.

Обратную засыпку пазух траншеи производить песчано-гравийным грунтом оптимальной влажности слоями 0,2 – 0,3 м с уплотнением до достижения коэффициента уплотнения не менее 0,95.

Торцы фундаментной плиты необходимо обмазать защитной гидроизоляцией – горячим битумом БН–IV–3 с керосином (соотношение состава 1/3).

з) Описание и обоснование принятых объемно-планировочных решений зданий и сооружений объекта капитального строительства

Здание общежития решено единым объемом прямоугольной формы с выступающей лестничной клеткой.

Конструктивная система монолитного железобетонного здания - каркасная и состоит из плитного монолитного фундамента, опирающихся на него вертикальных несущих элементов (колонн и стен) объединенных в единую пространственную систему горизонтальными элементами жестких дисков перекрытий и покрытия с ядром жесткости в виде монолитных стен лестничной клетки.

Габариты здания составляют в осях 12,35 м х 33,30м, высота парапета кровли — 13,1 м, парапета лестничной клетки с учетом организации выхода на кровлю здания – 16,45 м от уровня пожарного проезда.

Покрытие здания бесчердачное, с внутренним водостоком. Объемно-пространственные решения в проекте выполнены исходя из требований:

- Федеральный Закон. Технический Регламент о требованиях пожарной безопасности № 123-ФЗ.
- СП 131.13330.2018 «Строительная климатология»
- СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий»
- СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»
- СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции»
- СП 42.13330.2016 "СНиП 2.07.01-89* "Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений".
- СП 56.13330.2011 «Производственные здания».

и) Обоснование номенклатуры, компоновки и площадей основных производственных, экспериментальных, сборочных, ремонтных и иных цехов, а также лабораторий, складских и административно-бытовых помещений,

иных помещений вспомогательного и обслуживающего назначения - для объектов производственного назначения

Проектируемый объект непроизводственного назначения

к) Обоснование номенклатуры, компоновки и площадей помещений основного, вспомогательного, обслуживающего назначения и технического назначения - для объектов непроизводственного назначения

Номенклатура, компоновка и площади основных производственных помещений приняты в соответствии с технологическим заданием.

Конструкции стен и перегородок определены технологическими, теплотехническими требованиями и требованиями пожарной безопасности (СП 56.13330.2011 «Производственные здания», СНиП 21-01-97 «Пожарная безопасность зданий и сооружений» и Федеральным законом Российской Федерации от 22.07.2008 г. N 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности»).

Во внутренней отделке применены современные отделочные материалы, соответствующие санитарно-гигиеническим, противопожарным и технологическим нормам.

Отделка стен, потолков и полов принята с учетом санитарных, противопожарных, строительных норм и требований, в зависимости от функционального назначения помещений.

На путях эвакуации (в общих коридорах, холле) в соответствии требованию ФЗ №123 для зданий с классом функциональной пожарной опасности Ф1.2 отделка стен, потолков - из материалов класса КМ2 ; покрытия полов — КМ3.

Вестибюли, лестничная клетка — из материалов класса КМ1 для стен и потолков и КМ2 — для покрытия полов.

Окна применены из ПВХ. Наружные двери – металлические, утеплённые. Все металлоконструкции защищены согласно СП 28.13330.2017 «Защи-

та строительных конструкций от коррозии» в 4 слоя эмалью ХВ-124– (ГОСТ 10144-74) по грунту ФЛ-ОЗК (ГОСТ 9109-81), общей толщиной 110мкм.

Поверхности конструкций, соприкасающиеся с грунтом, обмазываются горячей битумной мастикой за 2 раза по холодной битумной грунтовке.

л) Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих:

- соблюдение требуемых теплозащитных характеристик - ограждающих конструкций;

- снижение шума и вибраций;

- гидроизоляцию и пароизоляцию помещений;

- снижение загазованности помещений;

- удаление избытков тепла;

- соблюдение безопасного уровня электромагнитных и иных излучений;

- соблюдение санитарно-гигиенических условий;

- пожарную безопасность;

соответствие зданий, строений и сооружений требованиям энергетической эффективности и требованиям оснащенности их приборами учета используемых энергетических ресурсов (за исключением зданий, строений, сооружений, на которые требования энергетической эффективности и требования оснащенности их приборами учета используемых энергетических ресурсов не распространяются);

Соблюдение требуемых теплозащитных характеристик осуществляется за счет применения эффективных теплоизоляционных стеновых и кровельных материалов.

Наружные стены обладают теплозащитными качествами, удовлетворяющими требованиям 5.1 б СП 50.13330.2012;

Конструктивные решения ограждений и решения инженерных систем позволяют выдержать величину удельного расхода тепловой энергии системами отопления ниже нормативной;

Теплозащита здания соответствует требованиям СП 50.13330.2011.

Утепление кровли - плиты экструзионного пенополистирола ТЕХНОНИКОЛЬ CARBON PROF СТО 72746455-3.3.1-2012 толщиной 150 мм.

Остекление :

– окна по ГОСТ 30674-99 с двухкамерным стеклопакетом с основными эксплуатационными характеристиками 4М1-12-4М1-12-4М1 (трехкамерными профилями коробок и створок, с двухкамерным стеклопакетом), с показателем приведенного сопротивления теплопередаче — 0,5-0,54 м²С/Вт. Основной наружный выход из здания выполнен через тамбур согласно п. 4.24* СП 118.13330.2012 * «Общественные здания и сооружения». Теплотехнические характеристики стен, кровли, окон выполнены в соответствии с требованиями СП 50.13330.2012 СНиП 23-02-2003 «Тепловая защита зданий», что более подробно изложено в разделе 10(1) «Мероприятия по обеспечению соблюдения требований энергетической эффективности и требований оснащенности здания, строений и сооружений приборами учета используемых энергетических ресурсов».

Предусматриваемые проектом помещения с постоянным пребыванием людей расположены изолированно от технических помещений.

Вентиляционное оборудование размещается на кровле.

Все оборудование устанавливается через вибродинамические прокладки, оснащается шумоглушителями, воздуховоды звукоизолируются. Оборудование размещается над нежилыми помещениями.

Размещение иного оборудования, оказывающего повышенные шумовые, динамические или другие воздействия в проектируемом здании не предусматривается. Архитектурно – планировочные и конструктивные решения, принятые проектом, обеспечивают выполнение требований СП по защите от шума.

Для обеспечения требуемой звукоизоляции наружного ограждения выбраны оконные блоки из ПВХ профилей с двойным стеклопакетом, что обеспечивает необходимые звукоизолирующие качества.

Для снижения шума и вибрации в конструкции полов (1-3 этаж) предусмотрен слой из звукоизоляционного материала Пенотерм НПП ЛЭ Э 10мм - вибродемпфирующая прокладка в конструкциях «плавающих полов» для улучшения изоляции ударного и воздушного шума.

Необходимо предотвратить возникновение звуковых мостиков путем отсечки «плавающего» пола от стен. Для этих целей применяется демпферная лента Пенотерм, шириной выше планируемого уровня стяжки на 20-50 мм, путем напуска демпферной ленты на стены.

Гидроизоляция и пароизоляция помещений. Все металлоконструкции защищены согласно СП 28.13330.2017 «Защита строительных конструкций от коррозии» в 4 слоя эмалью ХВ-124– (ГОСТ 10144-74) по грунту ФЛ-ОЗК (ГОСТ 9109-81), общей толщиной 110мм.

Поверхности конструкций, соприкасающиеся с грунтом, обмазываются горячей битумной мастикой за 2 раза по холодной битумной грунтовке.

Снижение загазованности цокольных помещений обеспечивается за счет устройства эффективной приточно-вытяжной вентиляции.

Удаление избытков тепла не осуществляется в связи с их отсутствием.

Естественное освещение помещений запроектировано в соответствии с СанПиН 2.2.1/2.1.1.1278-03 и СП 52.13330.2016 «СНиП 23-05-95* «Естественное и искусственное освещение», СанПин2.2.1/2.1.1.1076-01 «Гигиенические требования к инсоляции и солнцезащите помещений жилых и общественных зданий и территорий».

Все помещения проектируемого здания имеют боковое естественное освещение.

Без естественного освещения выполнены вспомогательные помещения - кладовые, что не противоречит требованиям СанПиН 2.2.1/2.1.1.1278-03.

Для обеспечения естественного освещения помещений с постоянным пребыванием людей используются световые проемы с достаточной площадью остекления.

Оконные блоки выполнены из ПВХ профиля, с двухкамерным стеклопакетом.

Плоскость остекления главного фасада здания обеспечивают достаточное естественное освещение жилых помещений.

Световые проемы оказывают положительное психофизическое воздействие на человека, что выражается, прежде всего, в устранении монотонности световой среды, ощущении непосредственной связи с окружающим миром.

Пожарная безопасность

При проектировании здания учитывались противопожарные требования, изложенные в Федеральном законе от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности», СП 1.13130.2009, СП 2.13130.2012, СП 4.13130.2013, СП 43.13330.2012, СП 56.13330.2011, ВНТП 03/170/567-87. При проектировании зданий и сооружений применены строительные конструкции и отделочные материалы, отвечающие требованиям по пожаробезопасности.

Предел огнестойкости строительных конструкций предусматривается в соответствии с таблицей 21 Федерального закона от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» в соответствии с принятой степенью огнестойкости здания в целом.

Класс конструктивной пожарной опасности согласно ст. 31 и ст. 87 Федерального закона от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» принят – С0.

Строительные конструкции запроектированы согласно ст. 36 Федерального закона от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» не пожароопасные, класса К0.

Согласно п.5.2.1 СП 2.13130.2012 Предел огнестойкости узлов крепления и примыкания строительных конструкций между собой предусмотреть не ниже минимального требуемого предела огнестойкости стыкуемых строительных конструкций.,

Основными архитектурно-планировочными и объемно-пространственными решениями, направленными на энергосбережение, в проекте предусмотрены:

- выбор оптимальной формы здания, характеризующейся пониженным коэффициентом компактности и обеспечивающей минимальные теплопотери в зимний период и минимальные тепlopоступления в летний период года;
- выбор оптимальной ориентации зданий по сторонам света с учетом господствующего направления ветра в зимний период с целью нейтрализации отрицательного воздействия климата на здания и его тепловой баланс;
- сокращение площади наружных ограждающих конструкций путем уменьшения периметра наружных стен за счет отказа от изрезанности фасадов;
- применение светопрозрачных наружных ограждающих конструкций с теплозащитными характеристиками и оборудованных вентиляционными клапанами;
- установка тамбуров при входах в здание;
- установка доводчиков входных дверей;
- максимальное использование естественного освещения помещений для снижения затрат электрической энергии;

- связь помещений без излишних коридоров, холлов теплопроводности.

м) Характеристика и обоснование конструкций полов, кровли, подвесных потолков, перегородок, а также отделки помещений

Архитектурно - композиционное и стилистическое решение в проекте определяется современными принципами организации городской среды в конкретных градостроительных условиях.

Здание общежития решено единым объемом прямоугольной формы с выступающей лестничной клеткой.

Архитектурно-художественное решение ориентировано на гармоничное сочетание текстур, прочностных характеристик материалов и конструктивных решений.

Характер архитектурно-художественного решения фасадов проектируемого объема обусловлен его назначением. Здание контрастирует с существующей производственной застройкой.

В качестве композиционного приёма при оформлении фасадов здания используется сопоставление горизонтальных и вертикальных направлений отдельных элементов фасада.

Большая часть здания отделана основным цветом и задаёт общее цветовое решение.

Дополнительный цвет применён для создания архитектурной пластики фасадов.

Композиционное решение фасадов предполагает контрастное сочетание цветовых и текстурных сочетаний.

Ритмичность фасадов достигается разрезкой по цвету применяемых материалов. Наружная отделка - декоративная штукатурка.

Цветовое решение фасадов принято в диапазоне оттенков RAL 1015 (светлая слоновая кость), RAL3012 (бежево-красный) с гладкой поверхностью.

Цоколь решен в том же цвете RAL3012 (бежево-красный), текстура поверхности шероховатая - имитация камня.

Козырек главного входа в здание и приемка - выход из подземного паркинга - поликарбонат, цвет RAL 8001 (коричневая охра).

Декорирование стен, покрытие полов и устройство потолков назначается в зависимости от назначения и технологических особенностей помещений.

Наружные стены выполнены трехслойными:

- кладка из газосиликатных блоков по ГОСТ 21520-89 на цементно-песчаном р-ре М100,

- толщиной 250 мм (колонны каркаса из монолитного ж/б);

- утеплитель: ТЕХНОФАС СТО 72746455-3.2.1-2018.

Негорючие, гидрофобизированные тепло-, звукоизоляционные плиты из минеральной ваты на основе горных пород базальтовой группы (группа НГ по ГОСТ 30244-94) фирма ТЕХНОНИКОЛЬ плотностью 131-159кг/м³, толщиной 80 мм.

Наружная отделка - штукатурка - базовый слой Ceresit СТ 190 армированный стеклосеткой толщиной 20мм, декоративно-защитное покрытие Ceresit толщиной 10мм.

Наружные стены ниже 0,000 выполнены трехслойными:

- монолитные железобетонные стены из тяжелого бетона кл. В25 с маркой по

- морозостойкости F50 толщиной 250мм;

- утеплитель — плиты из экструзионного пенополистирола XPS ТЕХНОНИКОЛЬ CARBON PROF СТО 72746455-3.3.1-2012 толщиной 80мм;

- защита гидроизоляции — профилированная мембрана PLANTER STANDART СТО 72746455-3.4.2-2014 — 8мм.

Наружная отделка - структурная штукатурка Ceresit СТ 60 по сетке толщиной 20мм.

Кровля:

Утепление кровли - плиты экструзионного пенополистирола ТЕХНОНИКОЛЬ CARBON PROF СТО 72746455-3.3.1-2012 толщиной 150 мм.

Во внутренней отделке применены современные отделочные материалы, соответствующие санитарно-гигиеническим, противопожарным и технологическим нормам.

Отделка стен, потолков и полов принята с учетом санитарных, противопожарных, строительных норм и требований, в зависимости от функционального назначения помещений .

На путях эвакуации (в общих коридорах, холле) в соответствии требованию ФЗ №123 для зданий с классом функциональной пожарной опасности Ф1.2 отделка стен, потолков - из материалов класса КМ2 ; покрытия полов — КМ3.

Вестибюли, лестничная клетка — из материалов класса КМ1 для стен и потолков и КМ2 — для покрытия полов.

Для отделки стен и полов помещений санузлов и уборочного инвентаря принята отделка, позволяющая проводить влажную уборку и дезинфекцию.

Для отделки полов помещений приняты несколько видов напольных покрытий:

- керамическая плитка по ГОСТ 6787-2001 с противоскользящей поверхностью —

помещения уборочного инвентаря, санузлы, помещение для стирки, сушки, глажки одежды, помещения кладовых;

- керамогранит с противоскользящей поверхностью - коридоры, холлы, лестничные клетки;

- гомогенный коммерческий линолеум — полы жилых комнат, комнаты для персонала, кладовые белья;

- грязезащитное покрытие EMCO DIPLOMAT 527R — входной тамбур общежития;

- полы кухонь - керамогранит с противоскользящей поверхностью;
- в конструкции полов предусмотрены слои из вибро-звукоизоляционного материала.

Полы в подземном паркинге - Система ТН-ПОЛ ТАЙКОР Кварц ТЕХ-НОНИКОЛЬ.

Система предназначена для создания тонкослойных полов с повышенной эластичностью с наполнителем высокой твердости.

Состоит из:

- грунта TAIKOR Primer 150;
- основного клеящего слоя TAIKOR Primer 150, который является связующим слоем между грунтом и абразивным материалом – кварцевым песком;
- фракционного кварцевого песка 0,1-0,6 мм, которым с избытком засыпают основной клеящий слой сразу после его нанесения;
- финишного запечатывающего слоя TAIKOR Top 425, который наносится в 1-2 слоя.

Для отделки потолков применяются:

- подвесные потолки типа «Армстронг» DUNE NG - холлы, коридоры; подвесная система принята аналогично системе Армстронг Grand Line, изготовленной из оцинкованной стали (в соответствии с требованиями таблиц 28 N123-ФЗ от 22.07.2008г.).
- подвесные потолки реечные — санузлы с душевыми;
- улучшенная клеевая окраска акриловой краской — помещения жилых комнат, кладовые, помещения персонала, помещение для стирки и сушки белья, лестничные клетки;
- улучшенная клеевая окраска вододисперсионной краской - помещения цокольного этажа;

Высота подвесных потолков выполнена с учетом прохождения инженерных сетей.

Высота до подвесного потолка помещений вспомогательного назначения — не менее 2,2 м.

Применяемая акриловая краска для потолков и стен — Ceresit СТ42 ТУ 2316-012-58239148-2006 — класс пожарной опасности КМ1, моющаяся, устойчивая к обработке дез.средствами.

В качестве отделочных материалов для стен применяется:

- высококачественная штукатурка, высококачественная окраска акриловой краской (шпаклевка, высококачественная окраска акриловой краской — для монолитных конструкций) - жилые помещения этажей, кухни, (кроме экранов в зоне рабочих поверхностей), помещения для персонала, лестничная клетка, помещения кладовых, тамбур, холлы, коридоры;

- улучшенная штукатурка, цементная шпаклевка, керамическая плитка ГОСТ 6141-91 на клею (цементная шпаклевка, керамическая плитка ГОСТ 6141-91 на клею — для монолитных стен) — помещение для стирки и сушки белья, санузлы с душевой, помещения уборочного инвентаря;

- штукатурка, шпаклевка, окраска вододисперсионной краской (шпаклевка, окраска вододисперсионной краской — для монолитных стен) - помещения цокольного этажа.

н) Перечень мероприятий по защите строительных конструкций и фундаментов от разрушения

Мероприятия по антикоррозионной защите строительных конструкций приняты в соответствии с требованиями СП 28.13330.2017 «СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии». Первичные мероприятия: фундаменты выполняются из бетона класса В25 марки по водонепроницаемости W4, с обеспечением необходимой толщины защитного слоя.

В качестве мелкого и крупного заполнителя, а также воды, должны приниматься материалы по ГОСТ 8736-93, ГОСТ 8267-93 и ГОСТ 23732-2011. Вторичные мероприятия: от непосредственного соприкосновения бетона с водой защищают гидроизоляционные мероприятия.

А именно: подземная часть здания, защищена минеральным покрытием Стармекс Сил (или любым другим покрытием, аналогичным по своим свойствам) с активными компонентами, обеспечивающими герметизацию пор бетона и образование объемного гидроизоляционного слоя.

Благодаря осмотическому действию, достигается высокая адгезия смеси к поверхности и герметизации пор бетона. Помимо процесса гидратации цемента, при нанесении Стармекс Сил, протекают реакции кристаллизации, что обеспечивает способность покрытия перекрывать микротрещины. При производстве работ руководствоваться СП 28.13330.2017 «Защита строительных конструкций от коррозии».

о) Описание инженерных решений и сооружений, обеспечивающих защиту территории объекта капитального строительства, отдельных зданий и сооружений объекта капитального строительства, а также персонала (жителей) от опасных природных и техногенных процессов

К опасным природным и техногенным процессам, действие которых возможно в районе здания можно отнести:

- Экстремальные снеговые и ветровые нагрузки;
- Подтопление территории;
- Пожар.

Рассмотрим учет влияния перечисленных опасных процессов на здание:

- Экстремальные снеговые и ветровые нагрузки: расчет несущих конструкций здания произведен по методу предельных состояний. Суть метода заключается в использовании системы коэффициентов надежности, учет которых позволяет с максимальной вероятностью обеспечить работу строительных конструкций в условиях, не достигающих расчетного состояния. При расчете были использованы следующие коэффициенты надежности: по нагрузке, по материалу, учет уровня ответственности здания, коэффициенты

сочетания нагрузок, надежность по грунтам основания. На основании выше изложенного можно утверждать, что спроектированные несущие конструкции здания воспримут экстремальные снеговые и ветровые нагрузки.

- Подтопление территории. Для исключения подтопления территории от ливневых вод проектом благоустройства предназначена система отвода дождевых стоков в центральную сеть ливневой канализации.

- Пожар. Степень огнестойкости здания – I; класс конструктивной пожарной опасности – С0. Предел огнестойкости несущих конструкций высотной части здания участвующих в общей устойчивости и геометрической неизменяемости здания при пожаре составляет R150, несущие конструкции покрытия атриума - не менее R30. Остальные строительные конструкции здания выполнены в соответствии с Федеральным законом РФ №123-ФЗ "Технический регламент о требованиях пожарной безопасности" имеют следующие параметры, указанные в таблице 3.

Ответственность и долговечность конструкций.

В соответствии с заданием на проектирование уровень ответственности здания - нормальный. Примерный срок службы не менее 50 лет, в соотв. с ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований». Необходимая степень долговечности обеспечена комплексом мероприятий, основными из которых является применение качественных материалов (бетона классов В25, стальной арматуры класса А400, гидроизоляционных, теплоизоляционных, отделочных и других материалов), прошедших сертификацию, контроль качества строительно-монтажных работ. Долговечность основных несущих конструкций обеспечивается путем их расчета по прочности и деформативности в соответствии с действующими в РФ нормами; назначением марки стали, класса бетона, толщины защитного слоя арматурных стержней.

Мероприятия по предотвращению подтопления территории.

При производстве работ, необходимо принять меры против обводнения котлована поверхностными и грунтовыми водами и замачивания грунтов на длительное время.

Для контроля за развитием процесса подтопления и своевременного устранения утечек необходимо устройство стационарной сети наблюдательных скважин.

В соответствии с требованиями СП 129.13330.2011 проектом предусмотрена герметизация раструбных стыковых соединений напорных трубопроводов преимущественно с помощью резиновых уплотнителей; стыковые соединения безнапорных трубопроводов уплотняются пеньковой смоляной битуминизированной прядью, герметиками и другими материалами, способными обеспечивать водонепроницаемость стыковых соединений.

Все решения по водоотведению и защите территории от затопления при устройстве котлована разрабатываются в составе проекта производства работ на разработку котлована.

Замачивание и промораживание грунтов при выполнении строительно-монтажных работ не допускается. При открытом водоотливе грунтовая вода, просачиваясь через откосы и дно котлована, поступает в водосборные канавы и по ним в прямки, откуда откачивается насосами.

Водосборные канавы сооружаются с уклоном 0,01—0,02 в сторону прямка (зумпфа). Количество прямков сооружается исходя из расчетного притока воды к котловану и производительности насосного оборудования, принятого для откачки воды.

о_1) Перечень мероприятий по обеспечению соблюдения установленных требований энергетической эффективности к конструктивным решениям, влияющим на энергетическую эффективность зданий, строений и сооружений

Климатические данные и условия для расчета, приведенного сопротивлению теплопередаче наружных ограждающих конструкций приняты в соответствии с "СП 50.13330.2012. Свод правил. Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003", СП 131.13330.2018 "СНиП 23-01-99* Строительная климатология"

Наружные стены выполнены трехслойными:

- кладка из газосиликатных блоков по ГОСТ 21520-89 на цементно-песчаном р-ре М100, толщиной 250 мм (колонны каркаса из монолитного ж/б);
- утеплитель: ТЕХНОФАС СТО 72746455-3.2.1-2018.

Негорючие, гидрофобизированные тепло-, звукоизоляционные плиты из минеральной ваты на основе горных пород базальтовой группы (группа НГ по ГОСТ 30244-94) фирма ТЕХНОНИКОЛЬ плотностью 131-159кг/м³, толщиной 80 мм.

Наружная отделка - штукатурка - базовый слой Ceresit СТ 190 армированный стеклосеткой толщиной 20мм, декоративно-защитное покрытие Ceresit толщиной 10мм.

Наружные стены ниже 0,000 выполнены трехслойными:

- монолитные железобетонные стены из тяжелого бетона кл. В25 с маркой по морозостойкости F300 толщиной 250мм;
- утеплитель — плиты из экструзионного пенополистирола XPS ТЕХНОНИКОЛЬ CARBON PROF СТО 72746455-3.3.1-2012 толщиной 80мм;
- защита гидроизоляции — профилированная мембрана PLANTER STANDART СТО 72746455-3.4.2-2014 — 8мм.

Наружная отделка - структурная штукатурка Ceresit СТ 60 по сетке толщиной 20мм.

Утепление кровли - плиты экструзионного пенополистирола ТЕХНОНИКОЛЬ CARBON PROF СТО 72746455-3.3.1-2012 толщиной 150 мм.

Остекление :

– окна по ГОСТ 30674-99 с двухкамерным стеклопакетом с основными эксплуатационными характеристиками 4М1-12-4М1-12-4М1 (трехкамерными профилями коробок и створок, с двухкамерным стеклопакетом), с показателем приведенного сопротивления теплопередаче — 0,5-0,54 м²°С/Вт.

Основной наружный выход из здания выполнен через тамбур согласно п. 4.24* СП 118.13330.2012 * «Общественные здания и сооружения». Теплотехнические характеристики стен, кровли, окон выполнены в соответствии с требованиями СП 50.13330.2012 СНиП 23-02-2003 «Тепловая защита зданий», что более подробно изложено в разделе 10(1) «Мероприятия по обеспечению соблюдения требований энергетической эффективности и требований оснащенности здания, строений и сооружений приборами учета используемых энергетических ресурсов».

Практическая работа №5 по разделу дисциплины: Организация процесса проектирования и экспертизы проектных решений по разделу КЖ (АС) проекта (6 часов).

Выполнение практической работы ПЗ№4 на тему: Знакомство (на примерах) с содержанием проектной документации по разделу КЖ(АС) зданий и сооружений и содержания проекта заключения по результатам экспертизы проектной документации. Выполнение расчета плоской поперечной рамы многоэтажного и одноэтажного здания с формированием в программном комплексе отчета и чертежей конструктивных элементов рамы. Выполнение в среде графического редактора АВТОКАД компоновочной схемы сборного перекрытия (схемы армирования монолитного перекрытия) с составлением спецификации сборных элементов (материалов). Составление заключения: по проектному решению, по расчету конструктивной системы и железобетонных конструкций здания, по исполнительным чертежам проекта, раздела КЖ(АС).

В рамках практической работы изучается состав и содержание проектной документации на примере здания общежития. На втором занятии рассмотрим необходимый состав и пример содержания чертежей раздела КР стадии П.

ВЕДОМОСТЬ ОСНОВНОГО КОМПЛЕКТА ЧЕРТЕЖЕЙ МАРКИ КЖ

ЛИСТ	НАИМЕНОВАНИЕ	ПРИМЕЧАНИЕ
1	Ведомость основного комплекта чертежей марки КР (начало)	
2	Ведомость основного комплекта чертежей марки КР (окончание)	
3	Общие данные	
4	План цокольного этажа	
5	План 1 этажа	
6	План 2 этажа	
7	План 3 этажа	
8	Разрез 1—1	
9	Схема монолитной железобетонной фундаментной плиты	
10	Армирование фундаментной плиты	
11	Схема монолитных железобетонных стен цокольного этажа	
12	Армирование железобетонных стен цокольного этажа здания	
13	Опалубка и армирование железобетонных колонн цокольного этажа	
14	Схема монолитной железобетонной плиты перекрытия цокольного этажа	
15	Схема армирования железобетонной плиты перекрытия цокольного этажа	
16	Схема расположения монолитных железобетонных стен, колонн и пилонов 1...3 этажа	
17	Опалубочные чертежи монолитных железобетонных стен 1...3 этажа	
18	Армирование монолитных железобетонных стен 1...3 этажа	
19	Опалубочные чертежи и армирование монолитных железобетонных пилонов и колонн 1...3 этажа	
20	Опалубочный чертеж монолитной железобетонной плиты перекрытия 1 и 2 этажа	
21	Схема армирования железобетонной плиты перекрытия 1 и 2 этажа	
22	Опалубочный чертеж монолитной железобетонной плиты покрытия	
23	Схема армирования монолитной железобетонной плиты покрытия	
24	Монолитная железобетонная лестница в осях «В—Г, 1—3»	
25	Конструкция крыльца в осях «А—Б, 2—3» и «А, 6—7»	

				20.12-08-2020-КР				
				Общежитие для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.				
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Общежитие для проживания граждан на время их работы		Стадия	Лист	Листов
Ген. директор	Чибисова О.В.					П	1	27
				Ведомость основного комплекта чертежей марки КЖ (начало)		 ООО "АрГИС" 2021г.		

ВЕДОМОСТЬ ОСНОВНОГО КОМПЛЕКТА ЧЕРТЕЖЕЙ МАРКИ КЖ

ЛИСТ	НАИМЕНОВАНИЕ	ПРИМЕЧАНИЕ
26	Металлическая лестница в осях «А, 7–8»	
27	Металлическая лестница на кровле для перехода с отметки +10.000 на отметку +12.550	

Принятые технические решения в проекте соответствуют требованиям экологических, санитарно-гигиенических, противопожарных и других норм, действующих на территории Российской Федерации, и обеспечивают безопасную для жизни и здоровья людей эксплуатацию объекта при соблюдении предусмотренных мероприятий.

/Чибисова О.В./

20.12-08-2020-КР					
Общежитие для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.					
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Общежитие для проживания граждан на время их работы	Стадия
Ген. директор	Чибисова О.В.				П
					Лист
					Листов
				Ведомость основного комплекта чертежей марки КЖ (продолжение)	



ООО "АрГИС"
2021г.

Формат А4

Согласована:

Инв. N подл. Подпись и дата Взам. инв. N

Общие данные

1. За условную отметку 0.00 принят уровень чистого пола здания, что соответствует абсолютной отметке 146.25.
2. В проекте разработан фундамент в виде монолитной железобетонной плиты
3. Фундаментная железобетонная плита запроектирована на основании данных геологических изысканий.
4. Насыпь и обратную засыпку фундаментов производить песчаным грунтом слоями 0,2–0,3 м с уплотнением до достижения коэффициента уплотнения не менее $K=0,95$
5. При выполнении земляных работ руководствоваться требованиями СП 45.13330.2017.
6. Анкеровку рабочей арматуры монолитных железобетонных стен и колонн цокольного этажа осуществлять в фундаментной плите
7. Под фундаментной плитой необходимо предусмотреть плотно утрамбованное устройство щебеночной подготовкой толщиной 50...100мм из плотных изверженных пород с проливкой горячим битумом, с последующей бетонной подготовкой из бетона класса В7.5, толщиной 100мм.
8. Армирование монолитных элементов осуществляется из арматурной стали класса А240 и А400I по ГОСТ 5781–82*.
10. Арматурные стержни в местах пересечения вязать вязальной проволокой $\varnothing 1,5-2$ мм или варить контактной точечной сваркой по ГОСТ 14098–91.
11. Бетонные работы выполнять с помощью бетононасоса с вибрированием. Все работы по бетонированию вести согласно требованиям СП 70.13330.2017.
12. Подземные части монолитных железобетонных стен, колонн и фундамента после набора прочности бетона обмазать горячей битумной мастикой по ГОСТ 2889–80
13. Фундаменты выполнять:
 - а) по прочности из бетона указанного в чертежах,
 - б) по морозостойкости – F75,
 - в) по водонепроницаемости – W4.
14. Защитную гидроизоляцию выполнить из горячей битумной мастики по ГОСТ 2889–84 (25–30% содержания по массе, вязкость грунтовки по ВЗ–4 при 20° – 10÷15). Бетонные поверхности поверхности в зонах соприкосновения с грунтом покрыть битумной мастикой в два слоя. Изоляция фундаментов и пола должна быть сплошной и единой.

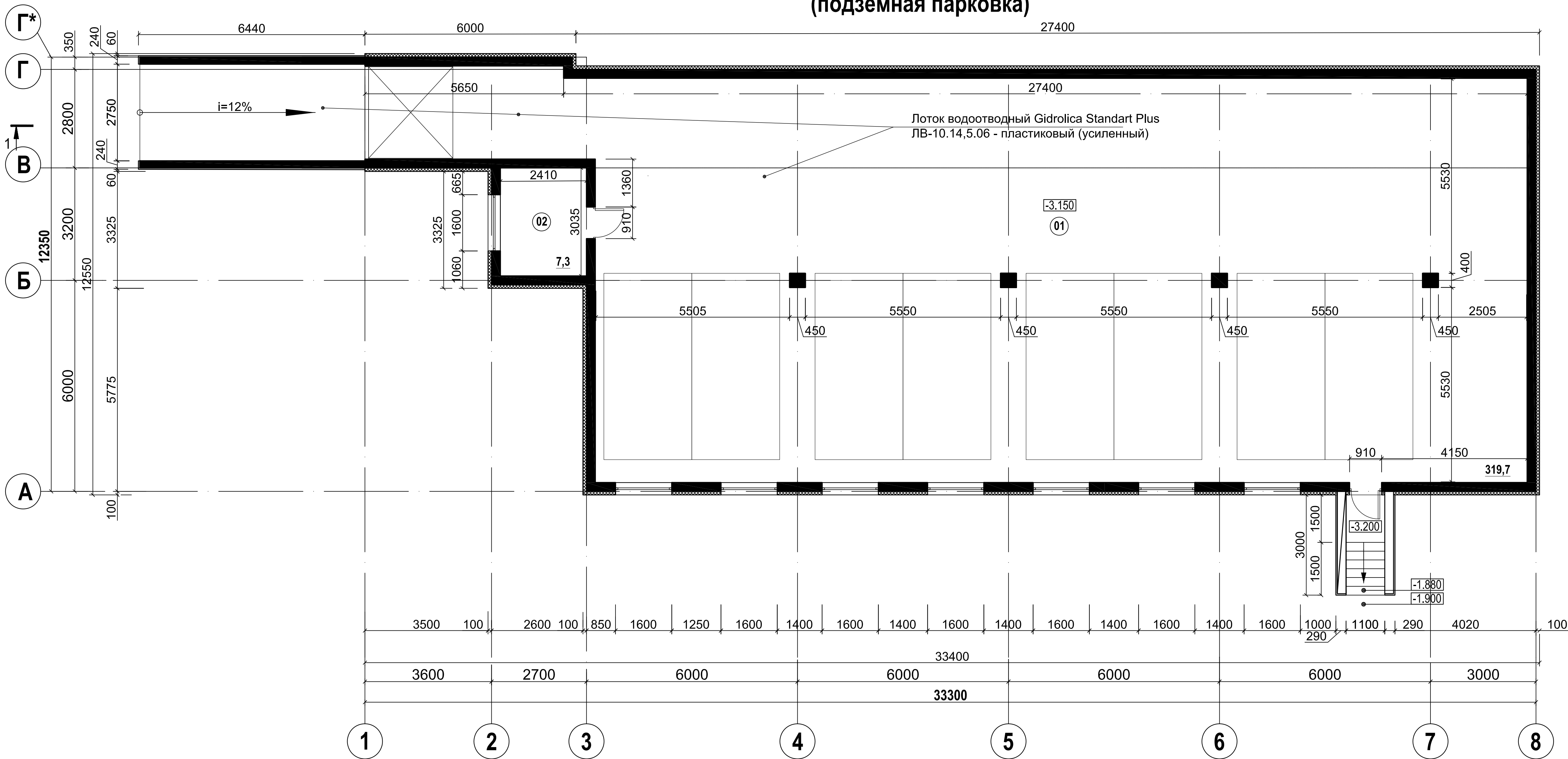
Согласована:					
Инв. N подл.	Взам. инв. N				
	Подпись и дата				
Изм.	Кол.уч.	Лист	N°док	Подпись	Дата

Общие данные

Лист

3

План цокольного этажа
(подземная парковка)



Экспликация помещений цокольного этажа

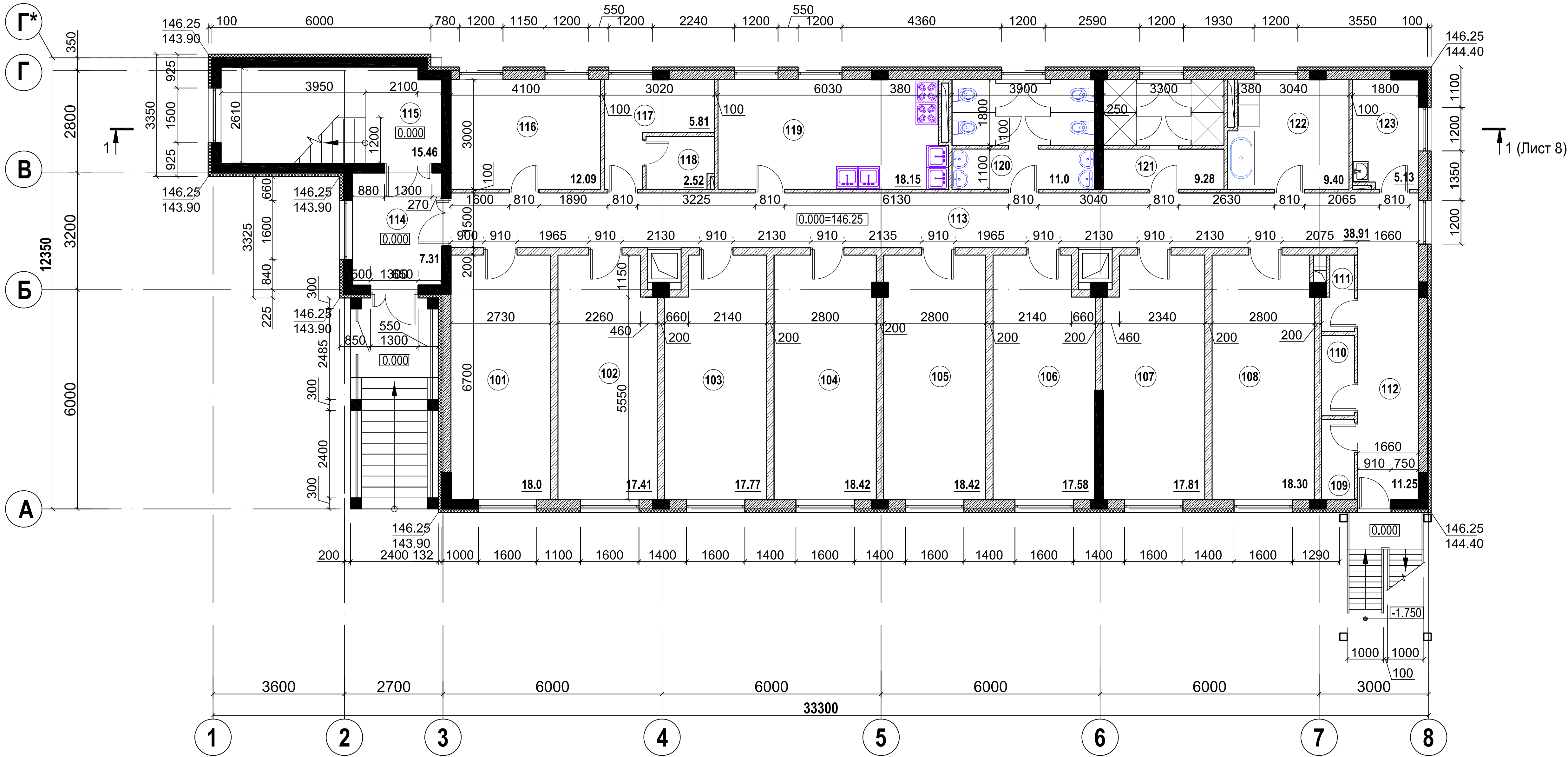
N n/n	Наименование	Площадь м²	Категория помещения
1	2	3	4
01	Подземная парковка	319.7	В1
02	Насосная пожаротушения	7.3	Д
ИТОГО:		327.0	

Условные обозначения:

- наружный слой теплоизоляции (ниже 0.000) - плиты из экструзионного пенополистирола XPS Технониколь CARBON PROFT
- монолитный железобетон
- номер помещения по экспликации

				20.12-08-2020-КР		
				Общекomitee для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Егaнoвo, ул. Карьерная, д. 6.		
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Общекomitee для проживания граждан на время их работы	Стадия	Лист
Ген. директор	Чибисова О.В.			План цокольного этажа	П	4
				ООО "АрГИС" 2021г.		

План 1 этажа



Экспликация помещений 1 этажа

N n/n	Наименование	Площадь м ²	Категория помещения
1	2	3	4
101	Жилая комната 3-х местная	18.0	
102	Жилая комната 2-х местная	17.41	
103	Жилая комната 2-х местная	17.77	
104	Жилая комната 3-х местная	18.42	
105	Жилая комната 3-х местная	18.42	
106	Жилая комната 2-х местная	17.58	
107	Жилая комната 2-х местная	17.81	
108	Жилая комната 3-х местная	18.30	
109	Кладовая	1.92	В4
110	Кладовая	1.92	В4
111	Кладовая	1.57	В4
112	Коридор	11.25	
113	Коридор	38.91	

Экспликация помещений 1 этажа

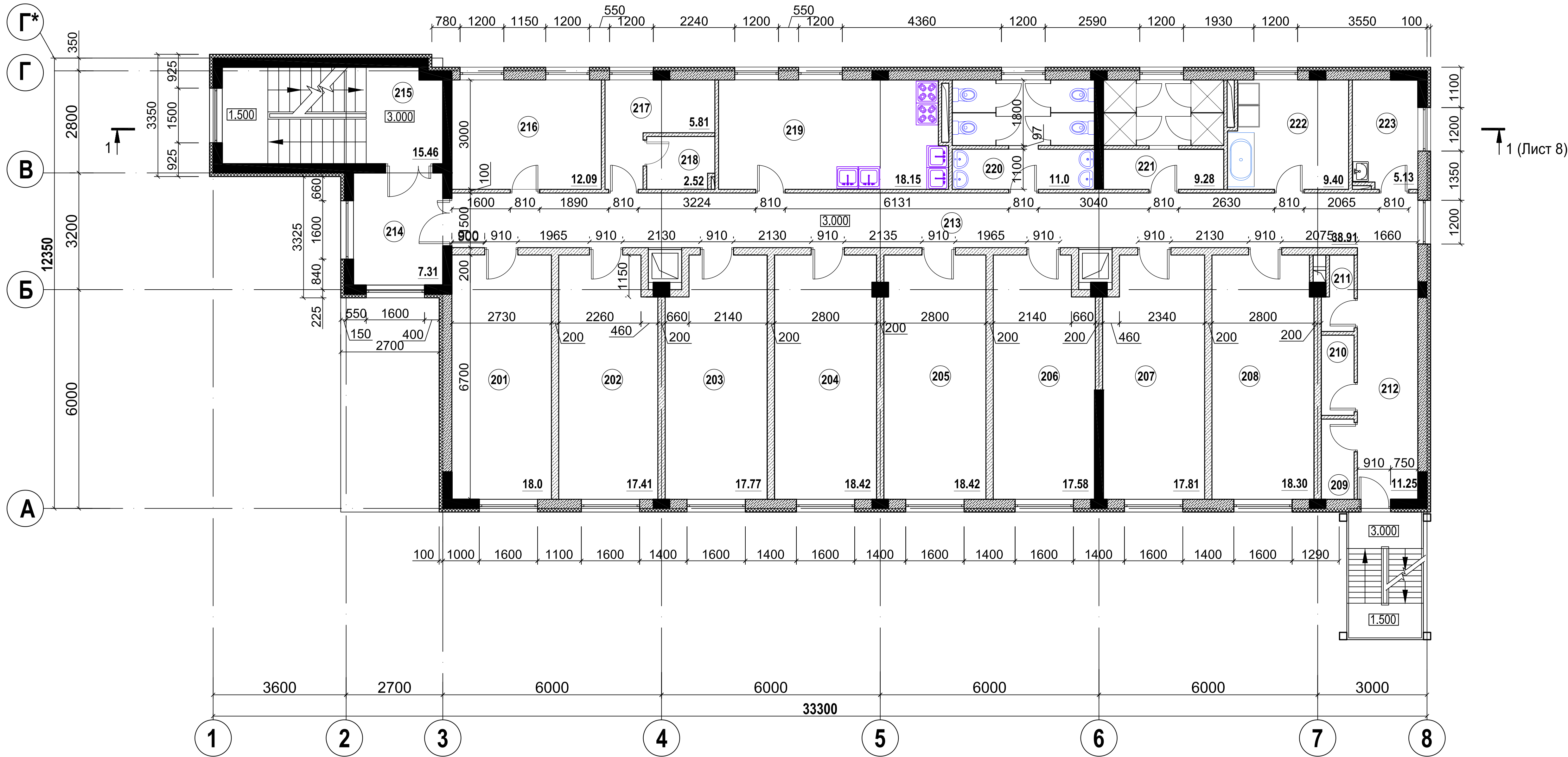
N n/n	Наименование	Площадь м ²	Категория помещения
1	2	3	4
114	Холл	7.31	
115	Лестничная клетка	15.46	
116	Комната администрации, персонала	12.09	
117	Кладовая чистого белья	5.81	В3
118	Кладовая грязного белья	2.52	В3
119	Кухня	18.15	
120	Уборная	11.0	
121	Душевая	9.28	
122	Помещение для стирки, сушки, глажения одежды	5.13	В3
123	Помещение уборочного инвентаря	5.13	В4
ИТОГО:		295.43	

Условные обозначения:

- наружный слой теплоизоляции - жесткие гидрофобизированные плиты из каменной ваты на основе базальтовых пород ТЕХНОФАС СТАНДАРТ фирма ТЕХНОНИКОЛЬ
- стены из газосиликатных блоков
- стены и перегородки из керамзитобетонных блоков
- монолитный железобетон
- номер помещения по экспликации

				20.12-08-2020-КР		
				Общекomitee для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Егaнoвo, ул. Карьерная, д. 6.		
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Общекomitee для проживания граждан на время их работы		
Ген. директор	Чибисова О.В.			Стадия	Лист	Листов
				П	5	27
План 1 этажа				ООО "АрГИС" 2021г.		
				Формат А1		

План 2 этажа



Экспликация помещений 2 этажа

N п/п	Наименование	Площадь м²	Категория помещения
1	2	3	4
201	Жилая комната 3-х местная	18.0	
202	Жилая комната 2-х местная	17.41	
203	Жилая комната 2-х местная	17.77	
204	Жилая комната 3-х местная	18.42	
205	Жилая комната 3-х местная	18.42	
206	Жилая комната 2-х местная	17.58	
207	Жилая комната 2-х местная	17.81	
208	Жилая комната 3-х местная	18.30	
209	Кладовая	1.92	В4
210	Кладовая	1.92	В4
211	Кладовая	1.57	В4
212	Коридор	11.25	
213	Коридор	38.91	

Экспликация помещений 2 этажа

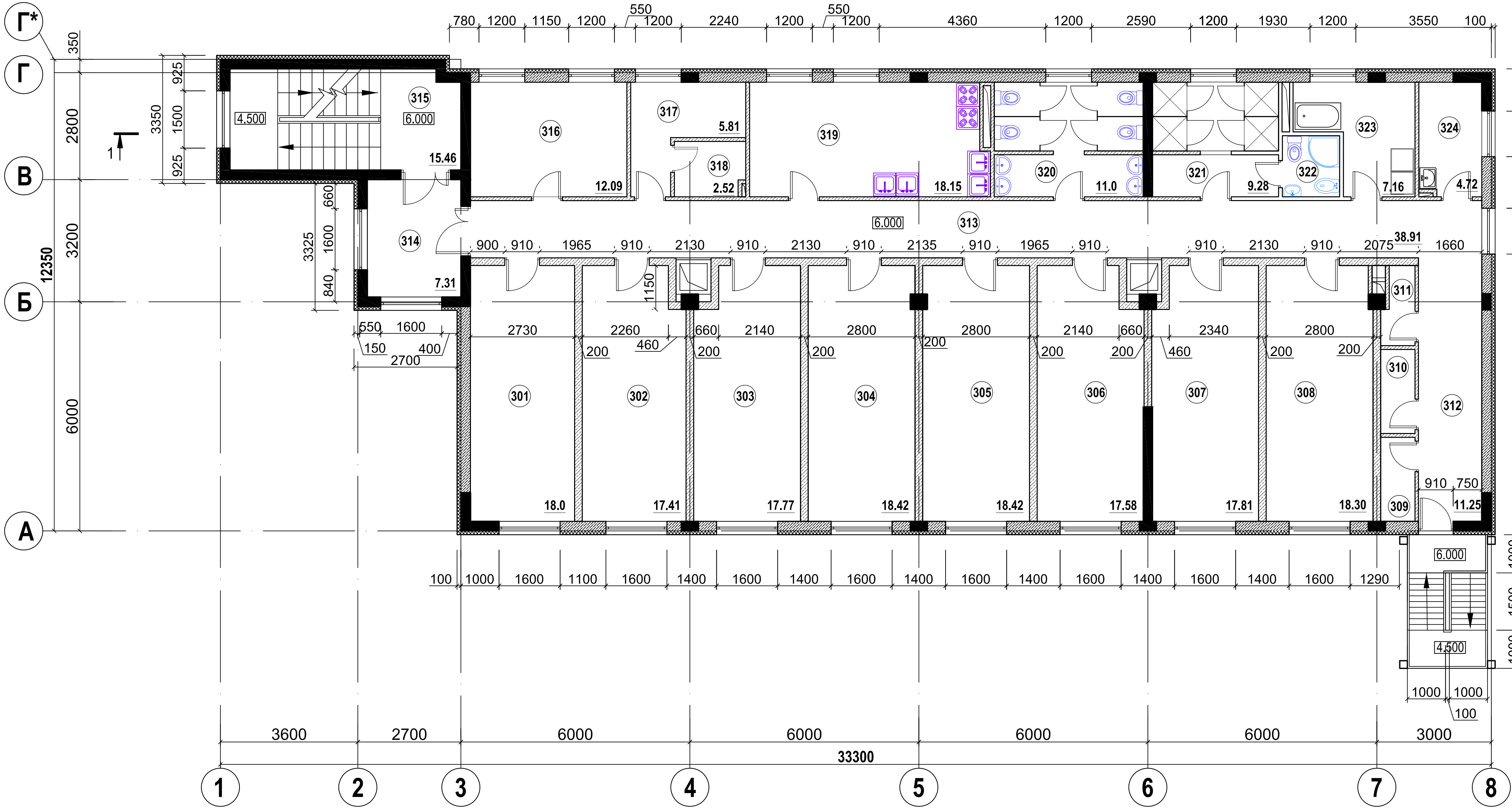
N п/п	Наименование	Площадь м²	Категория помещения
1	2	3	4
214	Холл	7.31	
215	Лестничная клетка	15.46	
216	Комната персонала	12.09	
217	Кладовая чистого белья	5.81	В3
218	Кладовая грязного белья	2.52	В3
219	Кухня	18.15	
220	Уборная	11.0	
221	Душевая	9.28	
222	Помещение для стирки, сушки, глажения одежды	9.40	В3
223	Помещение уборочного инвентаря	5.13	В4
ИТОГО:		295.43	

Условные обозначения:

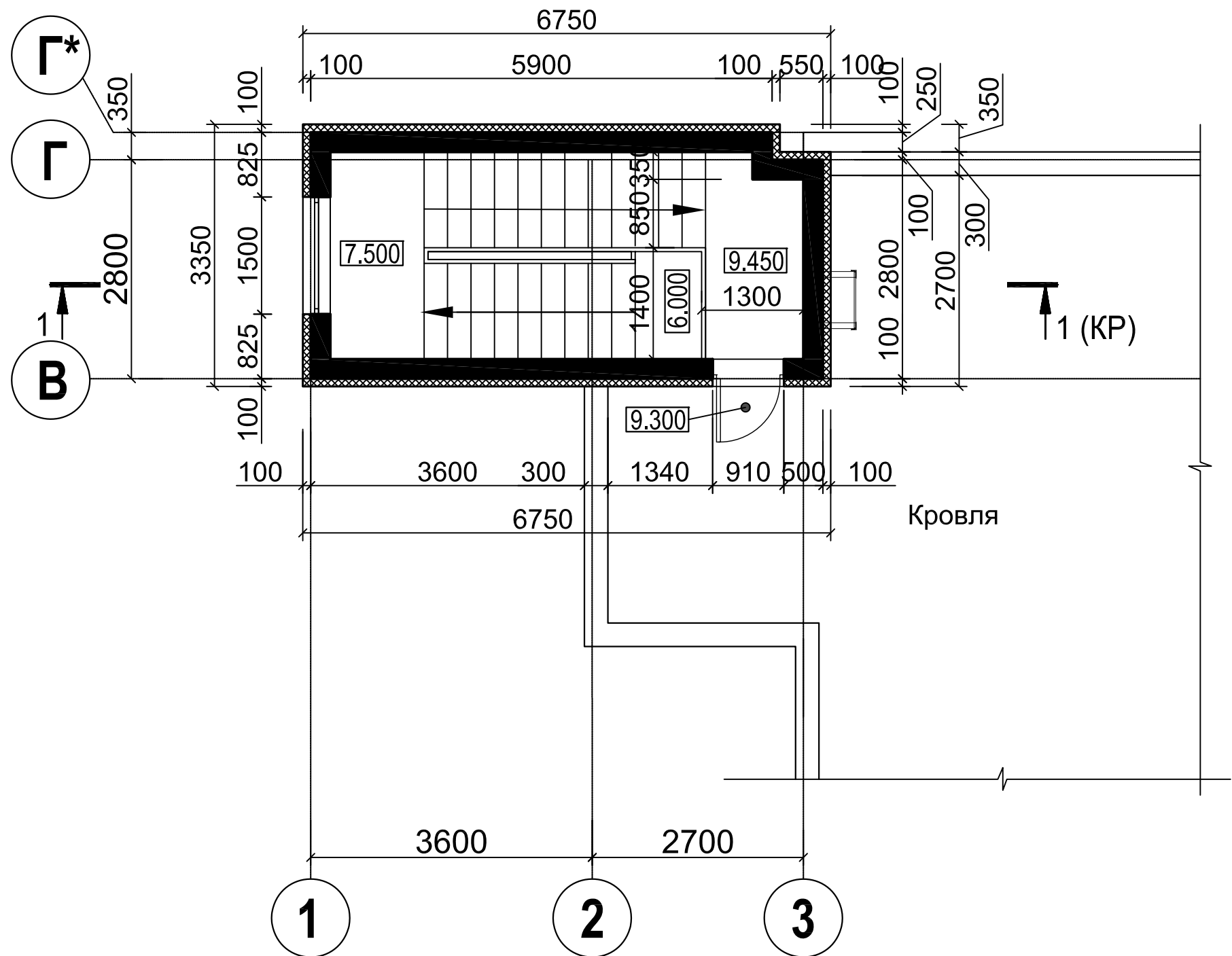
-
- наружный слой теплоизоляции - жесткие гидрофобизированные плиты из каменной ваты на основе базальтовых пород ТЕХНОФАС СТАНДАРТ фирма ТЕХНОНИКОЛЬ

				20.12-08-2020-КР		
				Общекитие для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.		
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Общекитие для проживания граждан на время их работы	Стадия	Лист
Ген. директор	Чибисова О.В.			П	6	27
				План 2 этажа	ООО "АрГИС" 2021г.	

План 3 этажа



Фрагмент плана на отм. 9.450



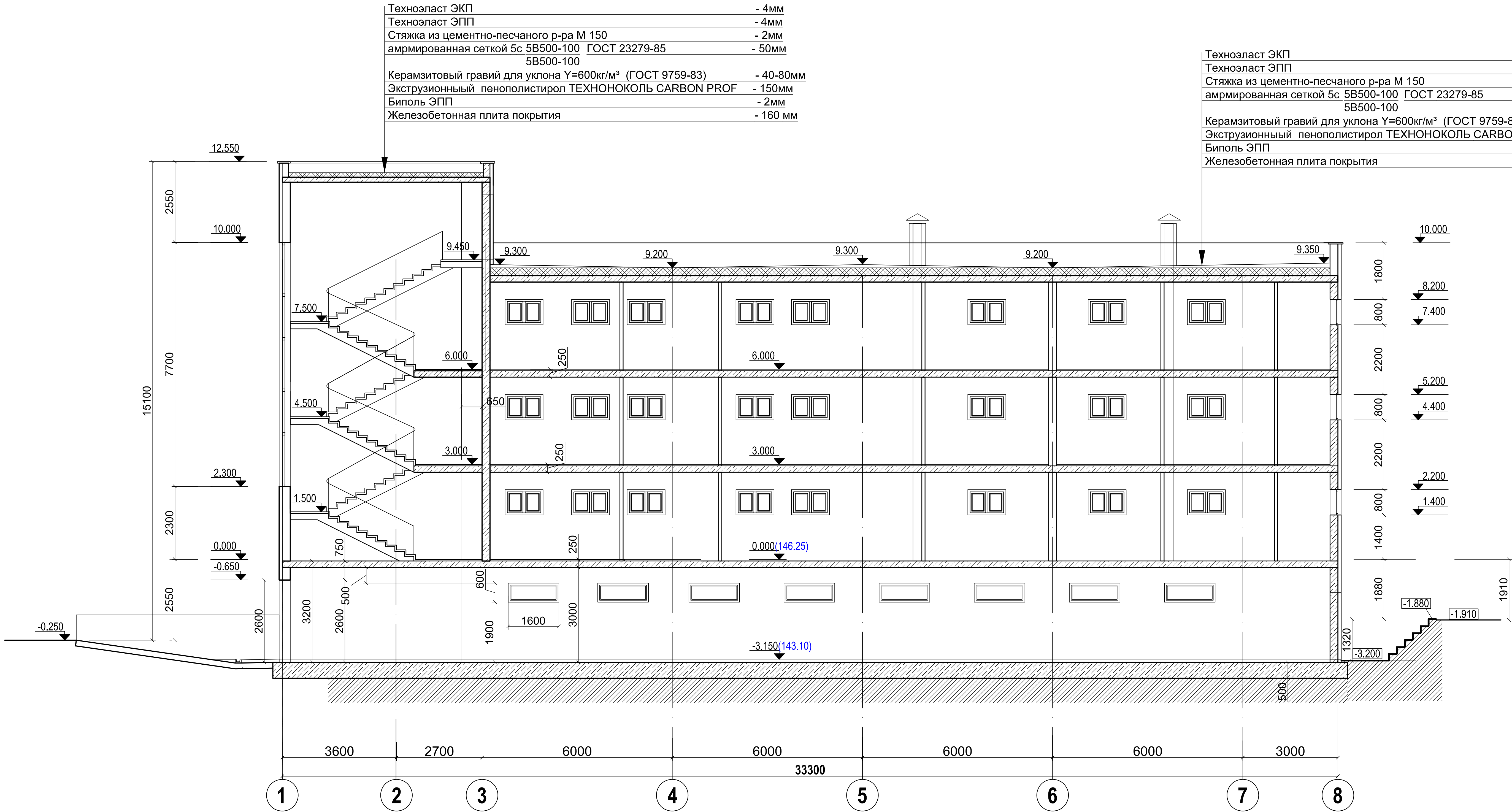
- Условные обозначения:
- наружный слой теплоизоляции - жесткие гидрофобизированные плиты из каменной ваты на основе базальтовых пород ТЕХНОФАС СТАНДАРТ фирма ТЕХНОНИКОЛЬ
 - стены из газосиликатных блоков
 - стены и перегородки из керамзитобетонных блоков
 - монолитный железобетон
 - номер помещения по экспликации

Экспликация помещений 3 этажа

N п/п	Наименование	Площадь м²	Категория помещения
1	2	3	4
301	Жилая комната 3-х местная	18.0	
302	Жилая комната 2-х местная	17.41	
303	Жилая комната 2-х местная	17.77	
304	Жилая комната 3-х местная	18.42	
305	Жилая комната 3-х местная	18.42	
306	Жилая комната 2-х местная	17.58	
307	Жилая комната 2-х местная	17.81	
308	Жилая комната 3-х местная	18.30	
309	Кладовая	1.92	В4
310	Кладовая	1.92	В4
311	Кладовая	1.57	В4
312	Коридор	11.25	
313	Коридор	38.91	
314	Холл	7.31	
315	Лестничная клетка	15.46	
316	Комната персонала	12.09	
317	Кладовая чистого белья	5.81	В3
318	Кладовая грязного белья	2.52	В3
319	Кухня	18.15	
320	Уборная	11.0	
321	Душевая	9.28	
322	Комната личной гигиены женщин	2.31	
323	Помещение для стирки, сушки, глажения одежды	7.16	В3
324	Помещение уборочного инвентаря	4.72	В4
ИТОГО:		295.09	

				20.12-08-2020-КР			
				Общекomitee для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.			
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Общекomitee для проживания граждан на время их работы	Стадия	Лист	Листов
Ген. директор	Чибикова О.В.				П	7	27
				План 3 этажа		ООО "Аргис" 2021г.	

Разрез 1-1

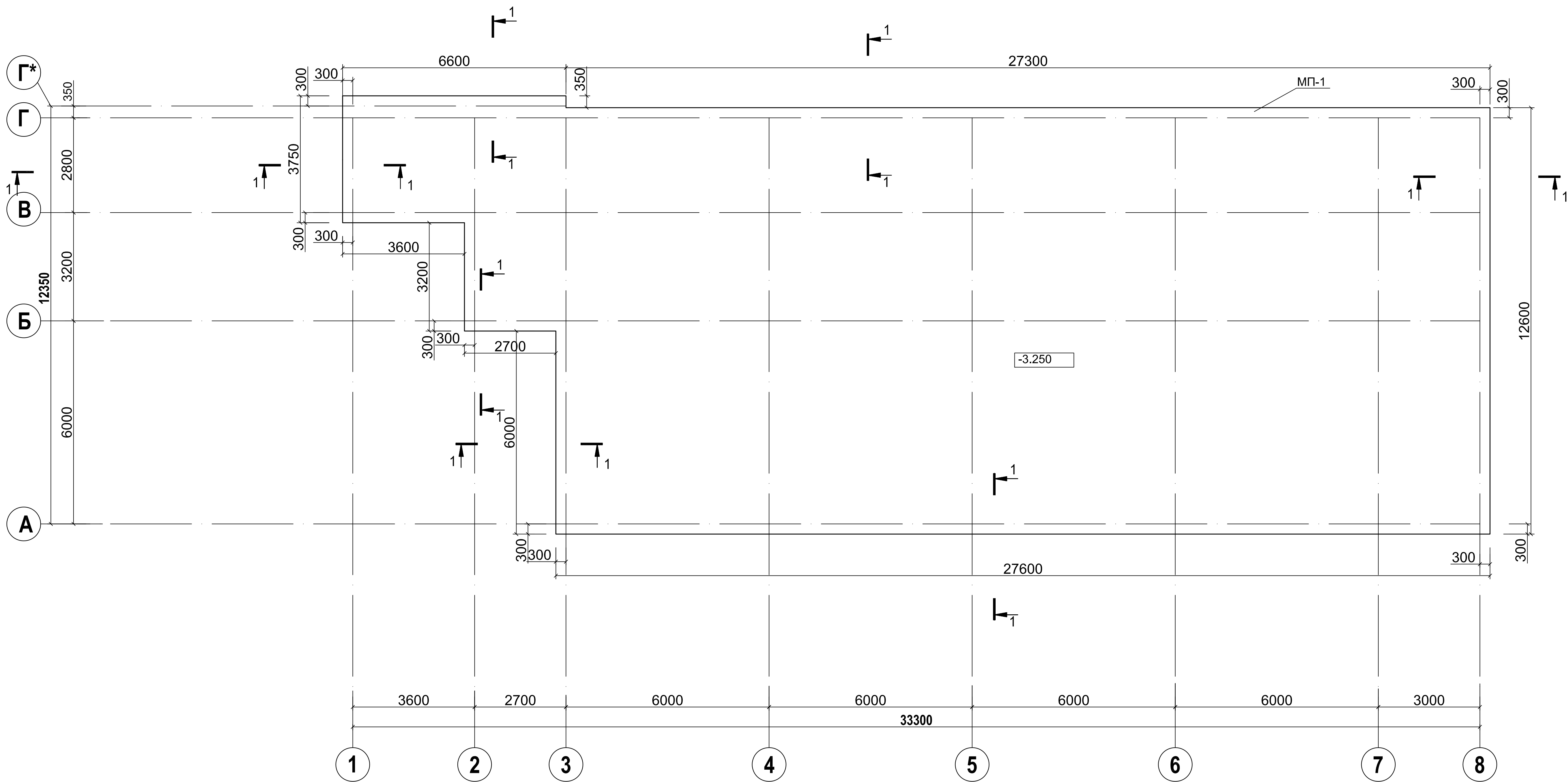


Техноэласт ЭКП	- 4мм
Техноэласт ЭПП	- 4мм
Стяжка из цементно-песчаного р-ра М 150	- 2мм
амрмированная сеткой 5с 5В500-100 ГОСТ 23279-85	- 50мм
5В500-100	
Керамзитовый гравий для уклона Y=600кг/м³ (ГОСТ 9759-83)	- 40-80мм
Экструзионный пенополистирол ТЕХНОКОЛЬ CARBON PROF	- 150мм
Биполь ЭПП	- 2мм
Железобетонная плита покрытия	- 160 мм

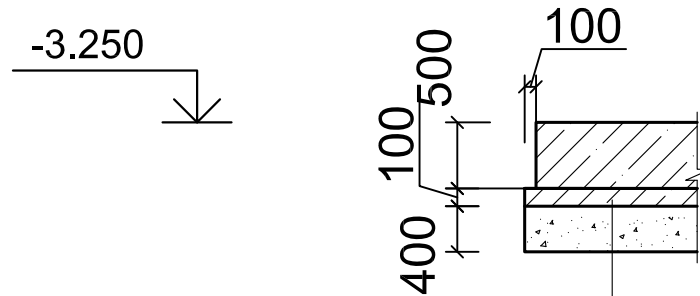
Техноэласт ЭКП	- 4мм
Техноэласт ЭПП	- 4мм
Стяжка из цементно-песчаного р-ра М 150	- 2мм
амрмированная сеткой 5с 5В500-100 ГОСТ 23279-85	- 50мм
5В500-100	
Керамзитовый гравий для уклона Y=600кг/м³ (ГОСТ 9759-83)	- 50-150мм
Экструзионный пенополистирол ТЕХНОКОЛЬ CARBON PROF	- 150мм
Биполь ЭПП	- 2мм
Железобетонная плита покрытия	- 200 мм

				20.12-08-2020-КР			
				Общекитие для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.			
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Общекитие для проживания граждан на время их работы	Стадия	Лист	Листов
					П	8	27
Ген. директор	Чибикова О.В.			Разрез 1-1		ООО "Аргис"	
						2021г.	

Схема монолитной железобетонной фундаментной плиты



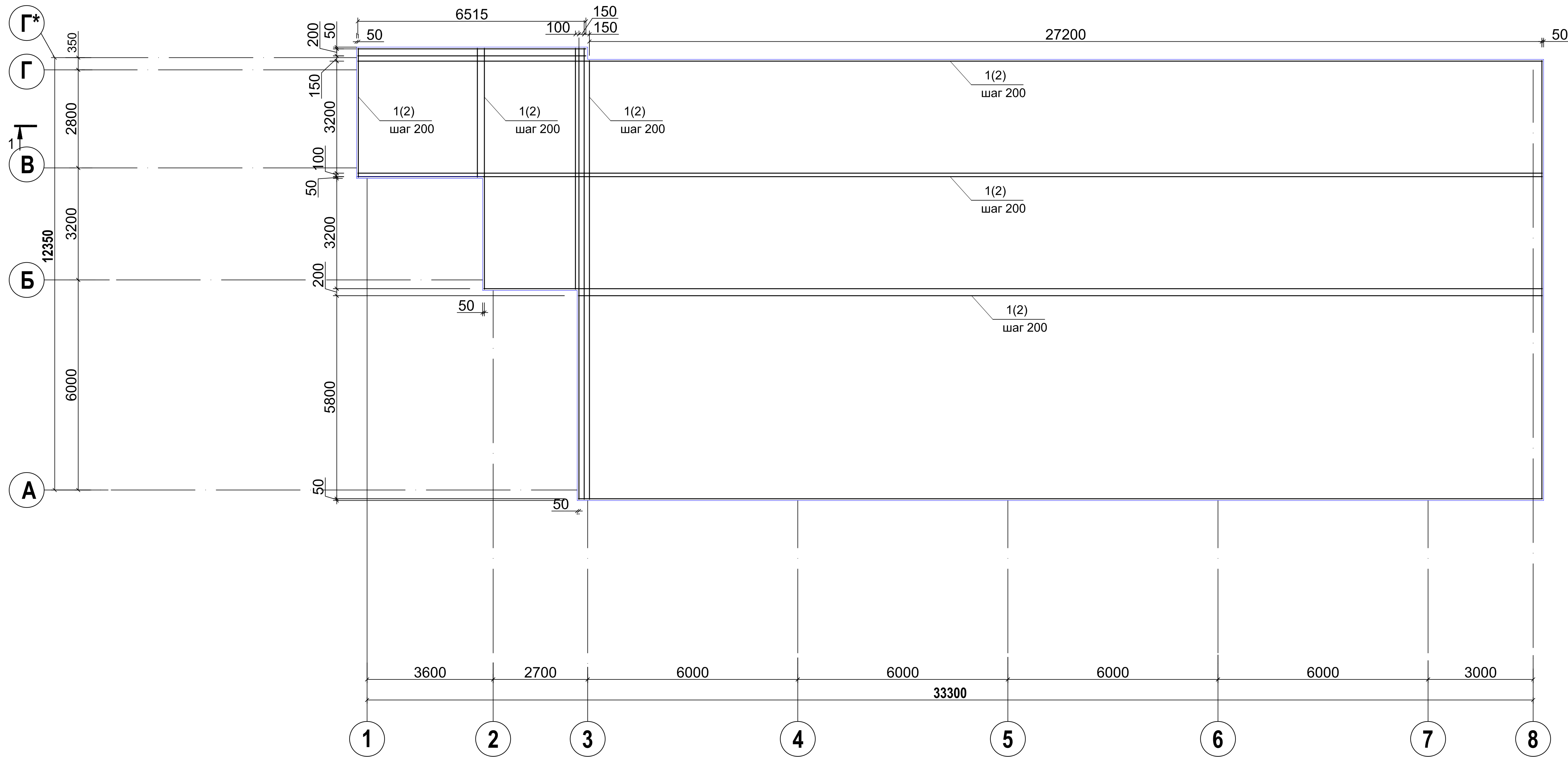
МП-1 (1-1)



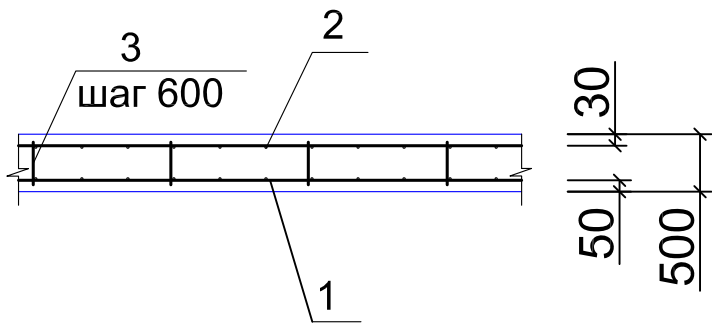
1. Фундаментная плита - 500 мм
2. Полиэтиленовая пленка 200 мкм
3. Геотекстиль ИКОПАЛ 300
4. Бетонная подготовка В7,5-100
5. Гравийно-песчаная подготовка - 400

							20.12-08-2020-КР
							Общекomitee для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.
Должность	Фамилия	Подпись	Дата				Общекomitee для проживания граждан на время их работы
Ген. директор	Чибикова О.В.						Схема монолитной железобетонной фундаментной плиты
							Формат А1

Армирование фундаментной плиты



Расположение сетки в плите

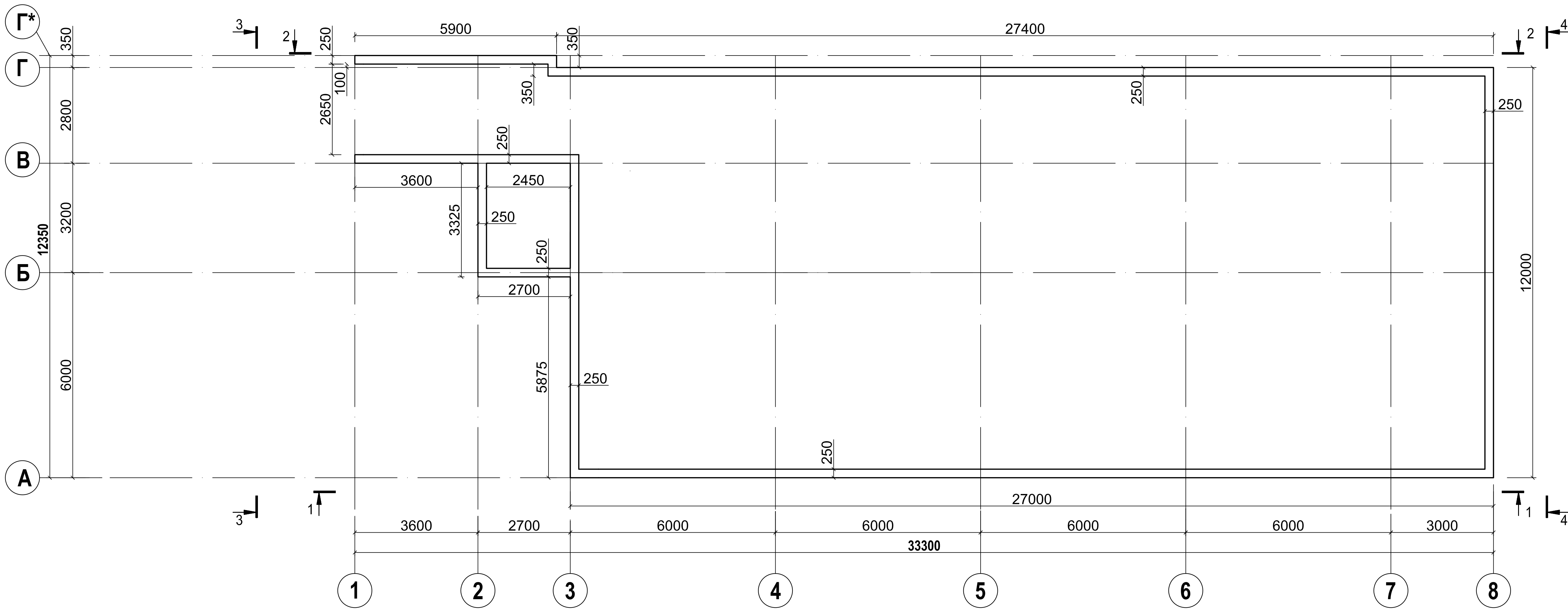


Условные обозначения:

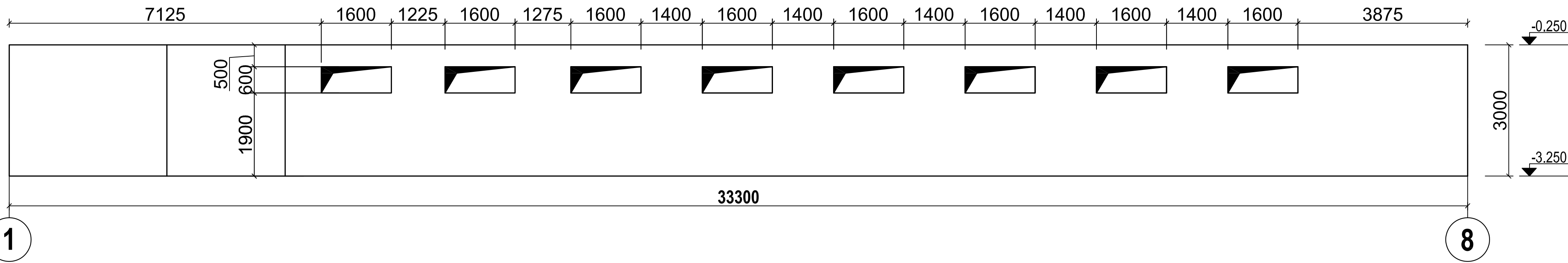
- 1 – нижняя арматура в фундаментной плите – $\phi 12$ A400;
2 – верхняя арматура в фундаментной плите – $\phi 14$ A400;
3 – поперечная арматура в фундаментной плите – $\phi 10$ A240.

						20.12-08-2020-КР			
						Объект: для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Егaнoвo, ул. Карьерная, д. 6.			
Должность	Фамилия	Подпись	Дата				Стадия	Лист	Листов
Ген. директор	Чибикова О.В.					Объект: для проживания граждан на время их работы	П	10	27
						Армирование фундаментной плиты		ООО "Аргис" 2021г.	

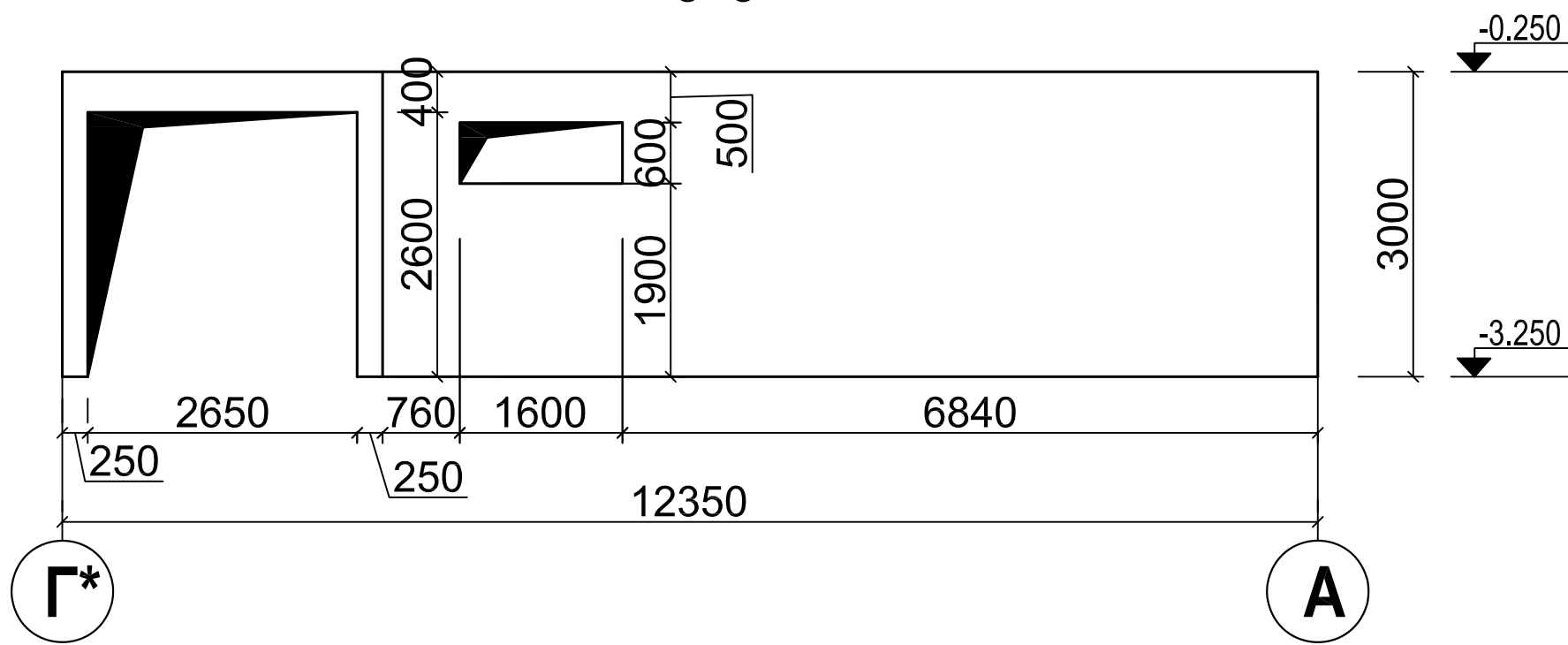
Схема монолитных железобетонных стен цокольного этажа



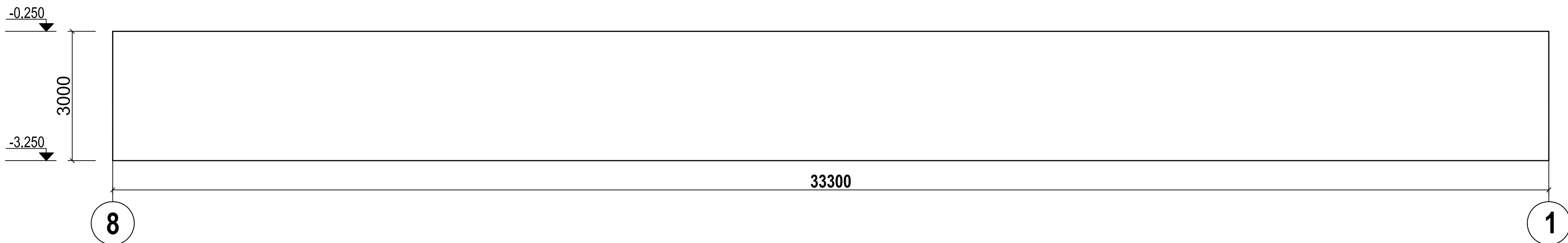
1-1



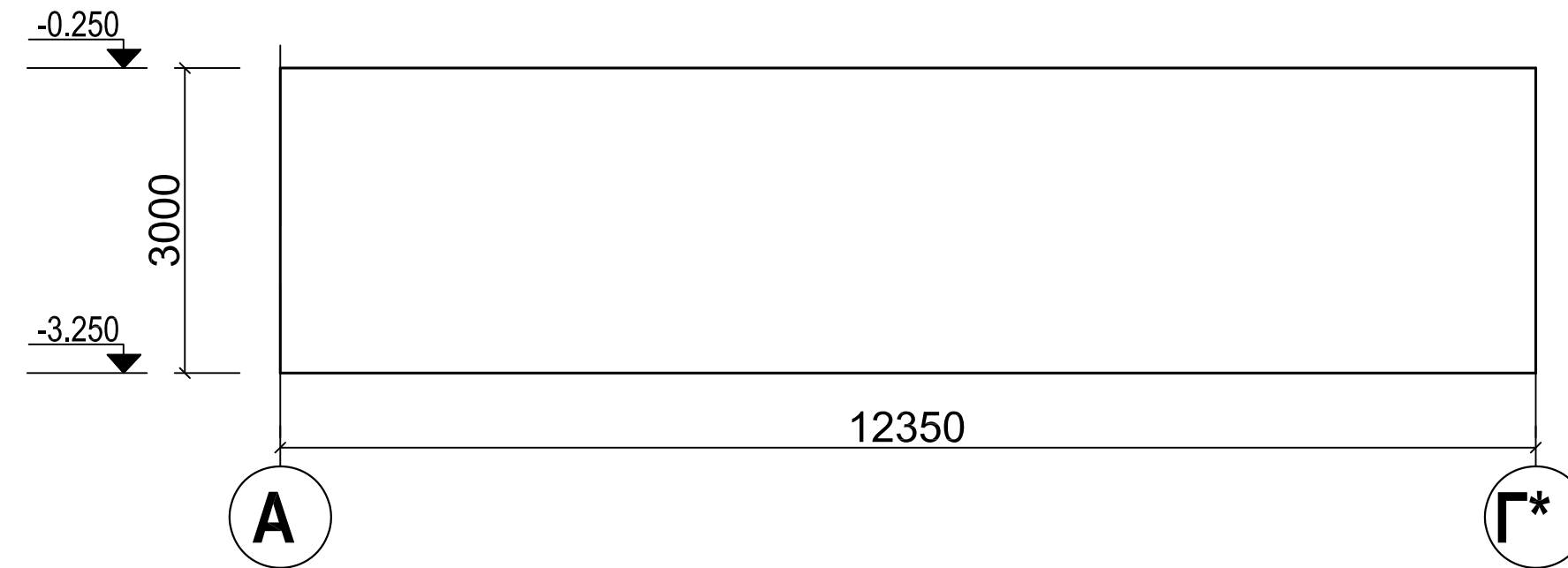
3-3



2-2

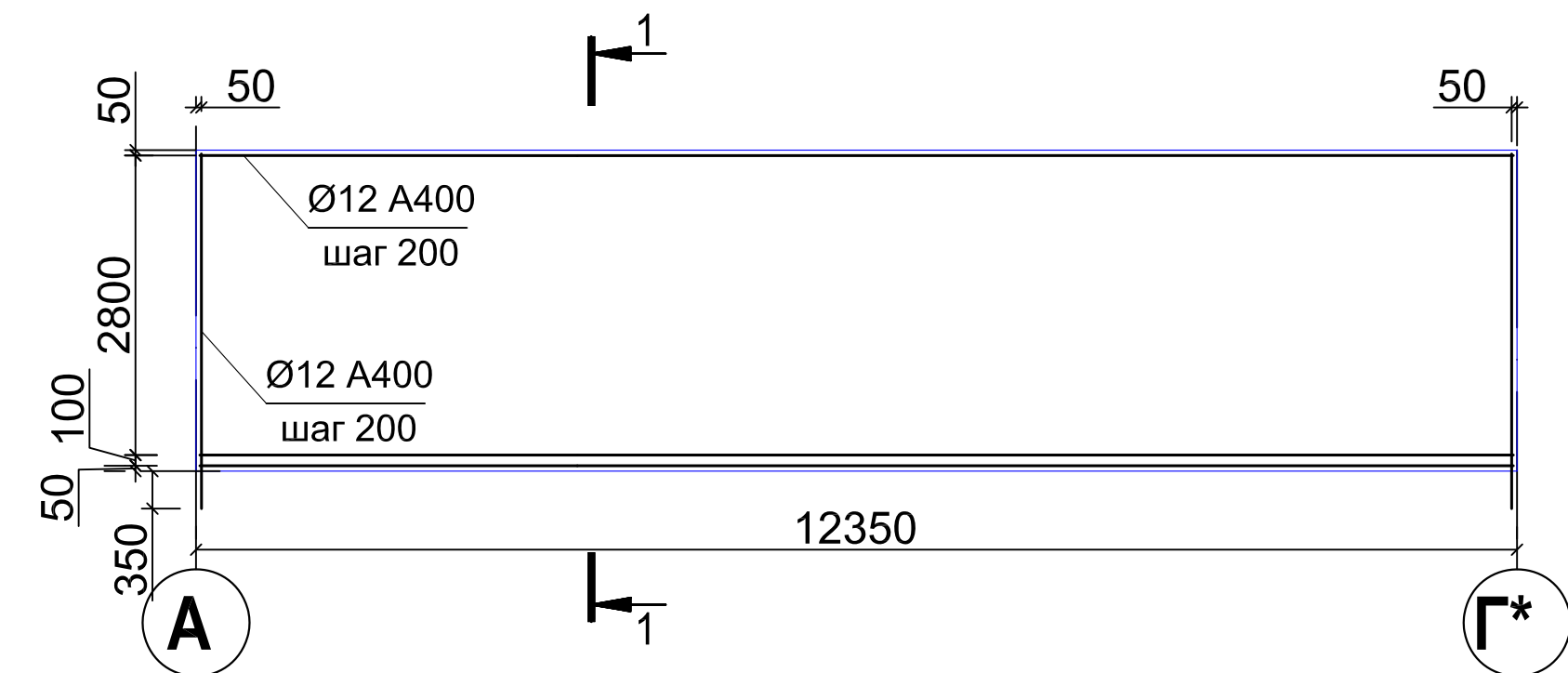
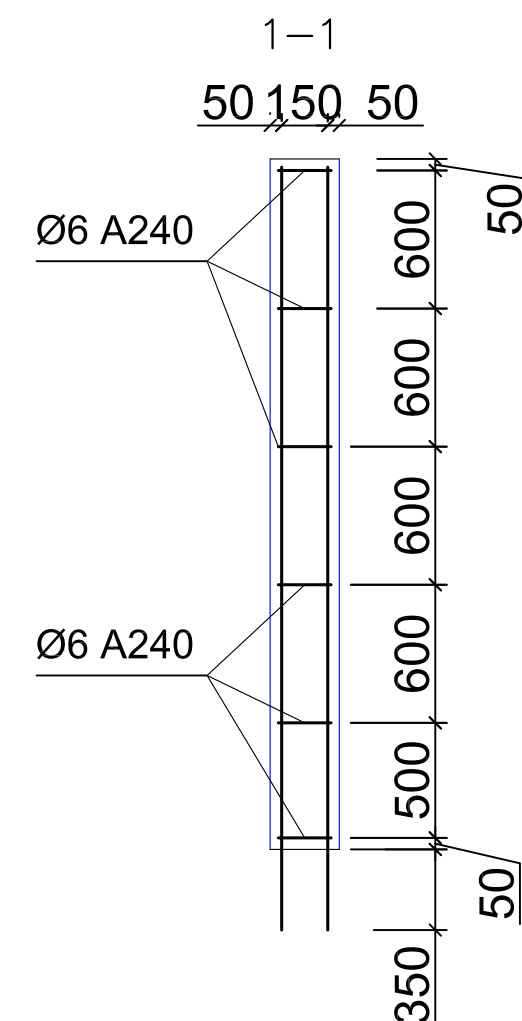
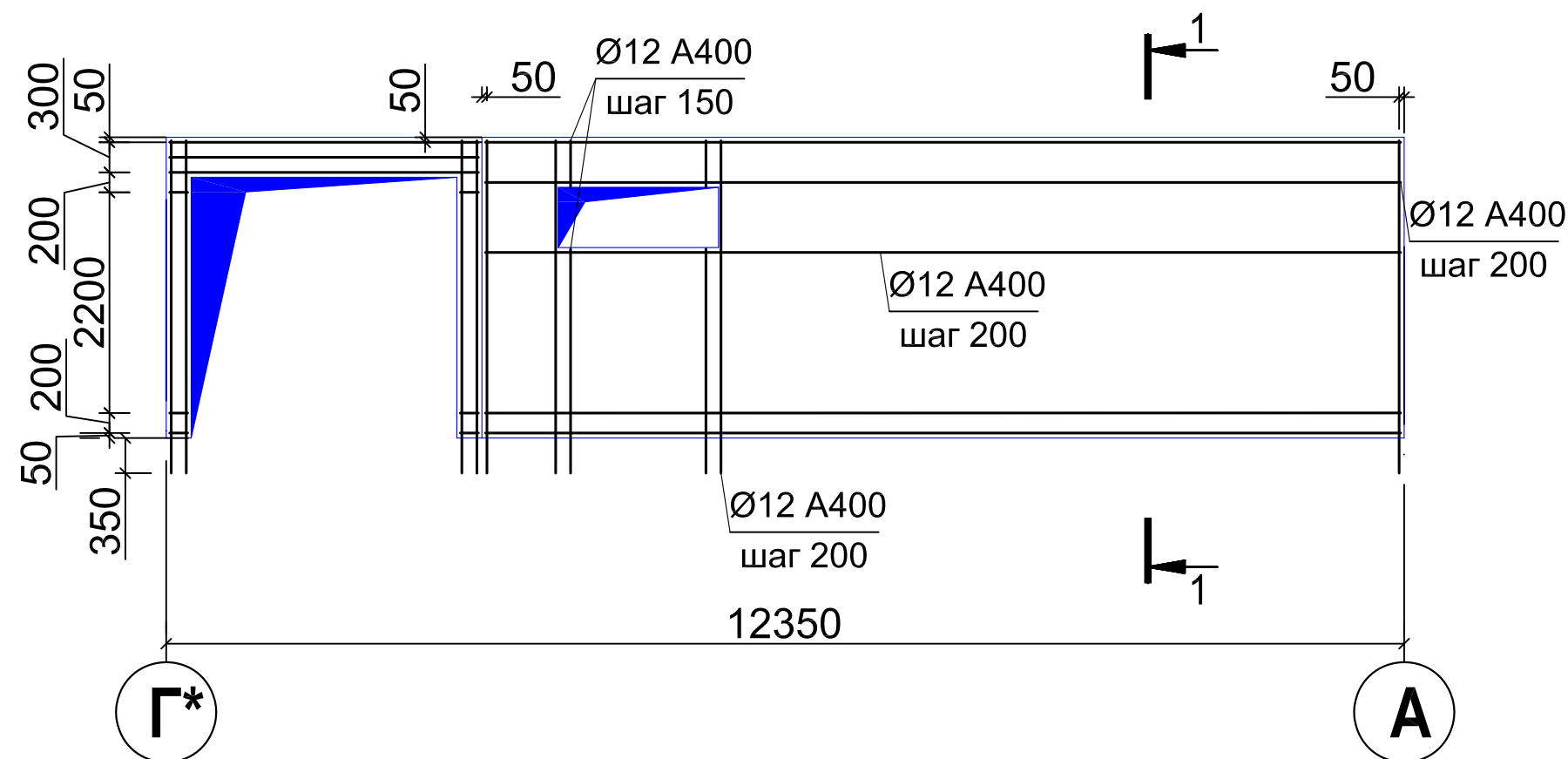


4-4



				20.12-08-2020-КР			
				Объект/итие для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.			
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Объект/итие для проживания граждан на время их работы			
Ген. директор	Чибикова О.В.			Стадия	Лист	Листов	
				П	11	27	
Схема монолитных железобетонных стен цокольного этажа				 ООО "Аргис" 2021г.			

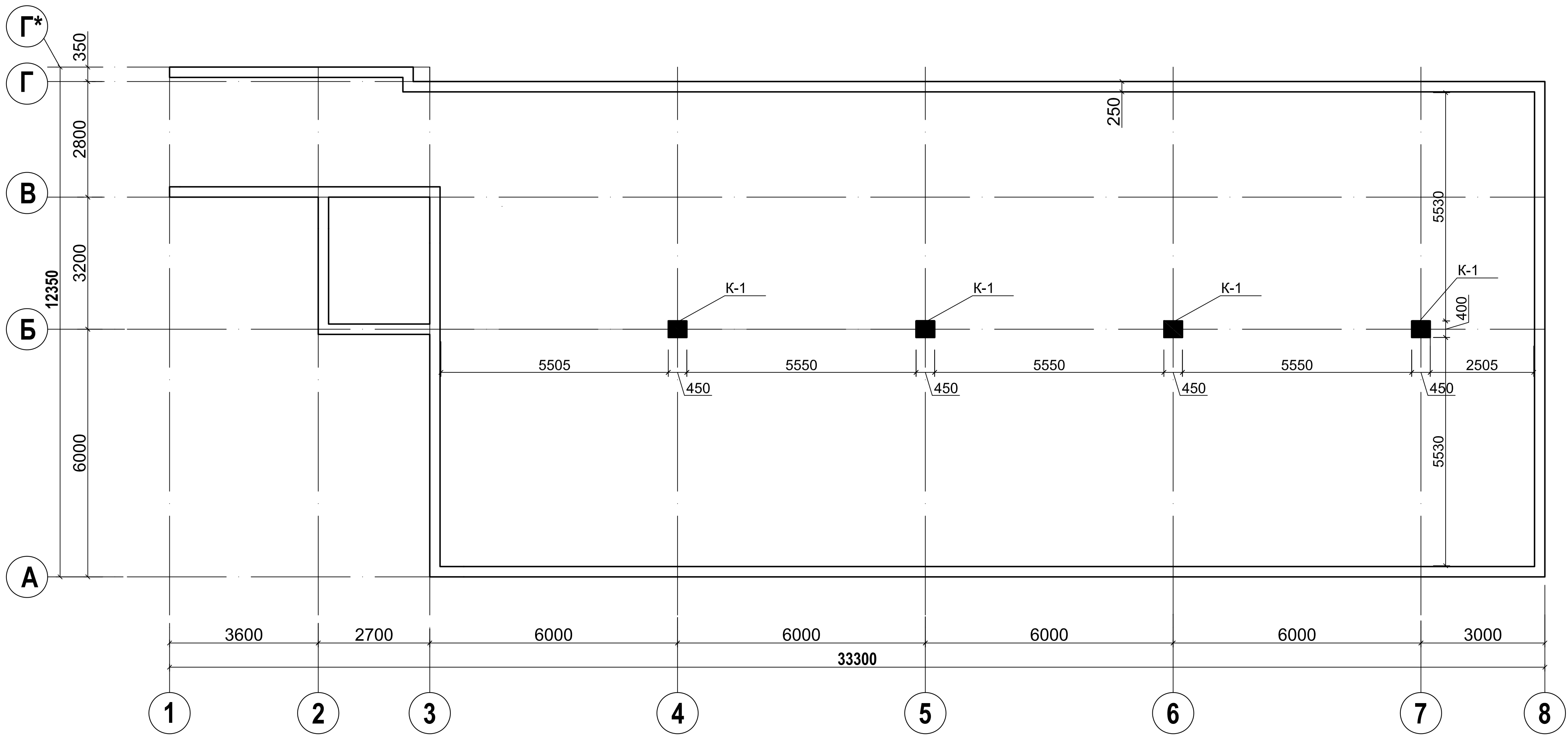
Согласовано:



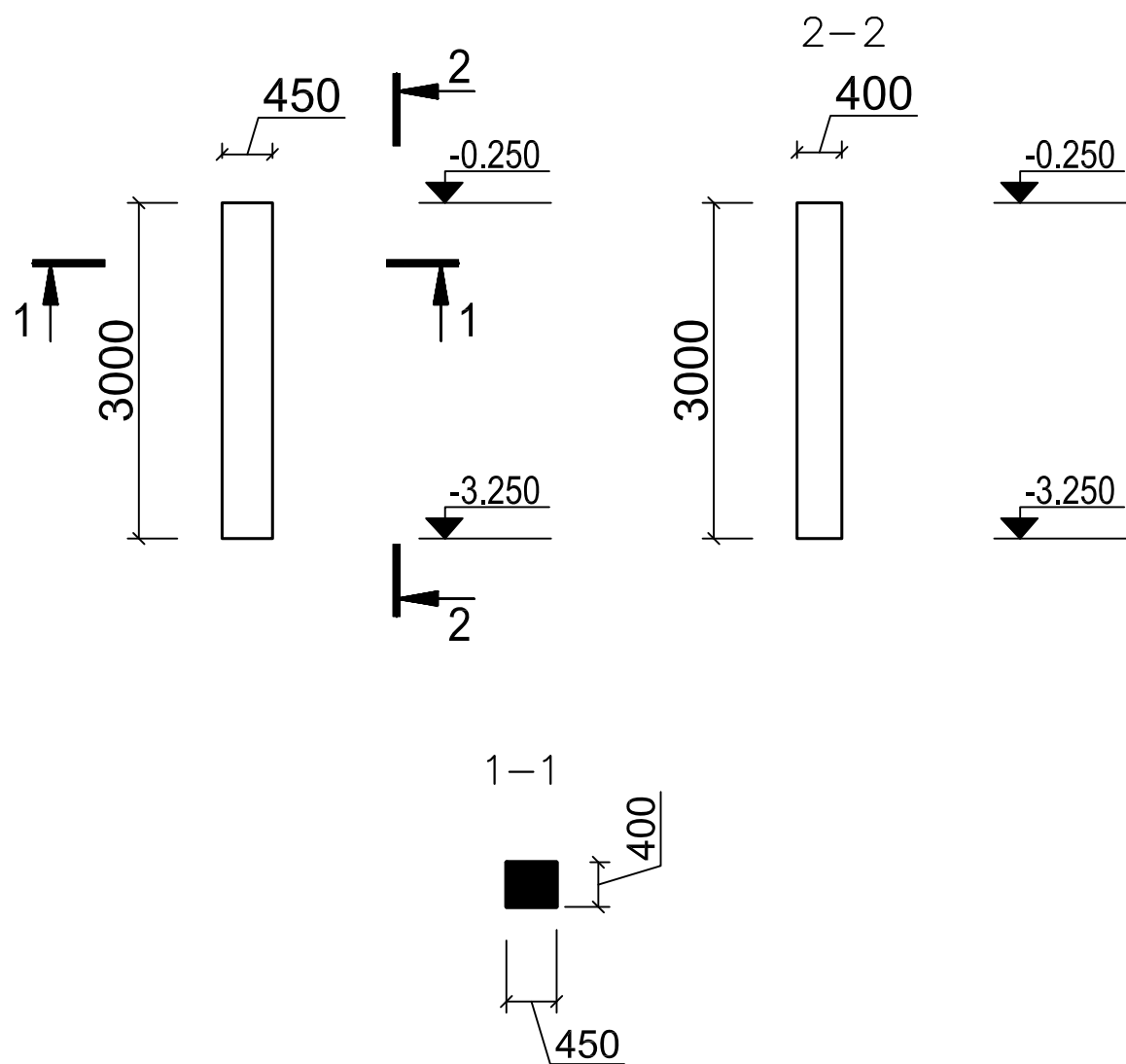
					20.12-08-2020-КР
					Общекomite для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Егнатово, ул. Карьерная, д. 6.
Должность	Фамилия	Подпись	Дата		
				Общекomite для проживания граждан на время их работы	Стация Лист Листов П 12 27
Ген. директор	Чибисова О.В.			Армирование железобетонных стен цокольного этажа здания	 ООО "АргГИС" 2021г.

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N
--------------	----------------	--------------

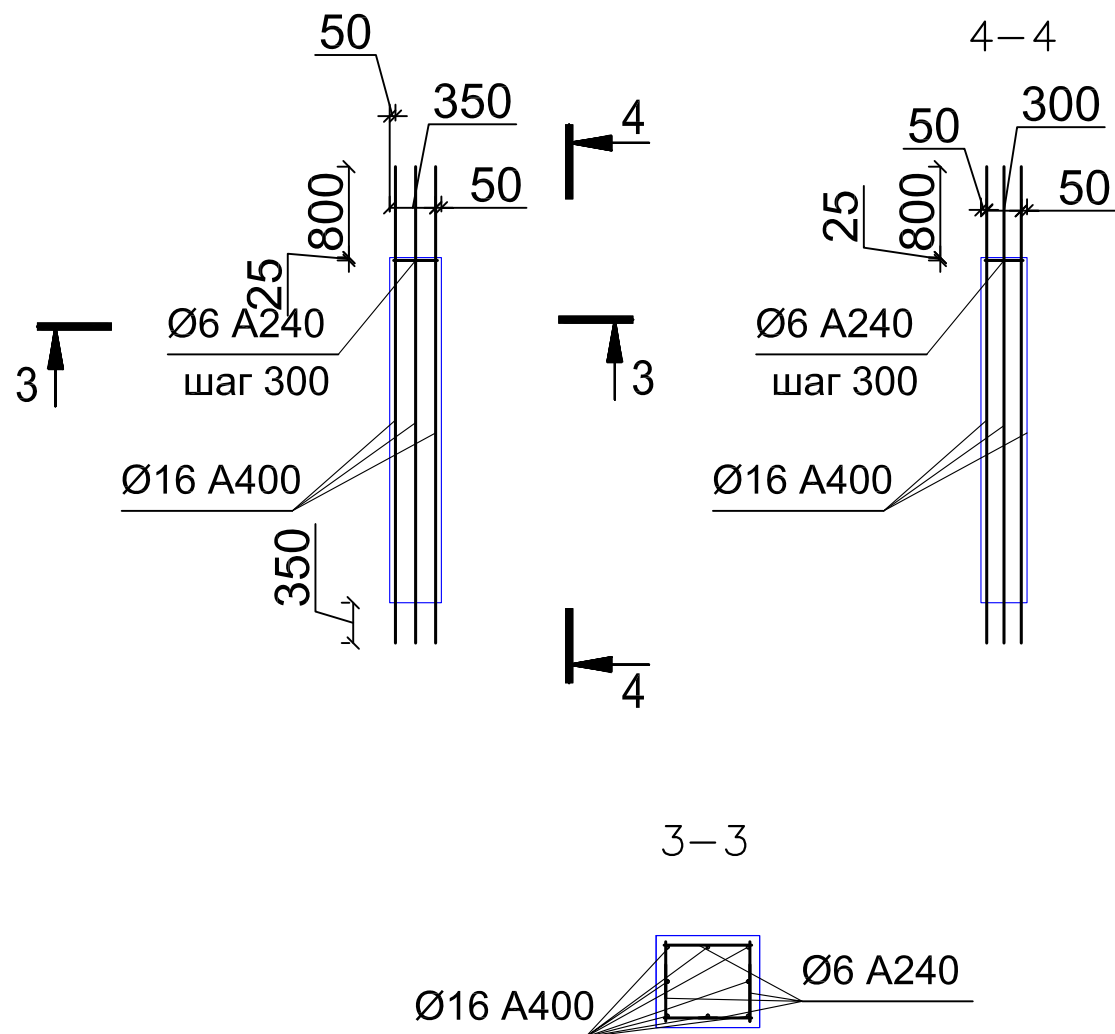
Схема расположения монолитных железобетонных колонн цокольного этажа здания



Опалубка колонны К-1



Армирование колонны К-1



						20.12-08-2020-КР					
						Общешитие для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.					
Должность	Фамилия	Подпись	Дата			Общешитие для проживания граждан на время их работы			Стадия	Лист	Листов
Ген. директор	Чибисова О.В.					Опалубка и армирование железобетонных колонн цокольного этажа			П	13	27
										ООО "АрГИС" 2021г.	

	Инф. N подл.	Подпись и дата	Взам. инф. N	Согласовано:			

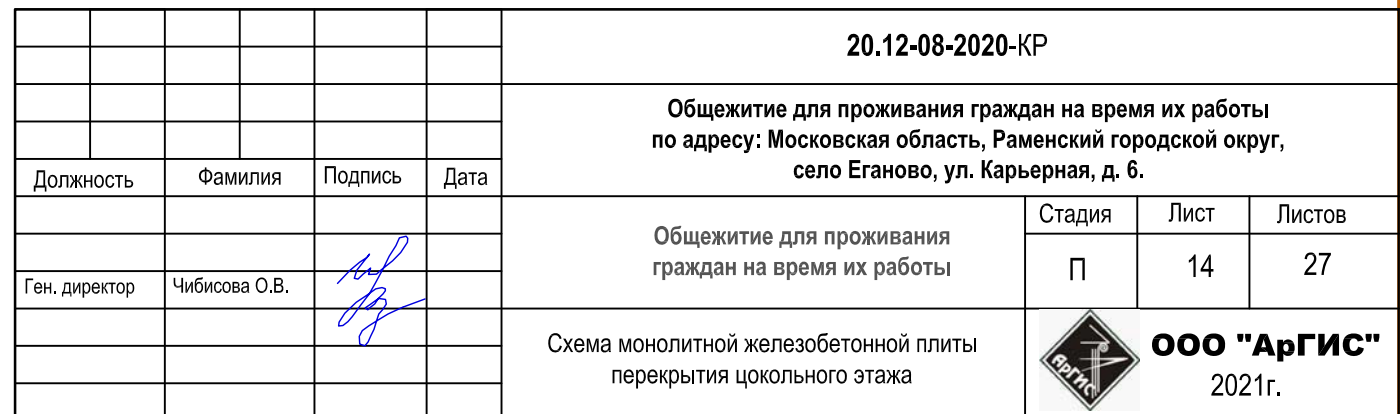
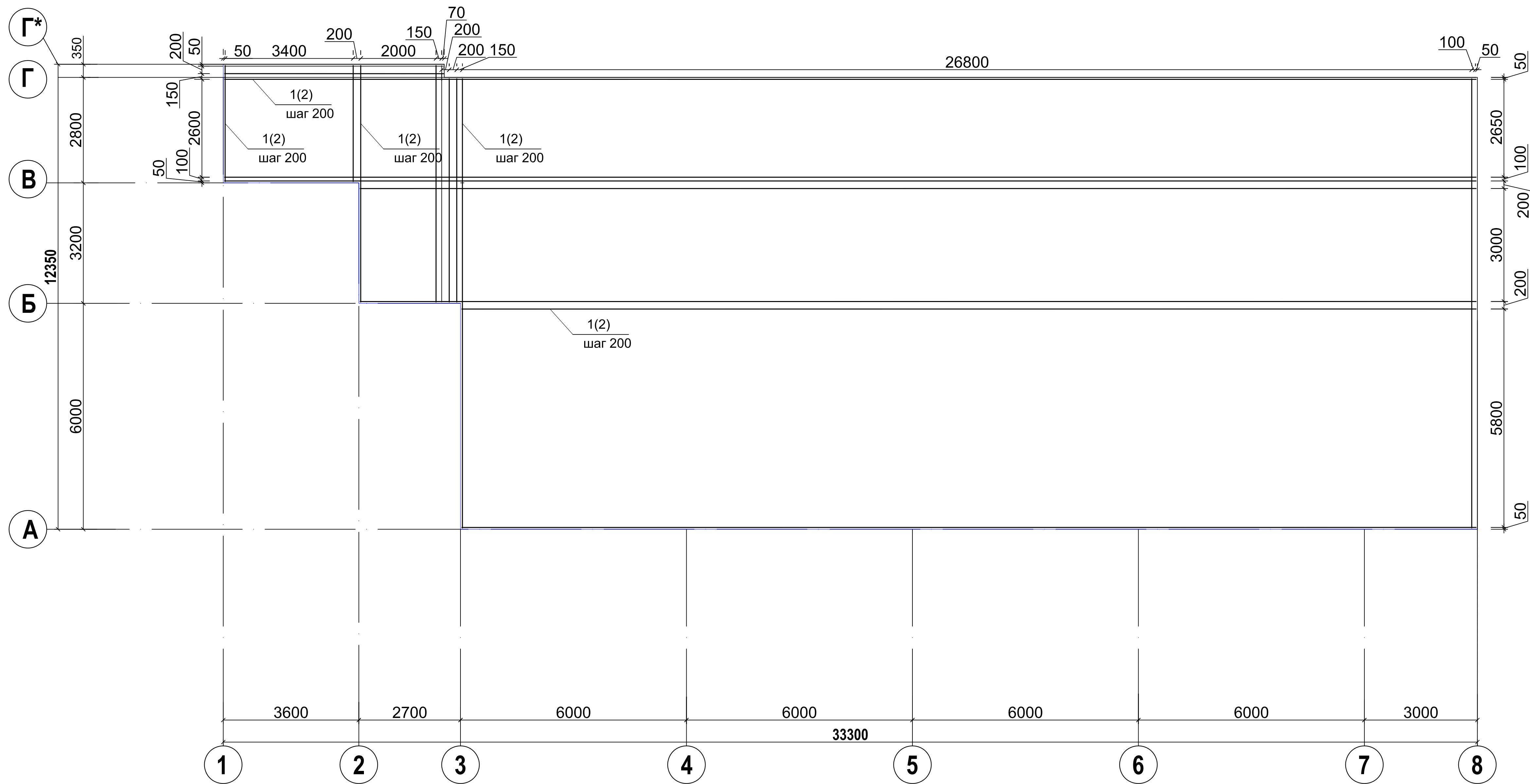
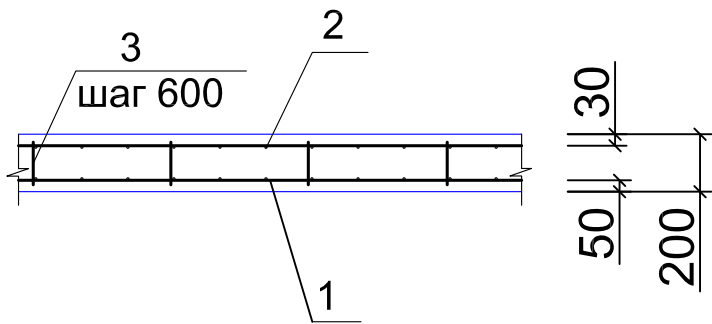


Схема армирования железобетонной плиты перекрытия цокольного этажа



Расположение сетки в плите

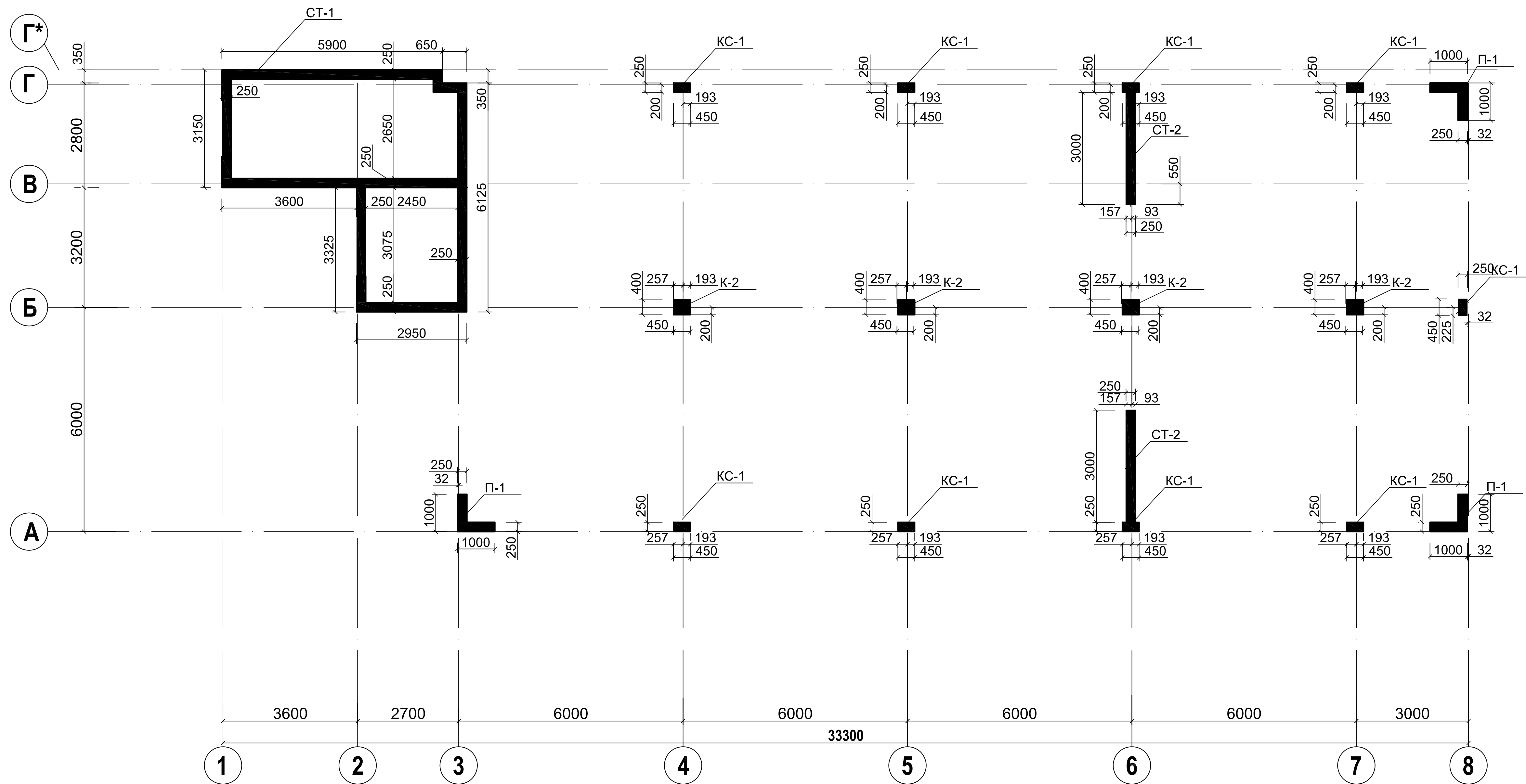


Условные обозначения:

- 1 – нижняя арматура в плите перекрытия – $\varnothing 12$ А400;
- 2 – верхняя арматура в плите перекрытия – $\varnothing 14$ А400;
- 3 – поперечная арматура в плите перекрытия – $\varnothing 8$ А240.

							20.12-08-2020-КР
							Общекomitee для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Егaнoвo, ул. Карьерная, д. 6.
Должность	Фамилия	Подпись	Дата				Общекomitee для проживания граждан на время их работы
Ген. директор	Чибикова О.В.						П
							Лист 15
							Листов 27
							Схема армирования железобетонной плиты перекрытия цокольного этажа

Схема расположения монолитных железобетонных
стен, колонн и пилонов 1...3 этажа

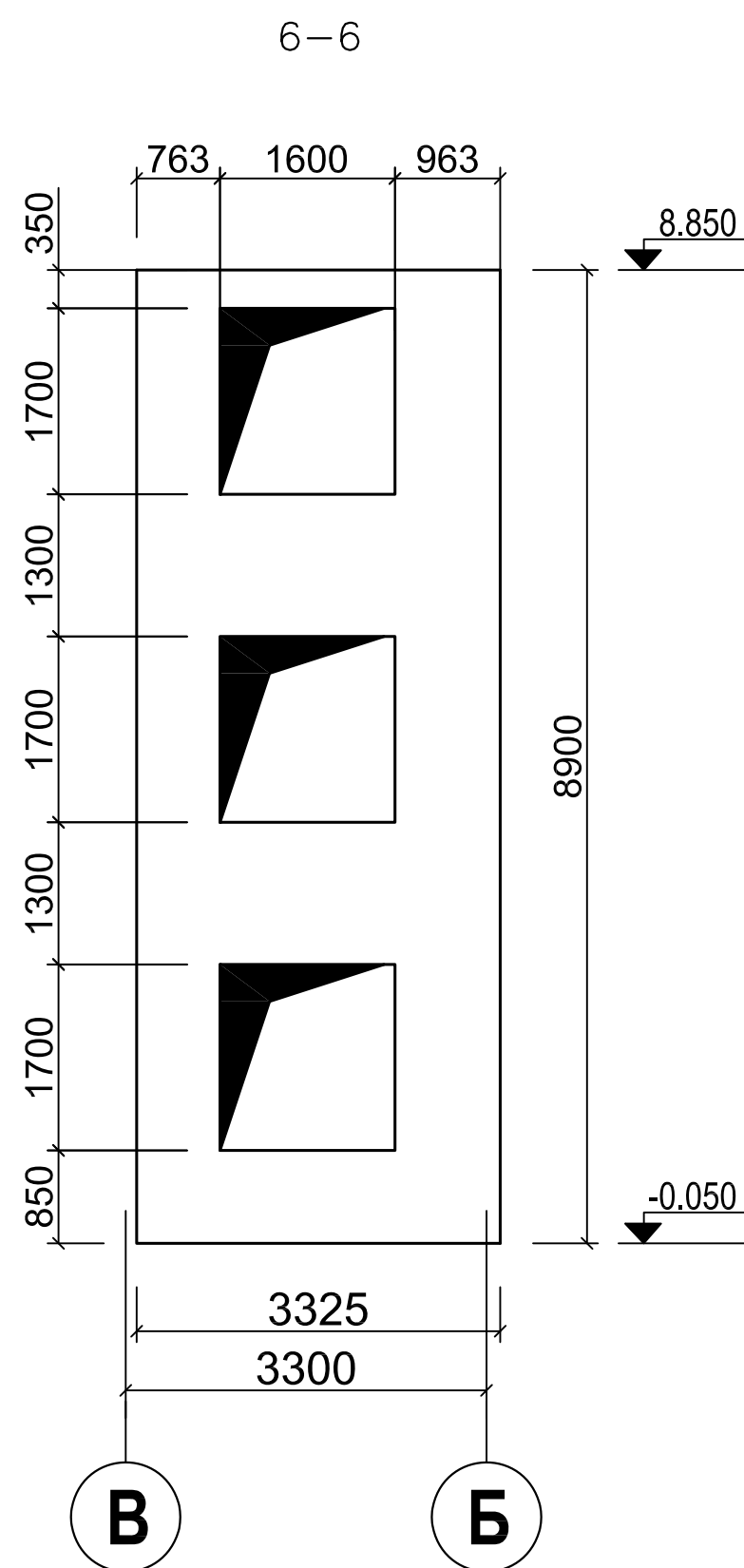
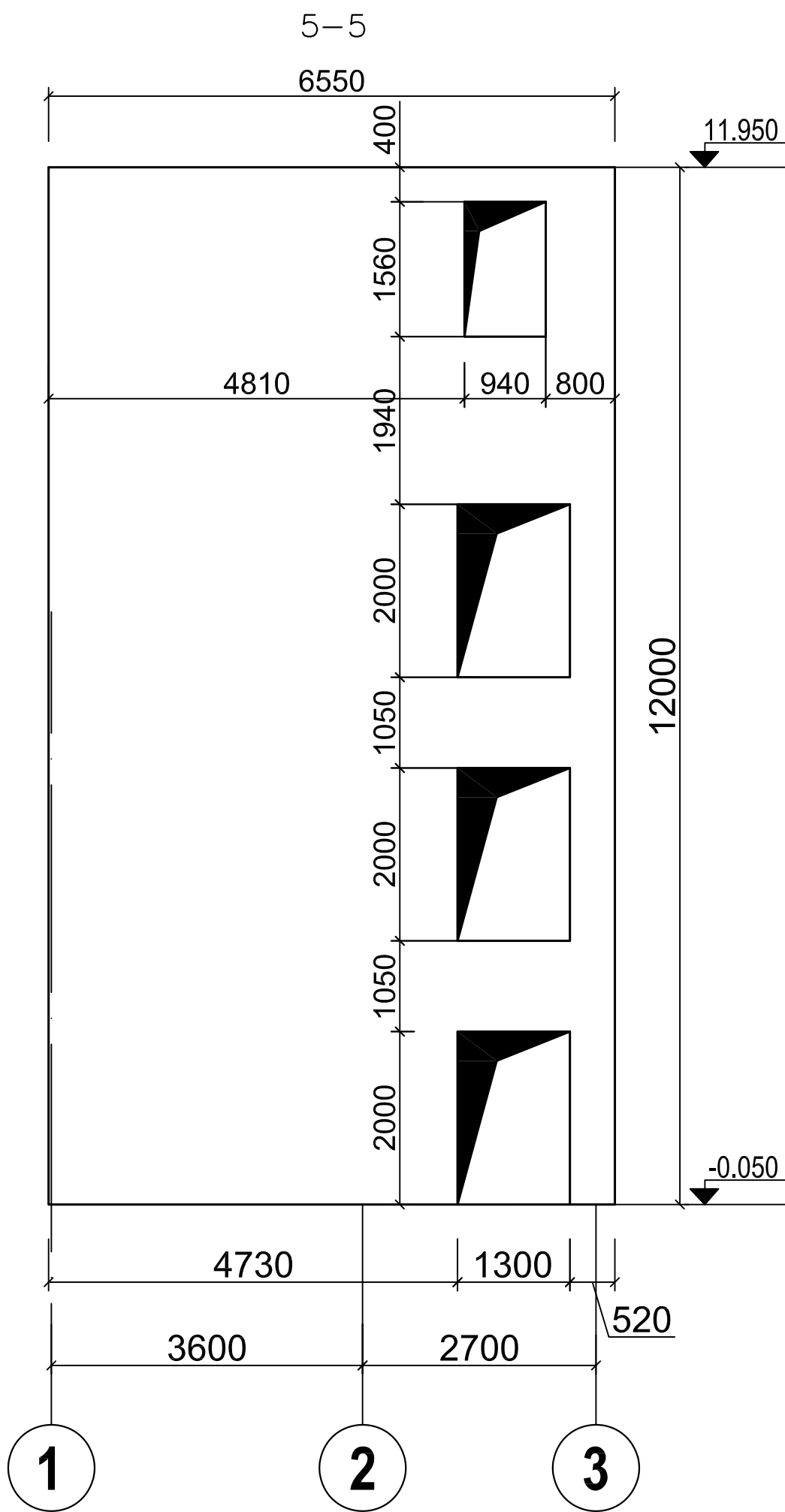
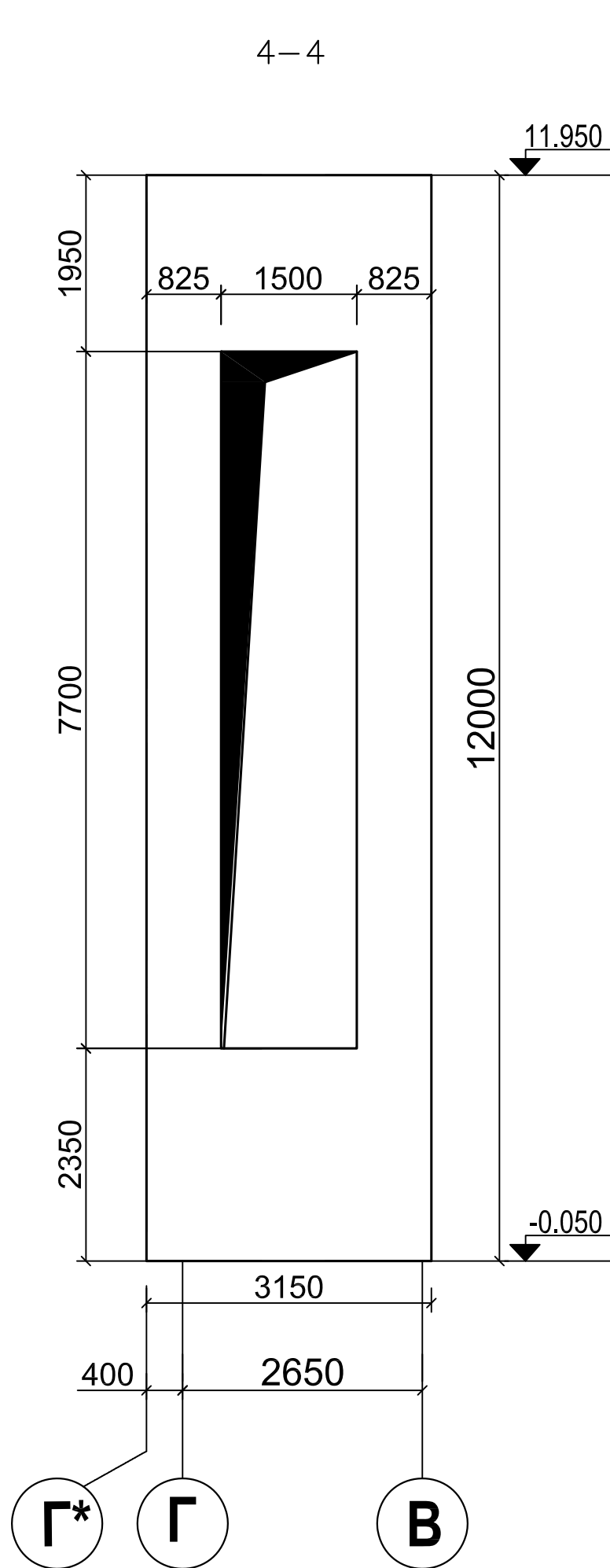
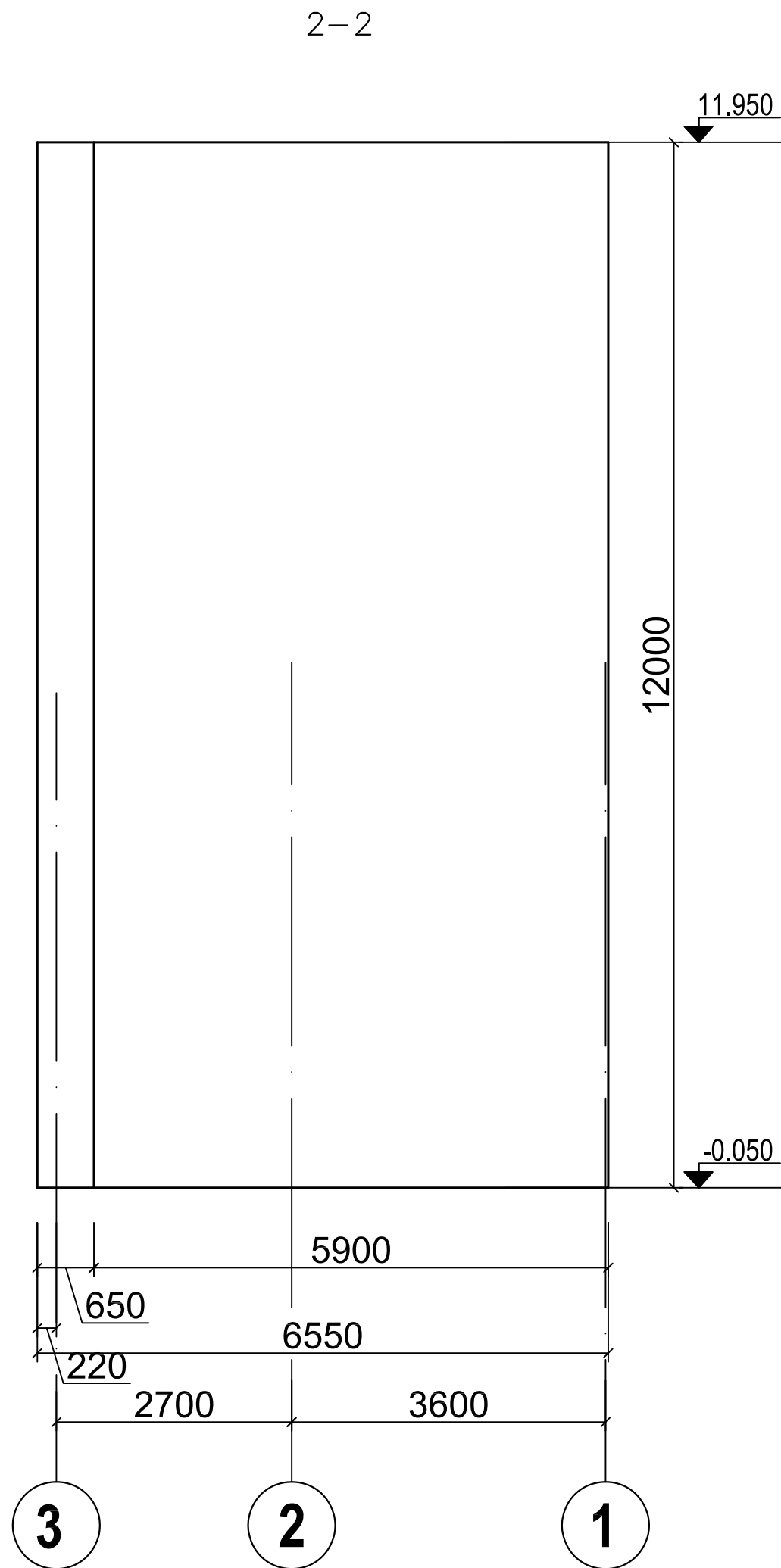
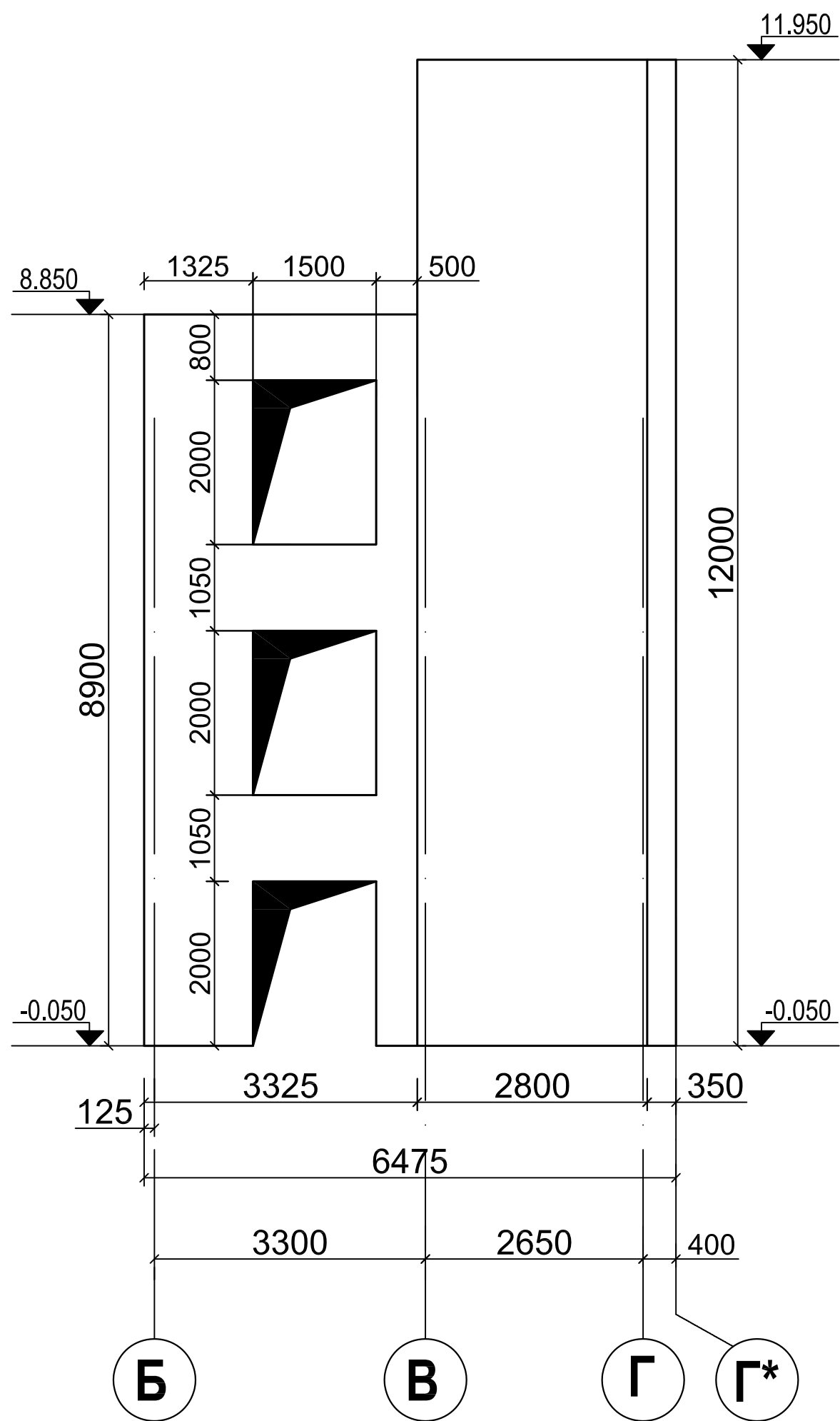
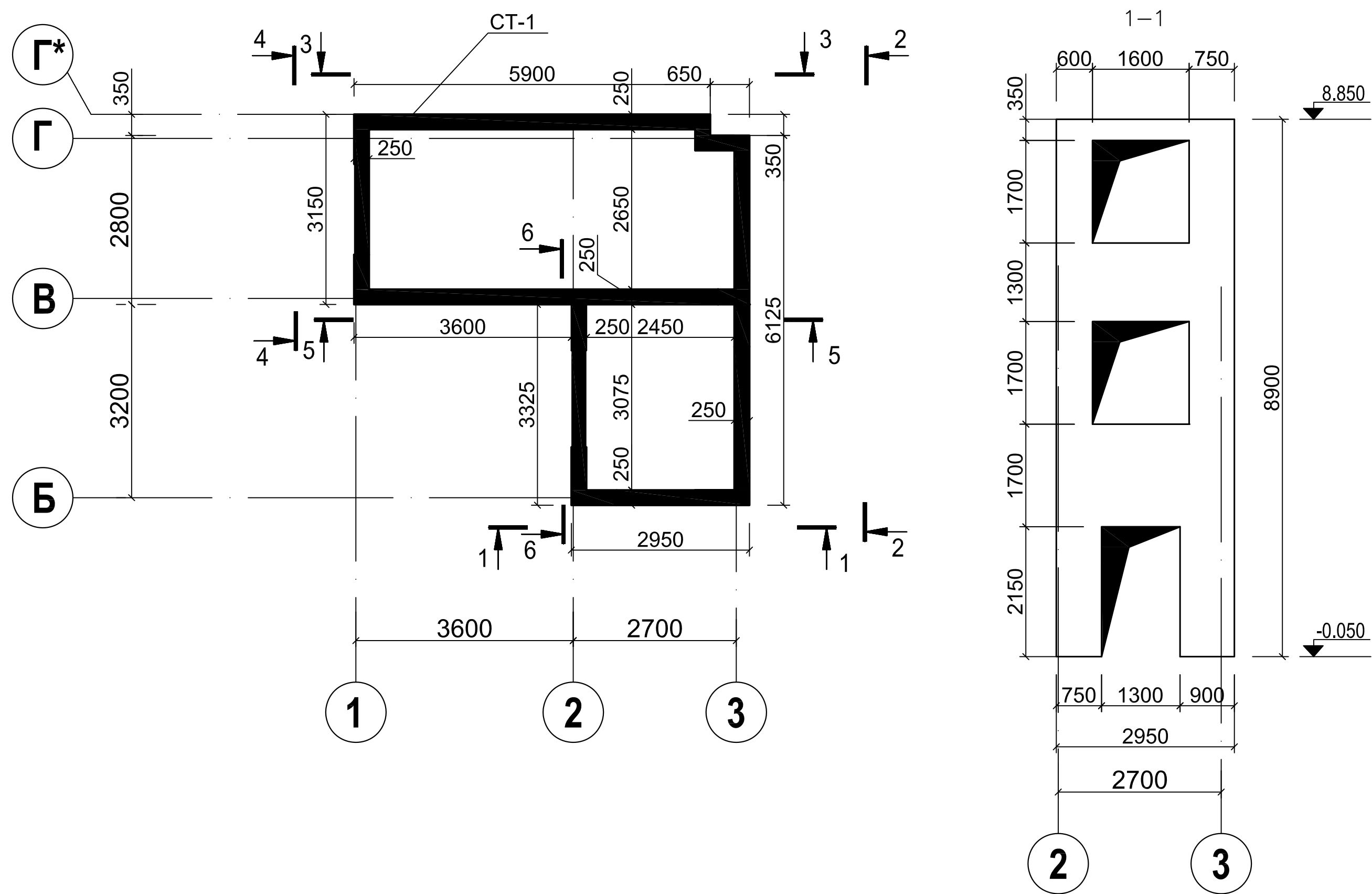


Условные обозначения:

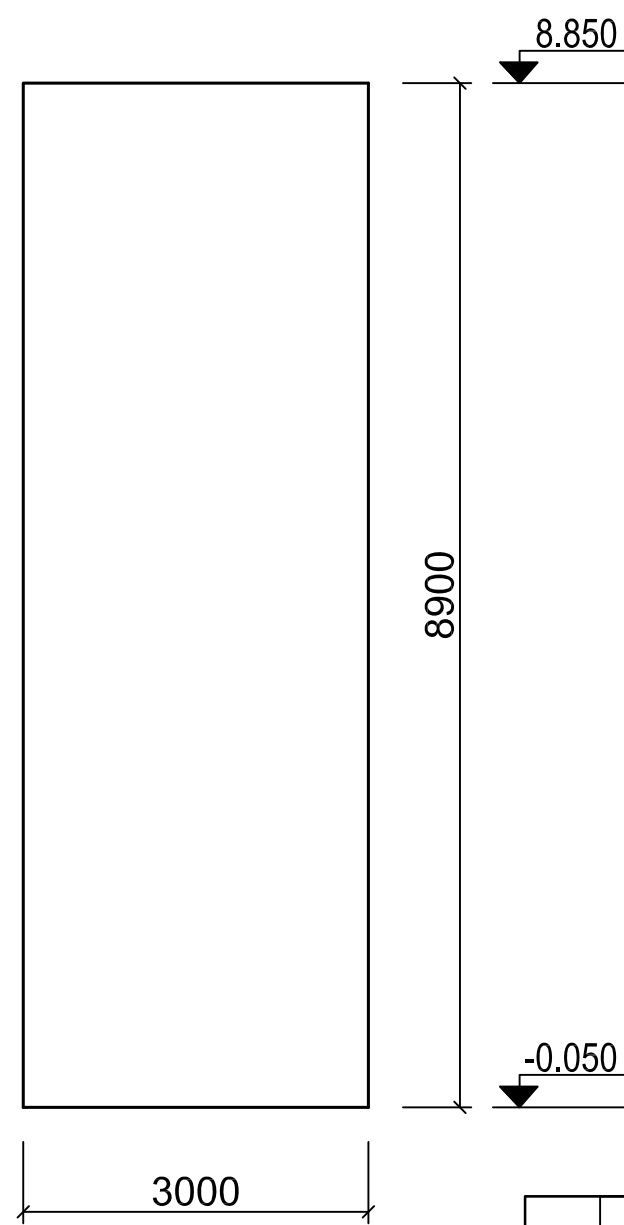
- СТ-1...СТ-2 – монолитная железобетонная плита;
- К-2 – монолитная железобетонная колонна;
- КС-1 – монолитная железобетонная колонна сердечник;
- П-1 – монолитный железобетонный пилон.

				20.12-08-2020-КР		
				Общекитие для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.		
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Общекитие для проживания граждан на время их работы	Стадия	Лист
Ген. директор	Чибисова О.В.			П	16	27
				Схема расположения монолитных железобетонных стен, колонн и пилонов 1...3 этажа		
				ООО "Аргис" 2021г.		

Опалубочные чертежи монолитных железобетонных стен 1...3 этажа

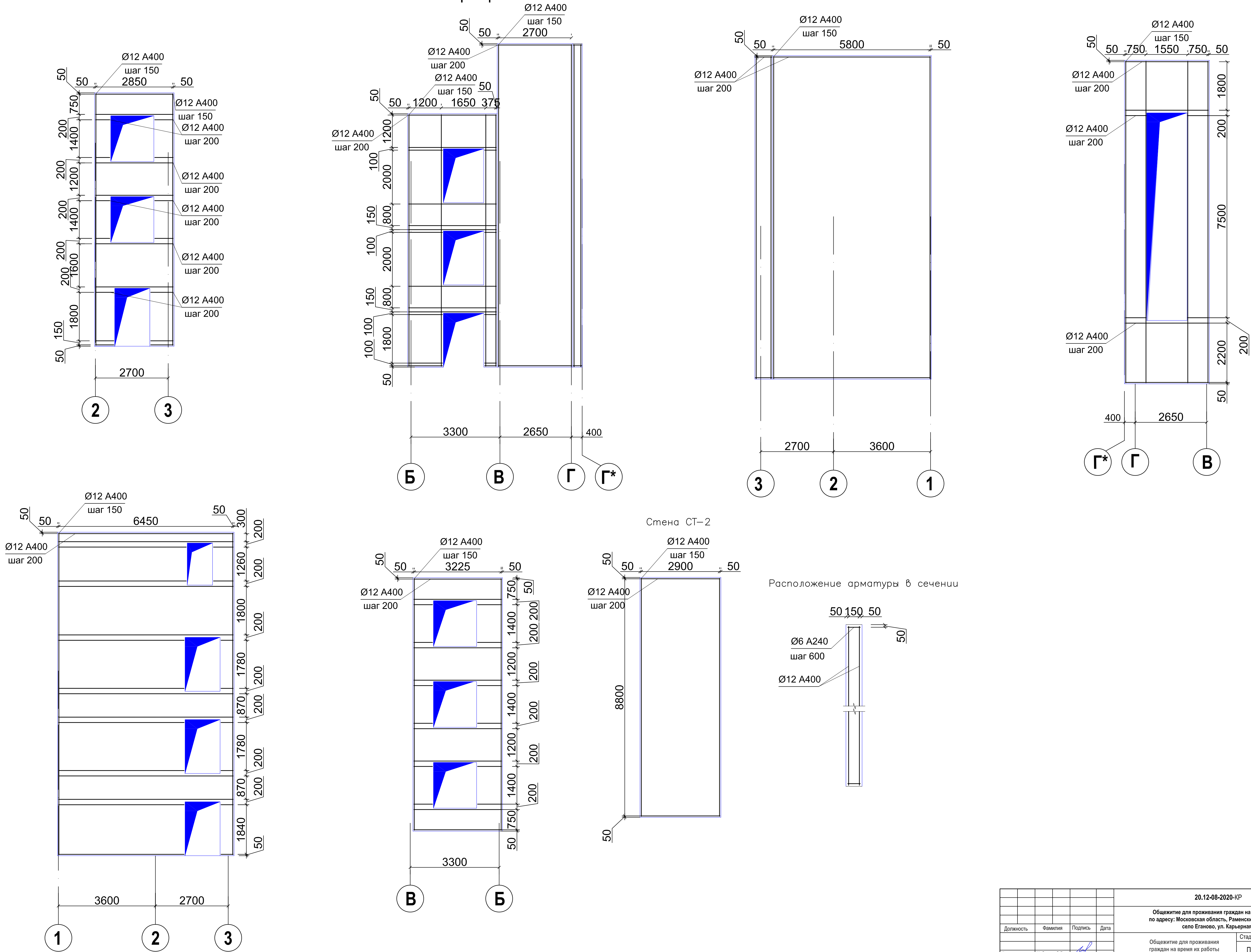


Стена СТ-2



				20.12-08-2020-КР			
				Общешитие для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.			
Должность	Фамилия	Подпись	Дата				
Ген. директор	Чибисова О.В.						
				Общешитие для проживания граждан на время их работы	Стадия	Лист	Листов
				Опалубочные чертежи монолитных железобетонных стен 1...3 этажа	П	17	27
				ООО "АрГИС" 2021г.			

Армирование монолитных железобетонных стен 1...3 этажа



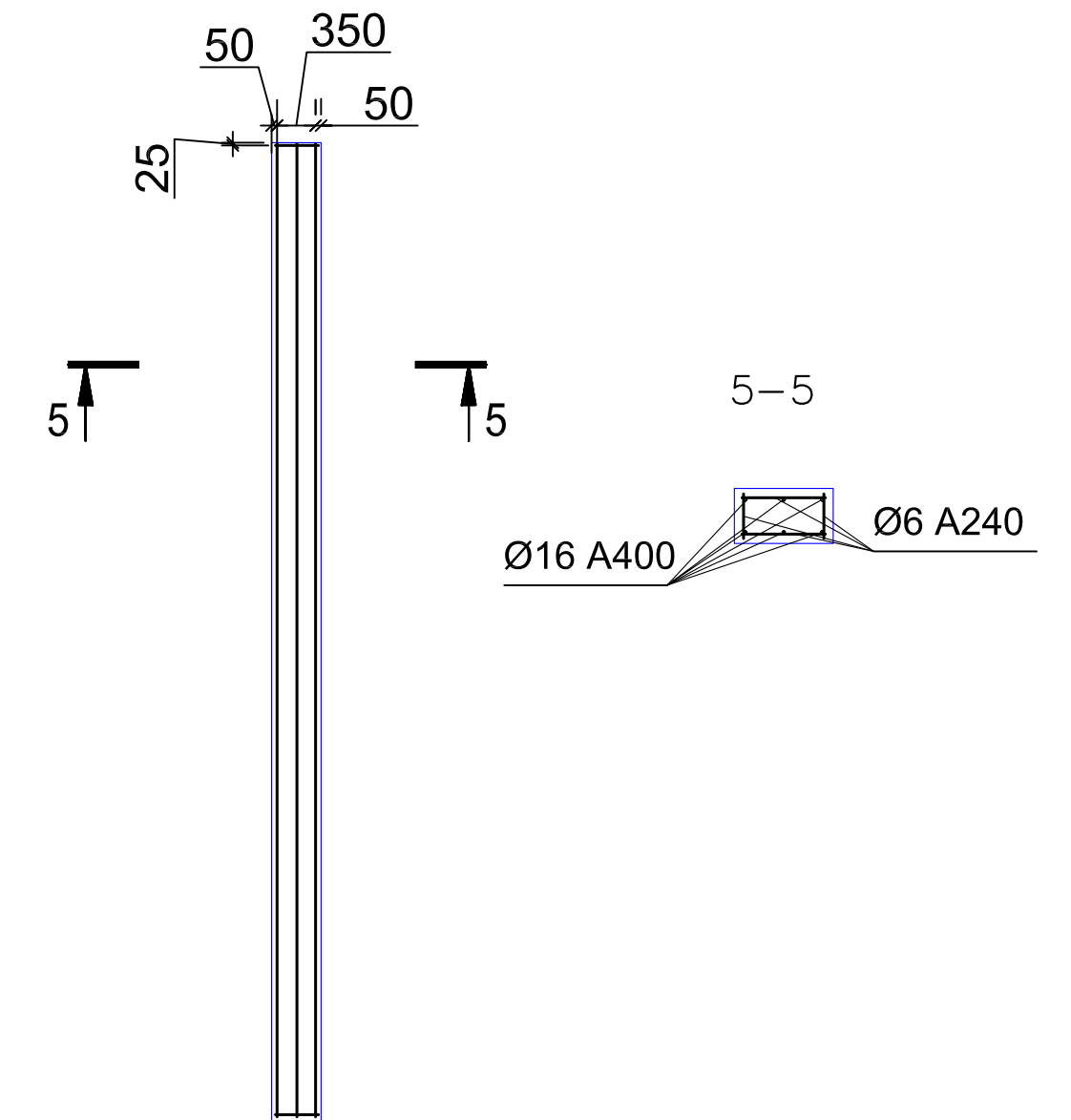
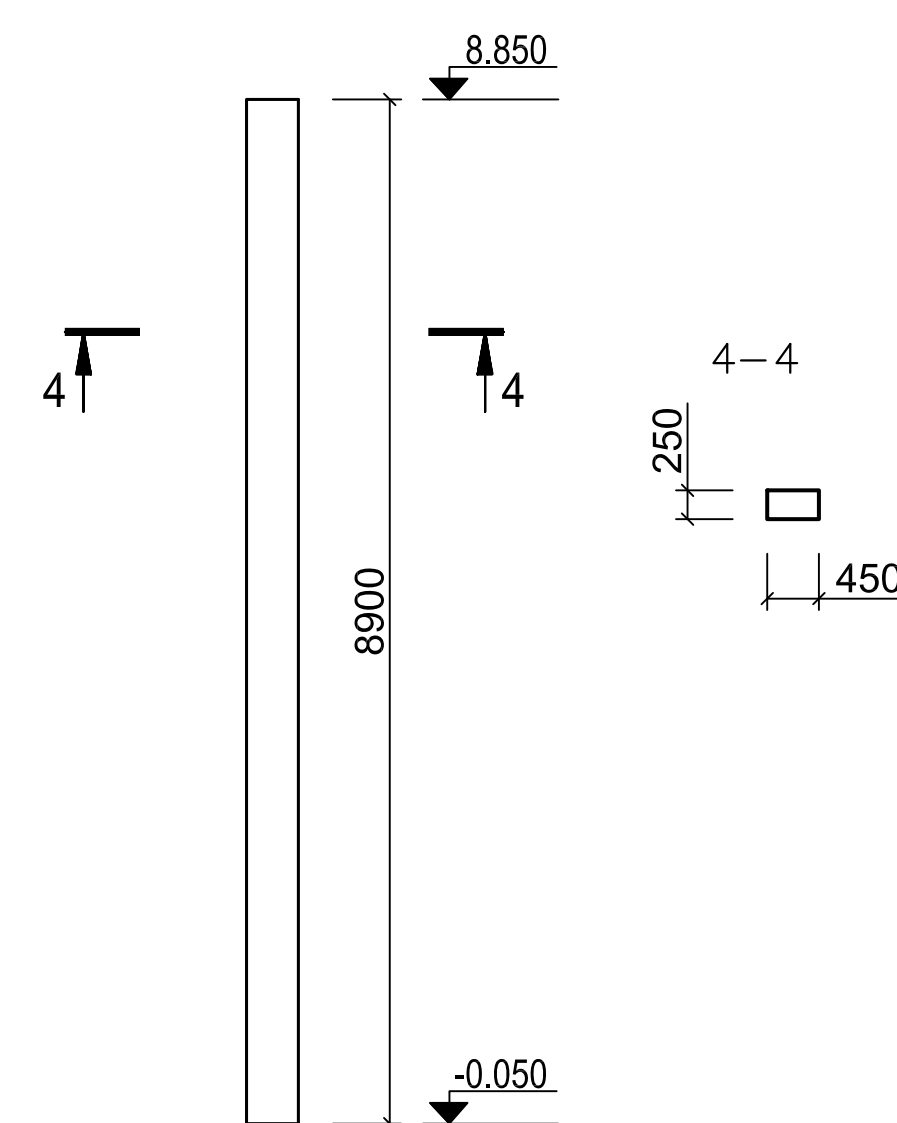
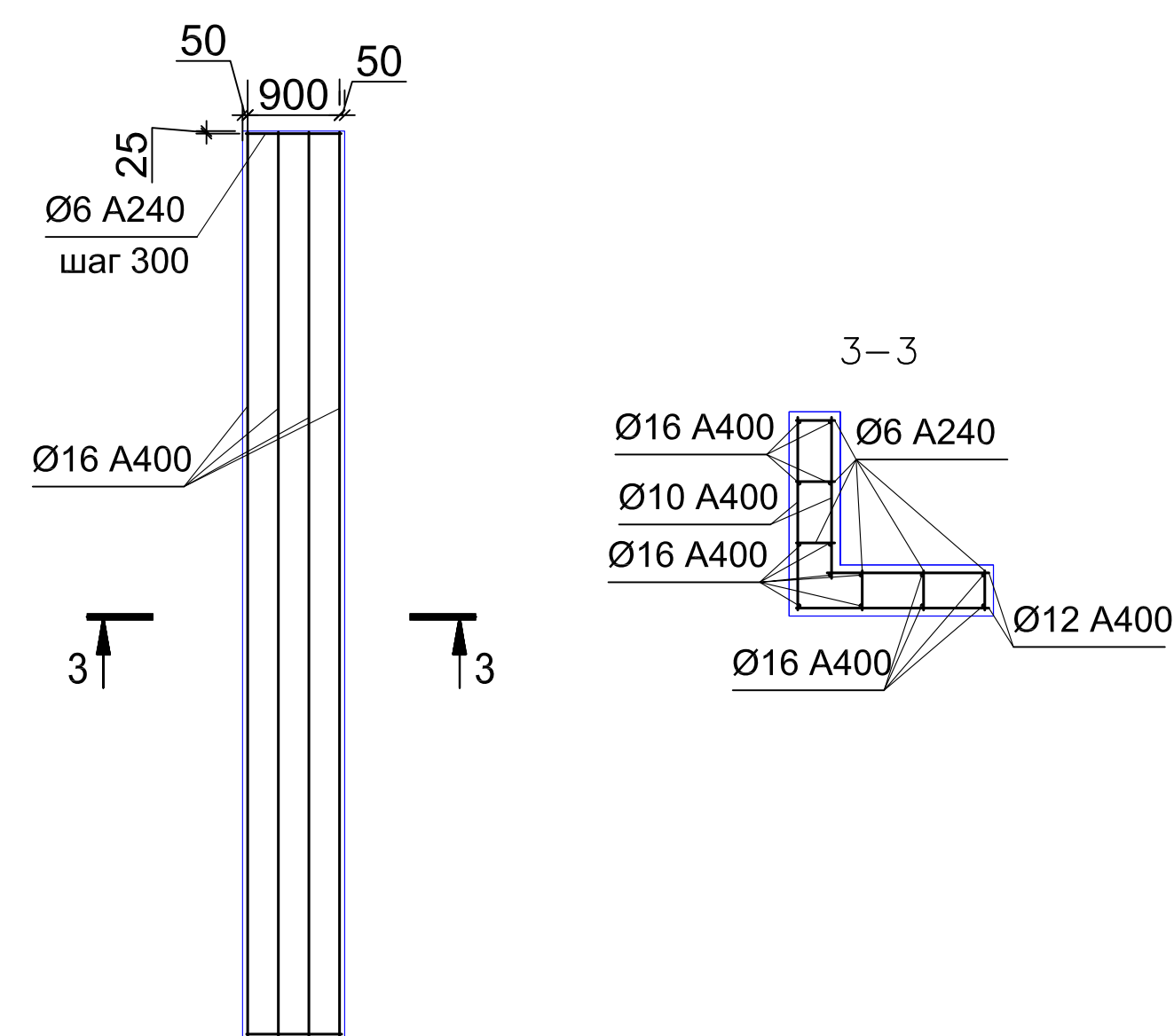
Расположение арматуры в сечении

				20.12-08-2020-КР		
				Общекomitee для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Егaнoвo, ул. Карьерная, д. 6.		
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Общекomitee для проживания граждан на время их работы	Стадия	Лист
Ген. директор	Чибикова О.В.			Армирование монолитных железобетонных стен 1...3 этажа	П	18
				ООО "АрГИС" 2021г.		

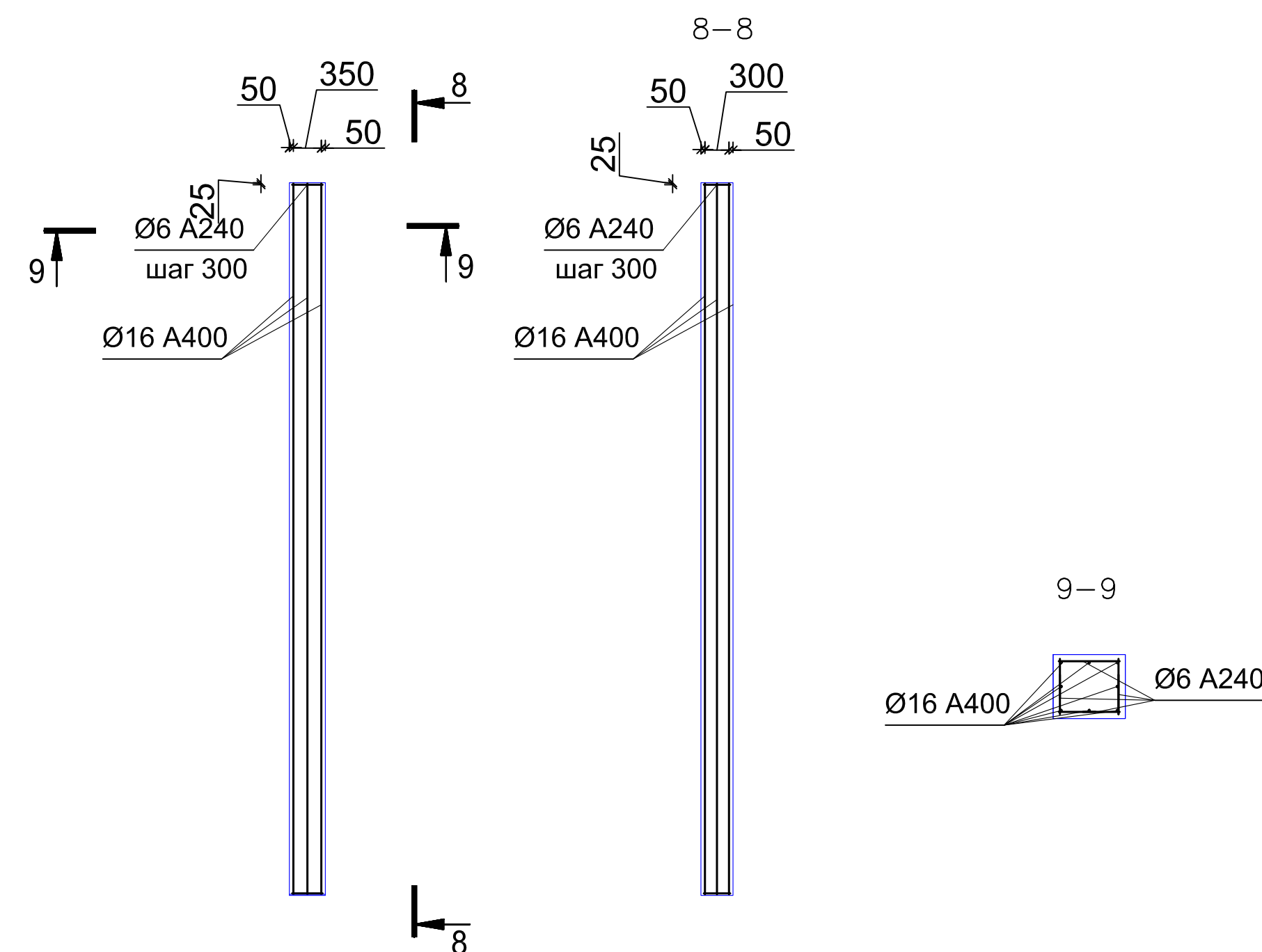
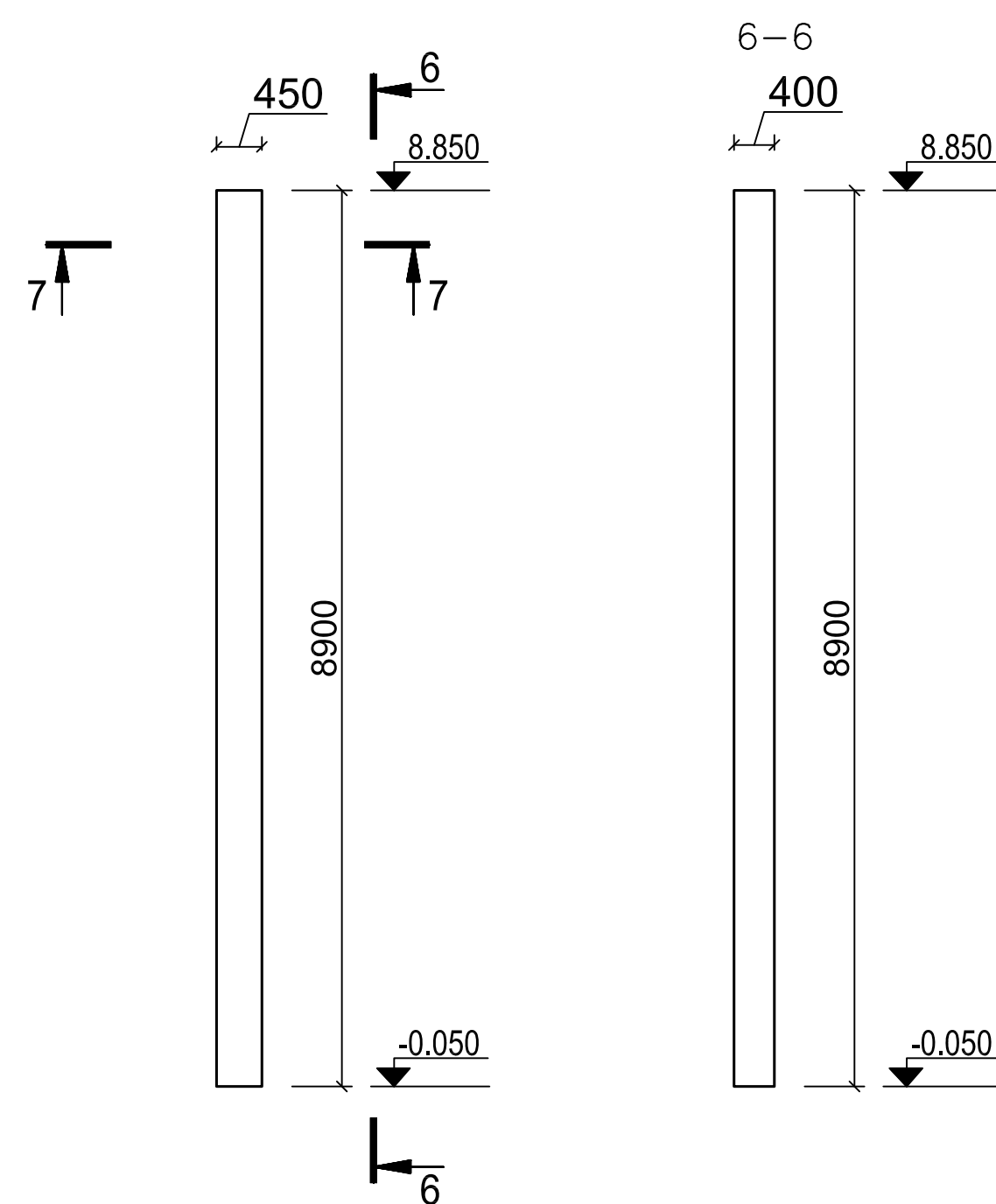
Опалубка колонны-сердечника КС-1

Армирование пилона П-1

Армирование колонны-сердечника КС-1



Армирование колонны К-2

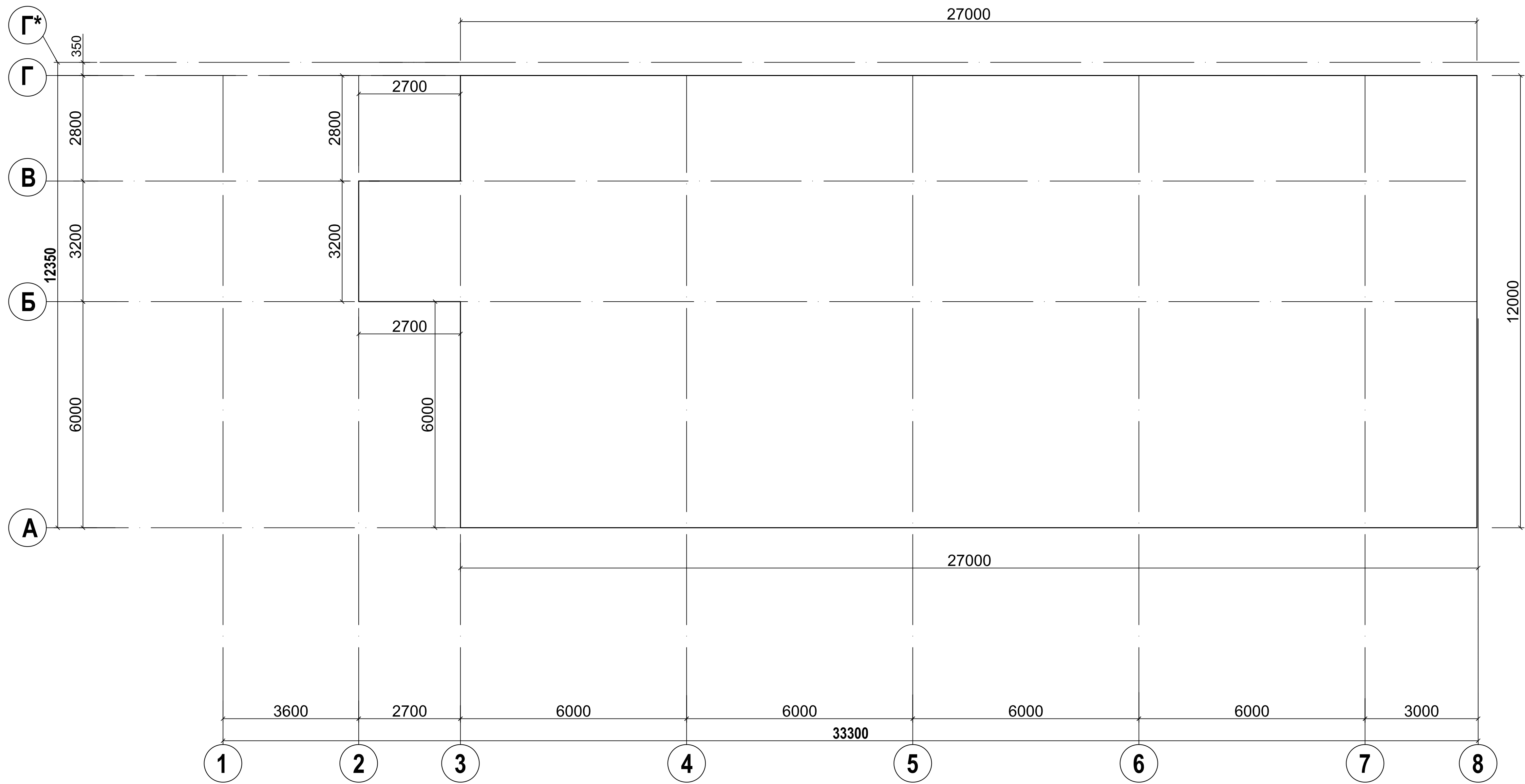


					20.12-08-2020-КР
					Общекomite для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Егнатово, ул. Каверьяна, д. 6.
Должность	Фамилия	Подпись	Дата		
				Общекomite для проживания граждан на время их работы	Стация Лист Листов П 19 27
Ген. директор	Чибисова О.В.			Оплату бочные чертежи и армирование монолитных железобетонных пилонов и колонн 1...3 этажа	 ООО "АргГИС" 2021г.

Согласовано:

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N
--------------	----------------	--------------

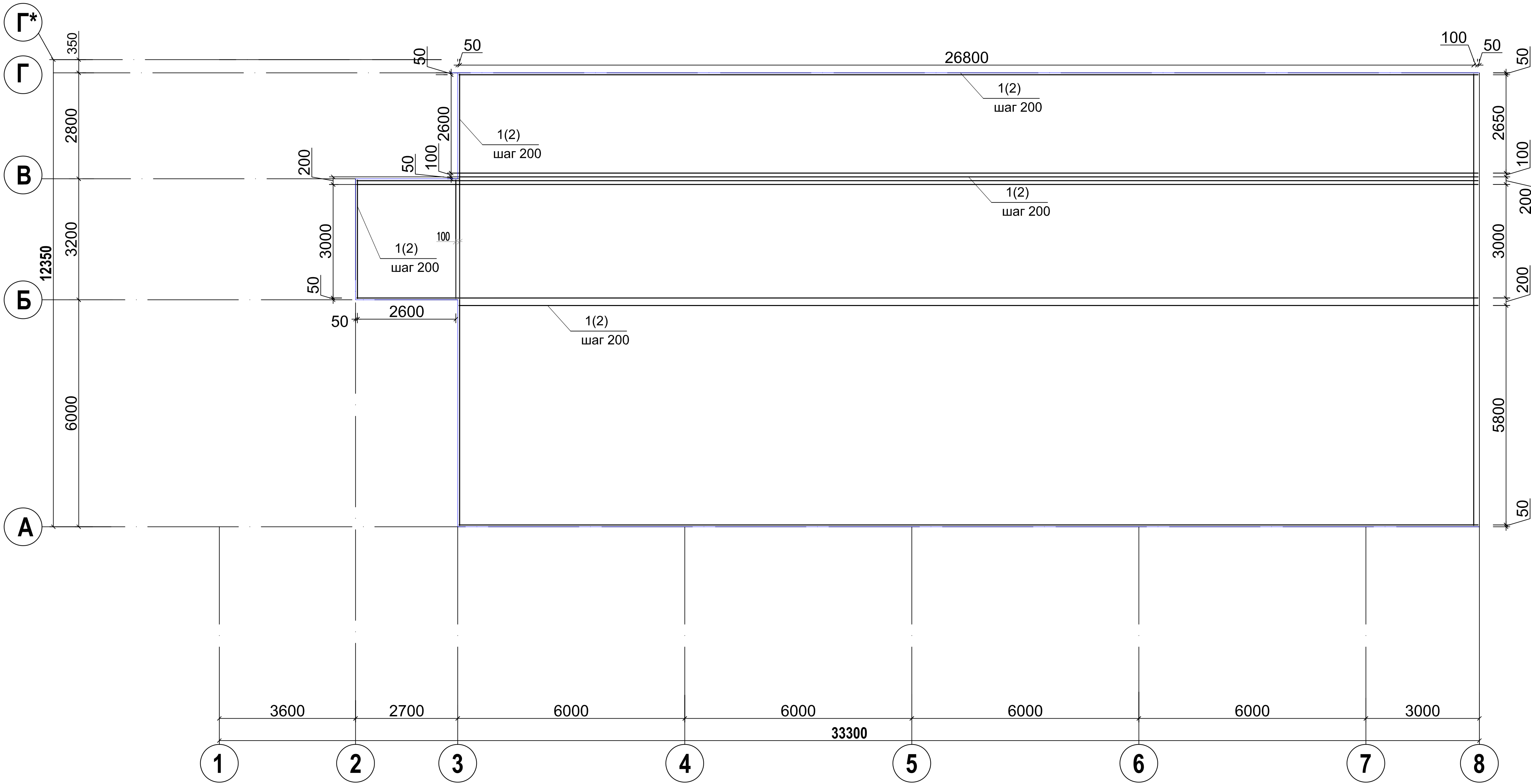
Опалубочный чертеж монолитной железобетонной
плиты перекрытия 1 и 2 этажа



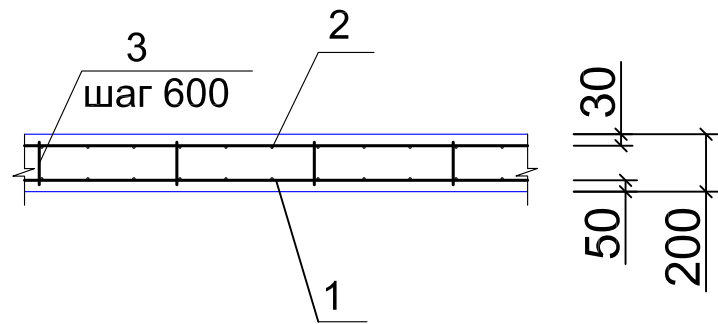
Согласовано:				
Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N		

									20.12-08-2020-КР
									Общекomitee для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.
Должность	Фамилия	Подпись	Дата						Общекomitee для проживания граждан на время их работы
Ген. директор	Чибикова О.В.								П
									Лист 20
									Листов 27
									Опалубочный чертеж монолитной железобетонной плиты перекрытия 1 и 2 этажа
									ООО "АрГИС" 2021г.

Схема армирования железобетонной плиты
перекрытия 1 и 2 этажа



Расположение сетки в плите

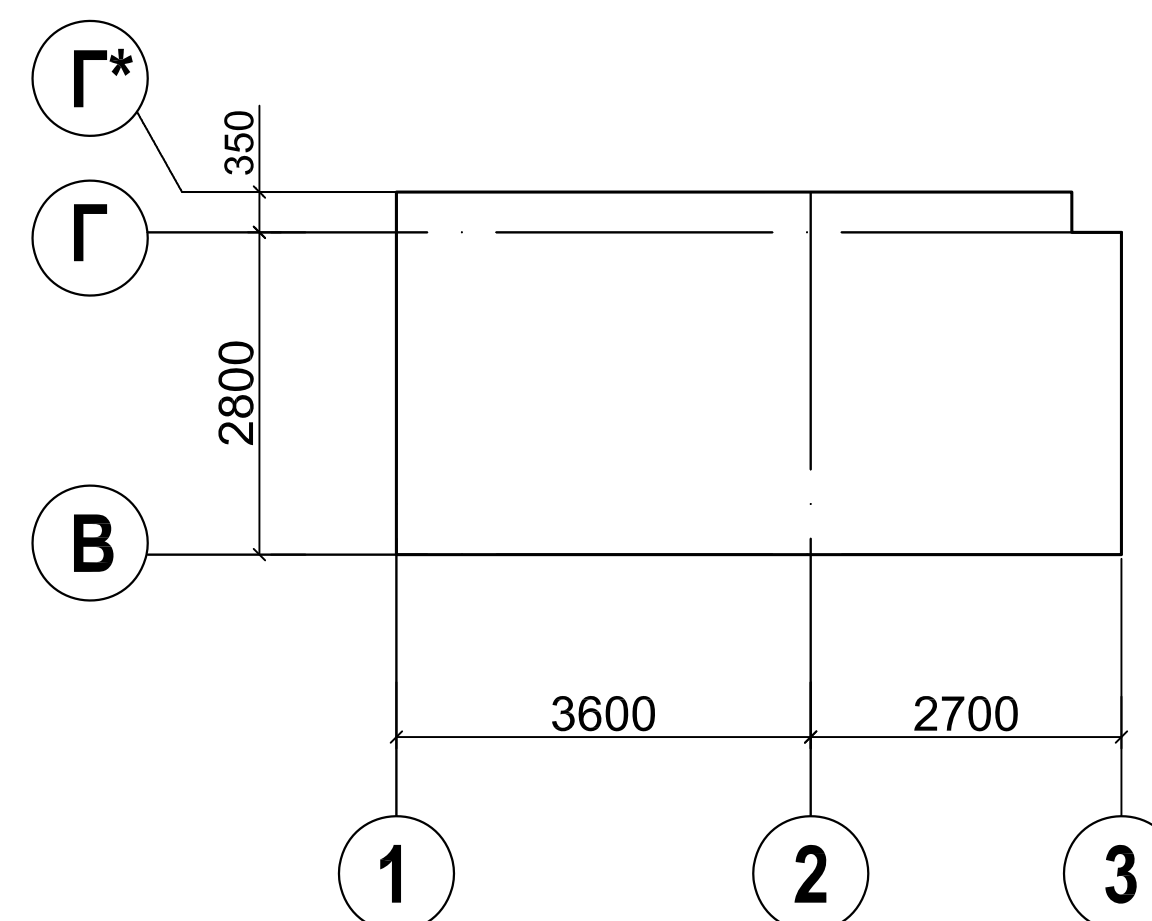
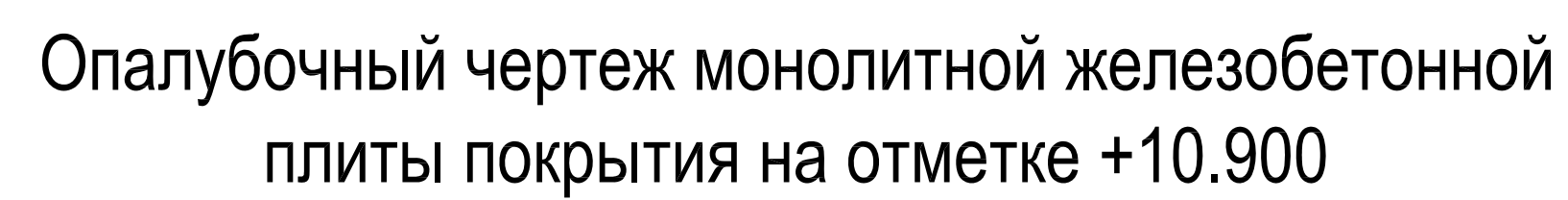


Условные обозначения:

- 1 – нижняя арматура в плите перекрытия – $\varnothing 12$ А400;
- 2 – верхняя арматура в плите перекрытия – $\varnothing 14$ А400;
- 3 – поперечная арматура в плите перекрытия – $\varnothing 8$ А240.

				20.12-08-2020-КР		
				Общекomitee для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.		
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Общекomitee для проживания граждан на время их работы	Стадия	Лист
Ген. директор	Чибикова О.В.			П	21	27
				Схема армирования железобетонной плиты перекрытия 1 и 2 этажа		

	Инф. N подл.	Подпись и дата	Взам. ин. N	Согласовано:			



				20.12-08-2020-KP
				Общеките для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	
Ген. директор	Чибисова О.В.			Общеките для проживания граждан на время их работы
				Стадия Лист Листов
				П 22 27
				Опалубочный чертёж монолитной железобетонной плиты покрытия
				ООО "АрГИС" 2021r.

Схема армирования монолитной железобетонной
плиты покрытия на отметке +8.750

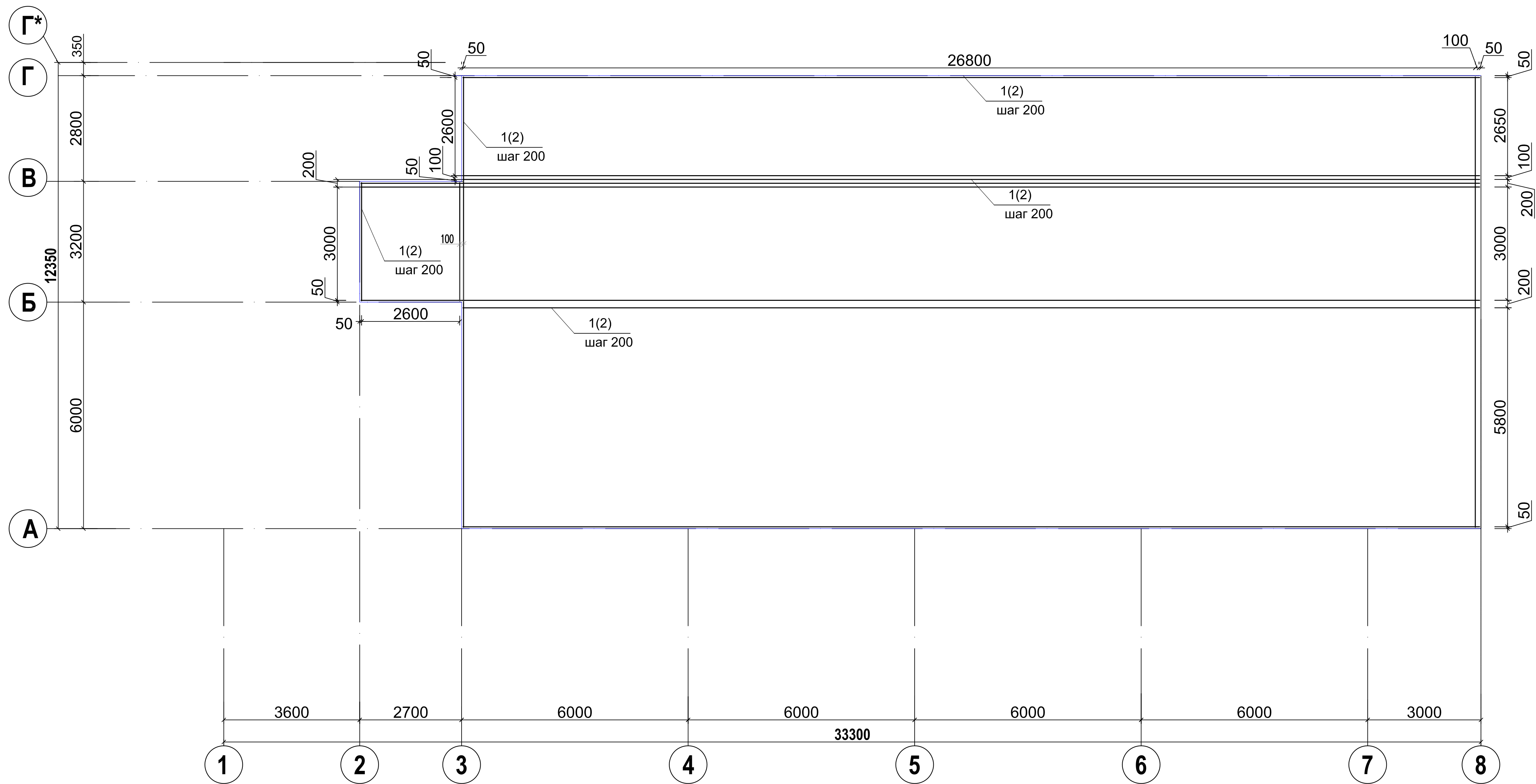
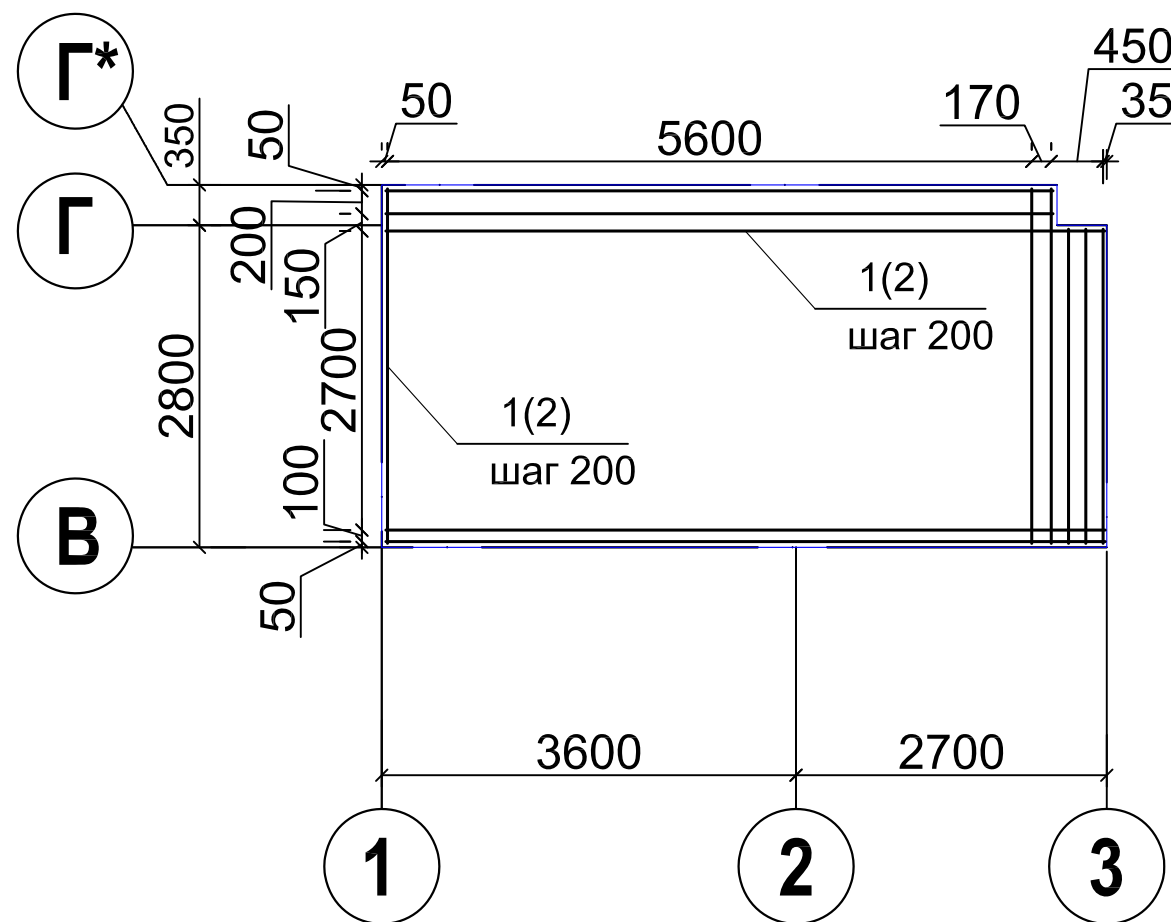
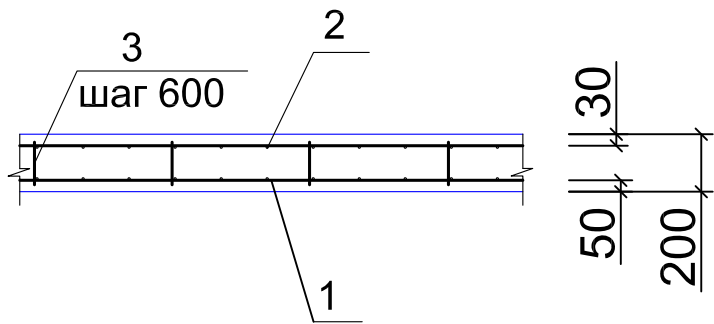


Схема армирования монолитной железобетонной
плиты покрытия на отметке +10.900



Расположение сетки в плите

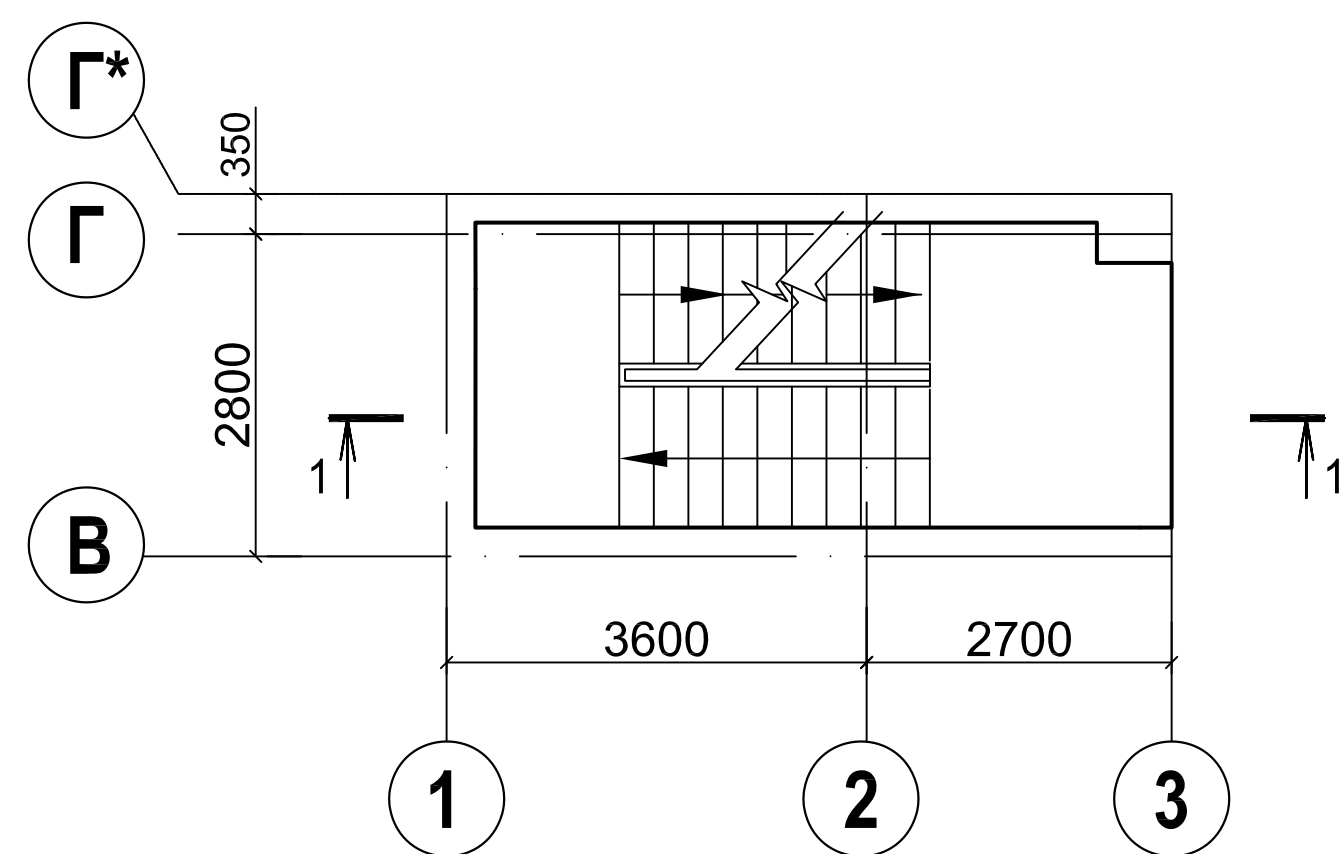


Условные обозначения:

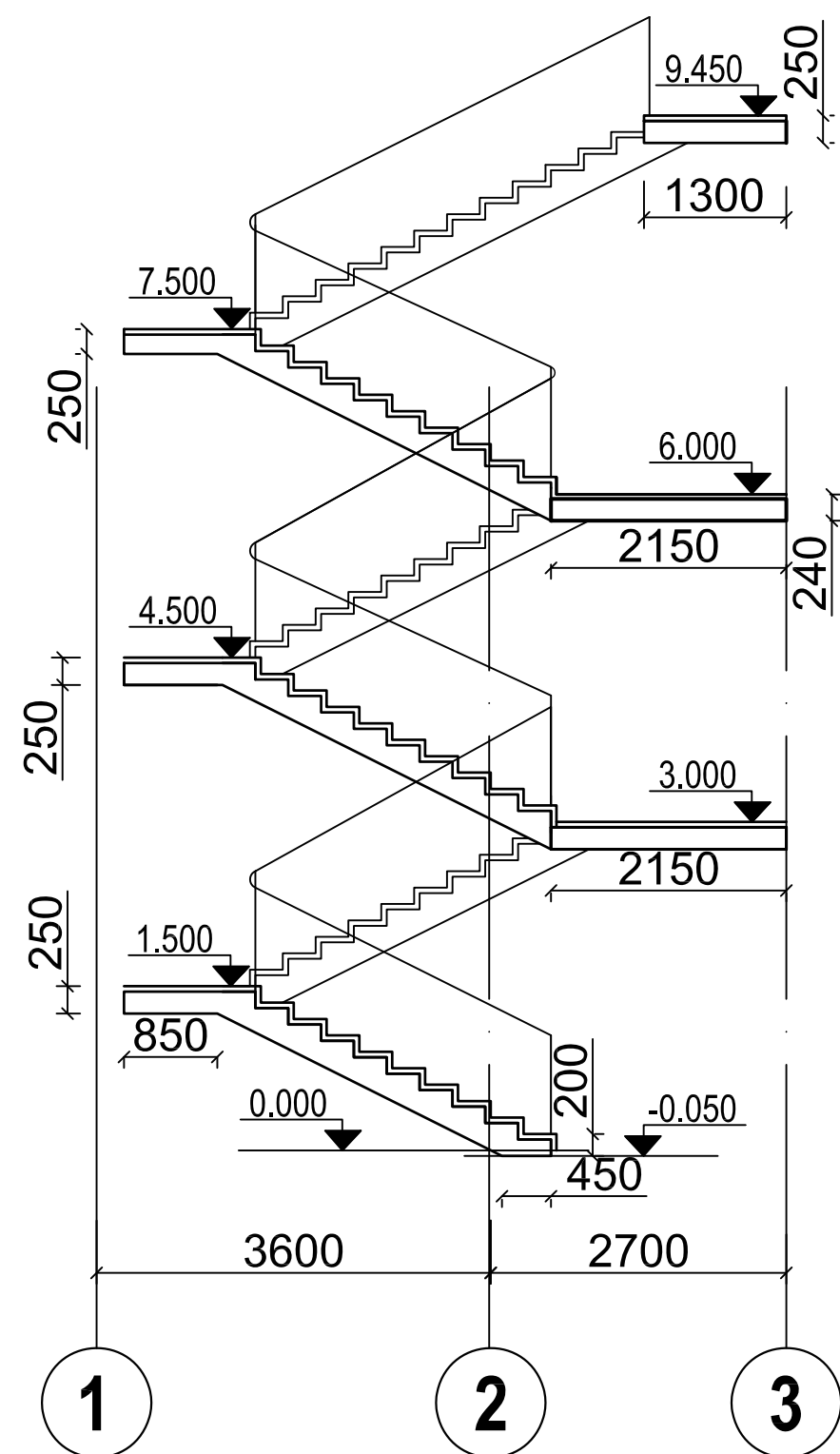
- 1 – нижняя арматура в плите покрытия – $\varnothing 12$ A400;
2 – верхняя арматура в плите покрытия – $\varnothing 12$ A400;
3 – поперечная арматура в плите покрытия – $\varnothing 8$ A240.

				20.12-08-2020-КР		
				Общекomitee для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.		
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Общекomitee для проживания граждан на время их работы	Стадия	Лист
Ген. директор	Чибикова О.В.			П	23	27
				Схема армирования монолитной железобетонной плиты покрытия		

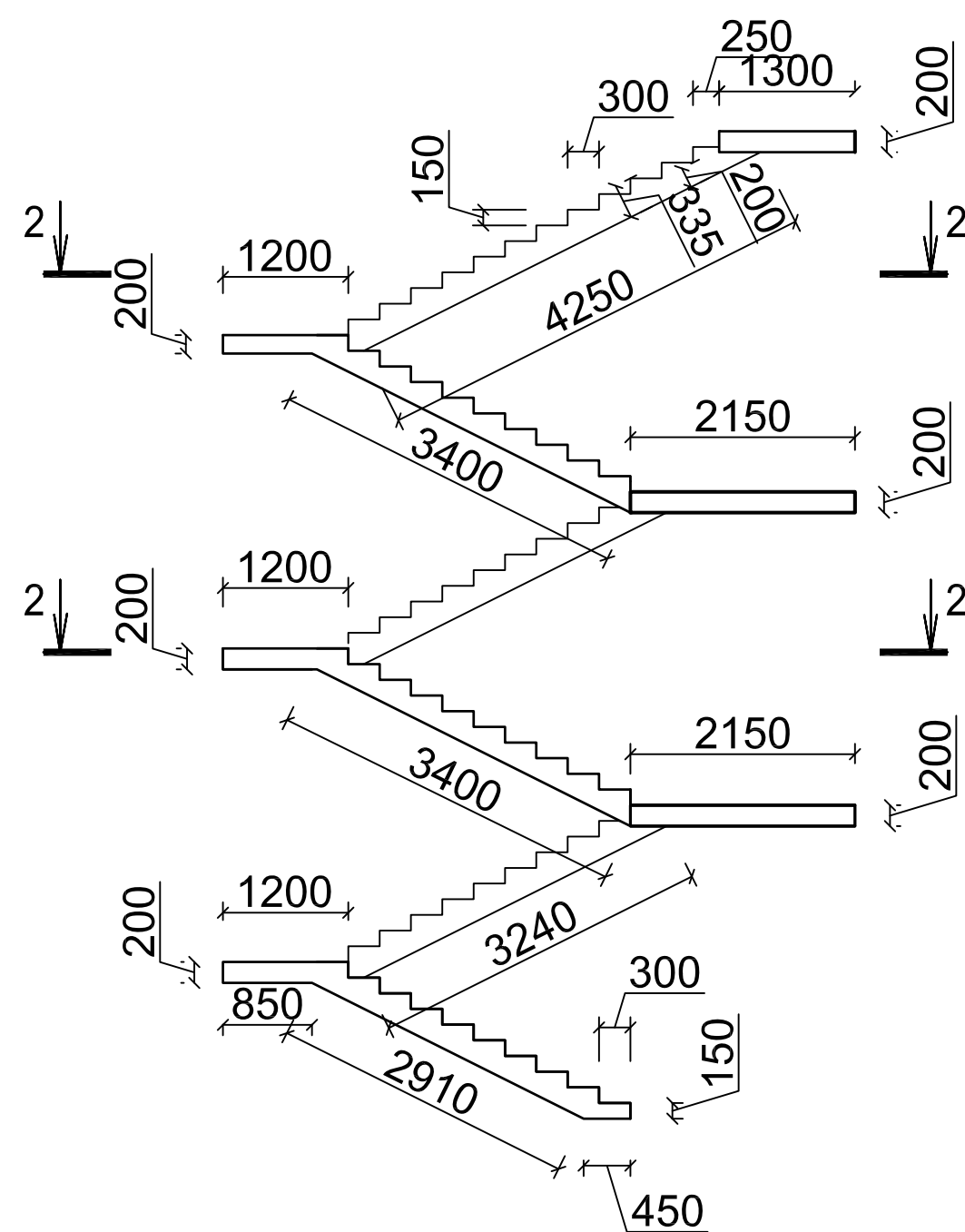
Монолитная железобетонная лестница в осях «В-Г, 1-3»



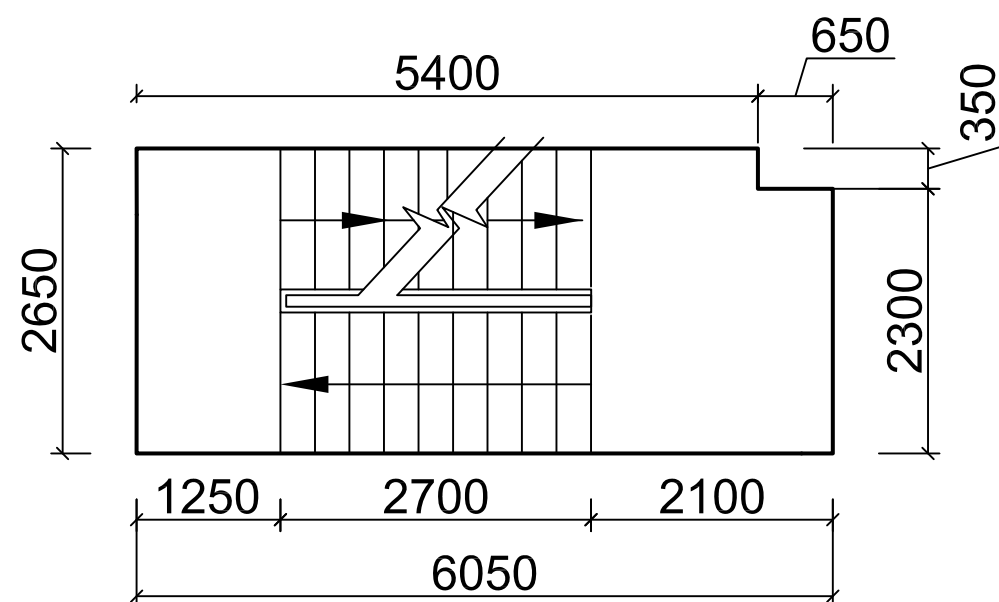
1-1



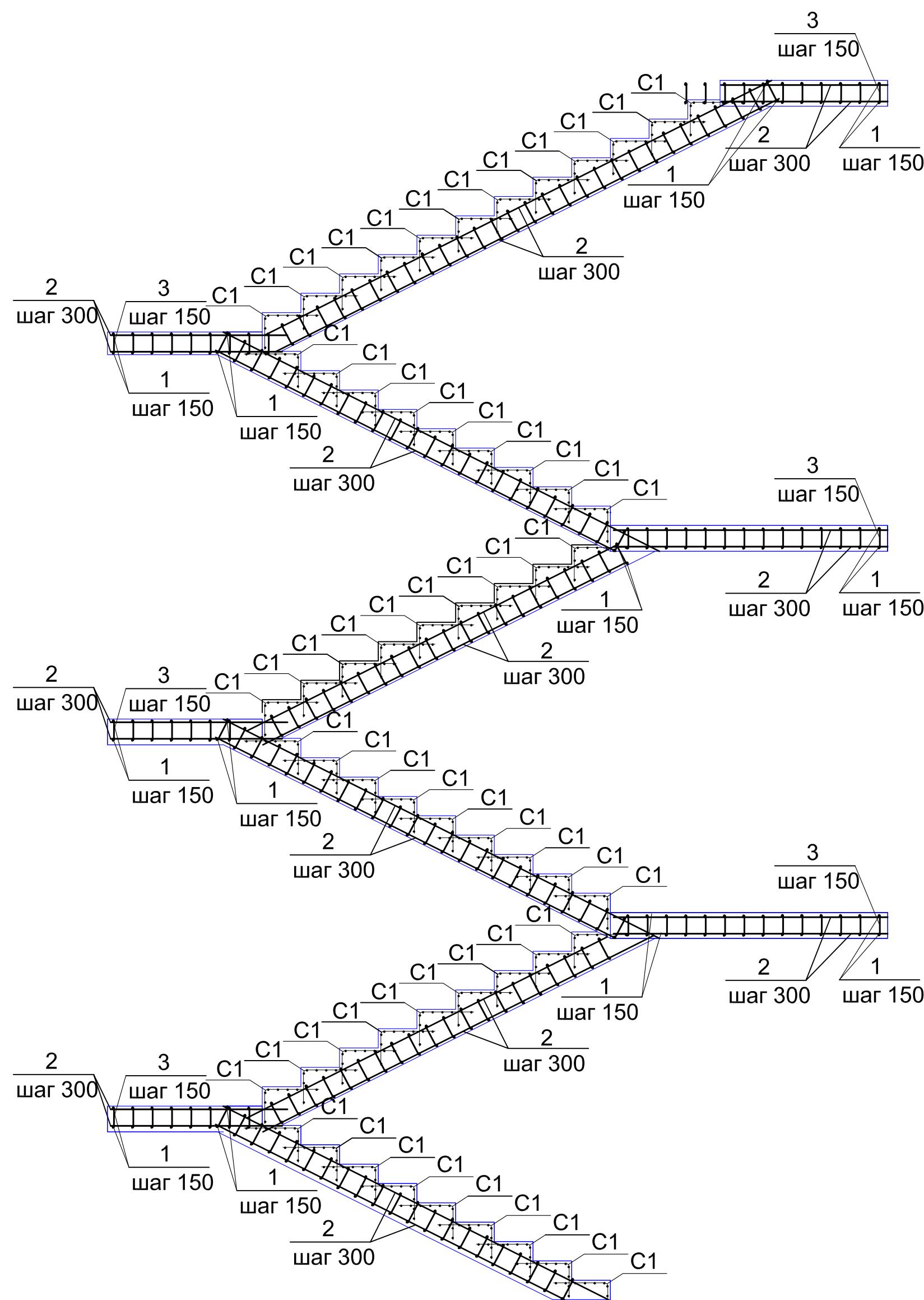
Опалубочный чертеж лестницы



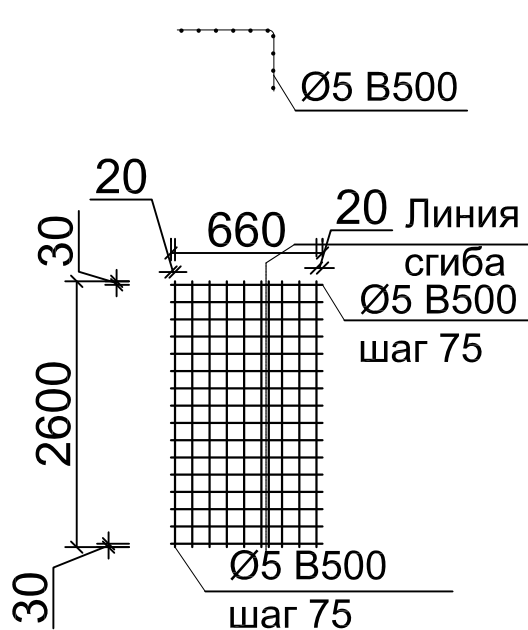
2-2



Армирование пилона П-1



Сетка С1

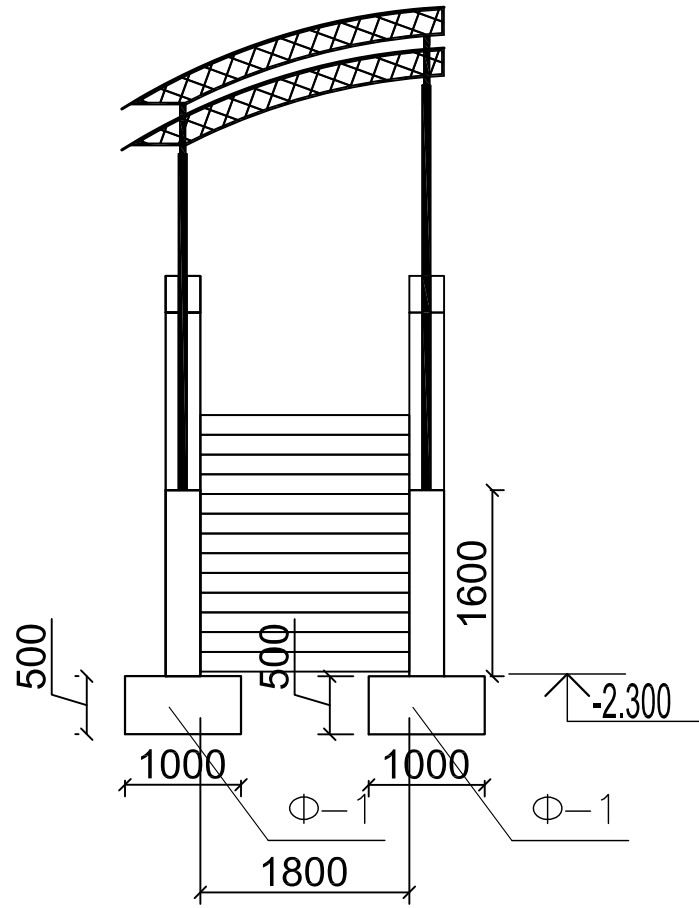
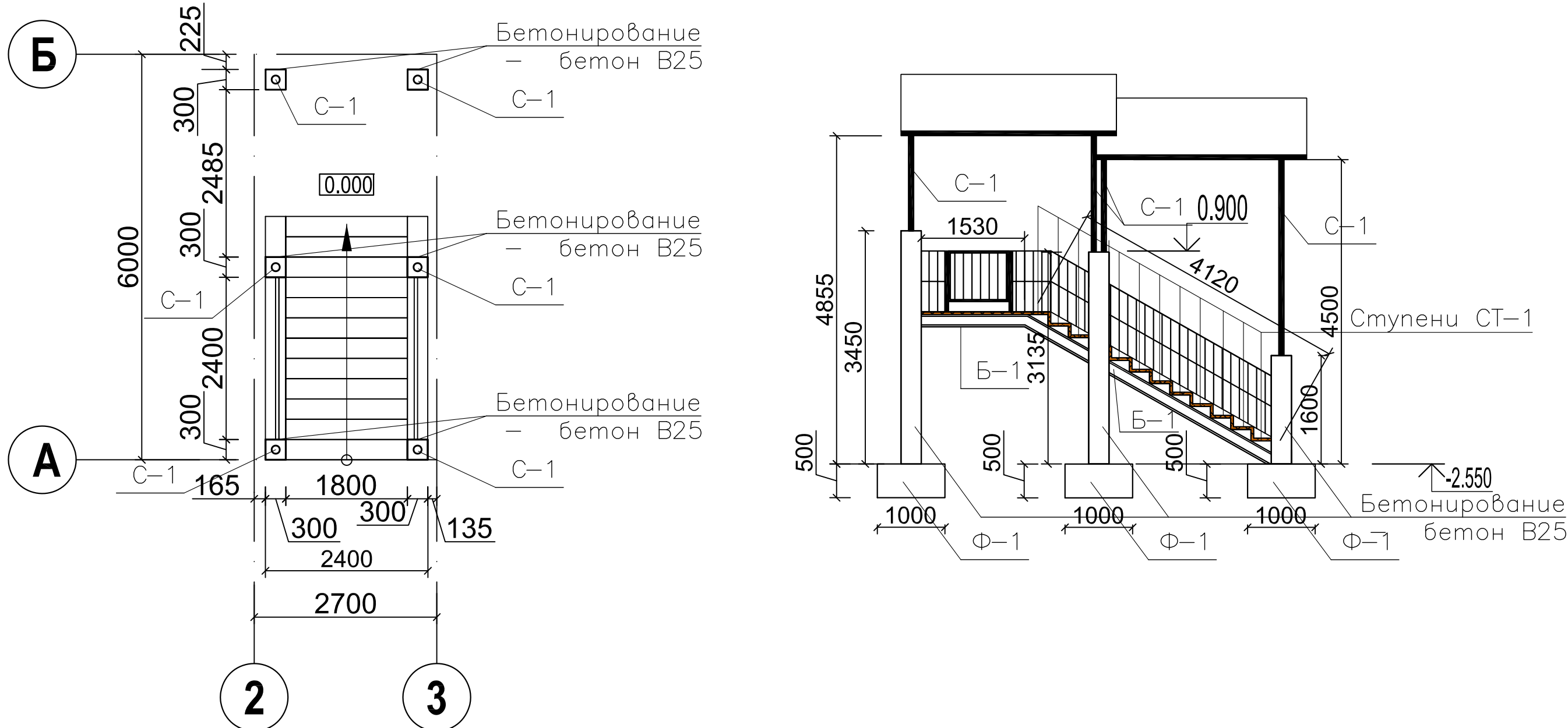


Условные обозначения:

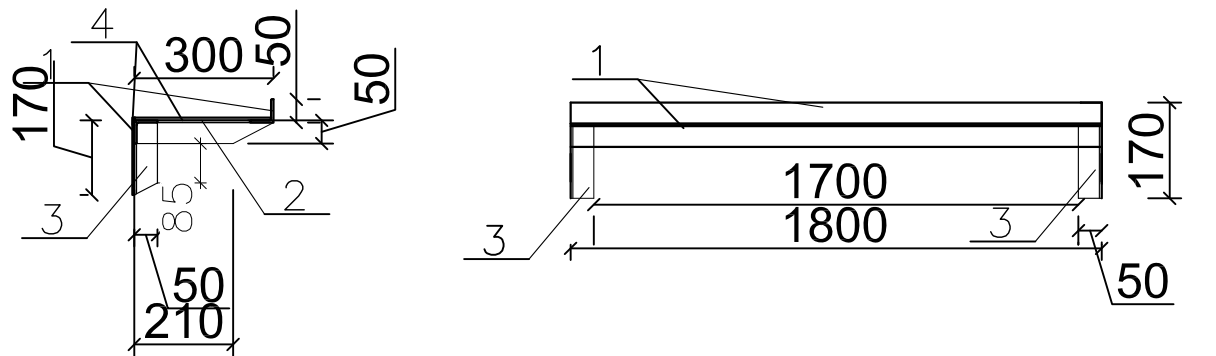
- 1 – нижняя продольная арматура в лестнице – $\phi 10$ А400;
2 – нижняя продольная арматура в лестнице – $\phi 12$ А400;
3 – поперечная арматура в лестнице – $\phi 6$ А240.

				20.12-08-2020-КР		
				Общекomitee для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Егaнoвo, ул. Карьерная, д. 6.		
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Общекomitee для проживания граждан на время их работы	Стадия	Лист
Ген. директор	Чибикова О.В.			Монолитная железобетонная лестница в осях «В-Г, 1-3»	П	24
				ООО "АрГИС" 2021г.		

Конструкция крыльца в осях «А-Б, 2-3»



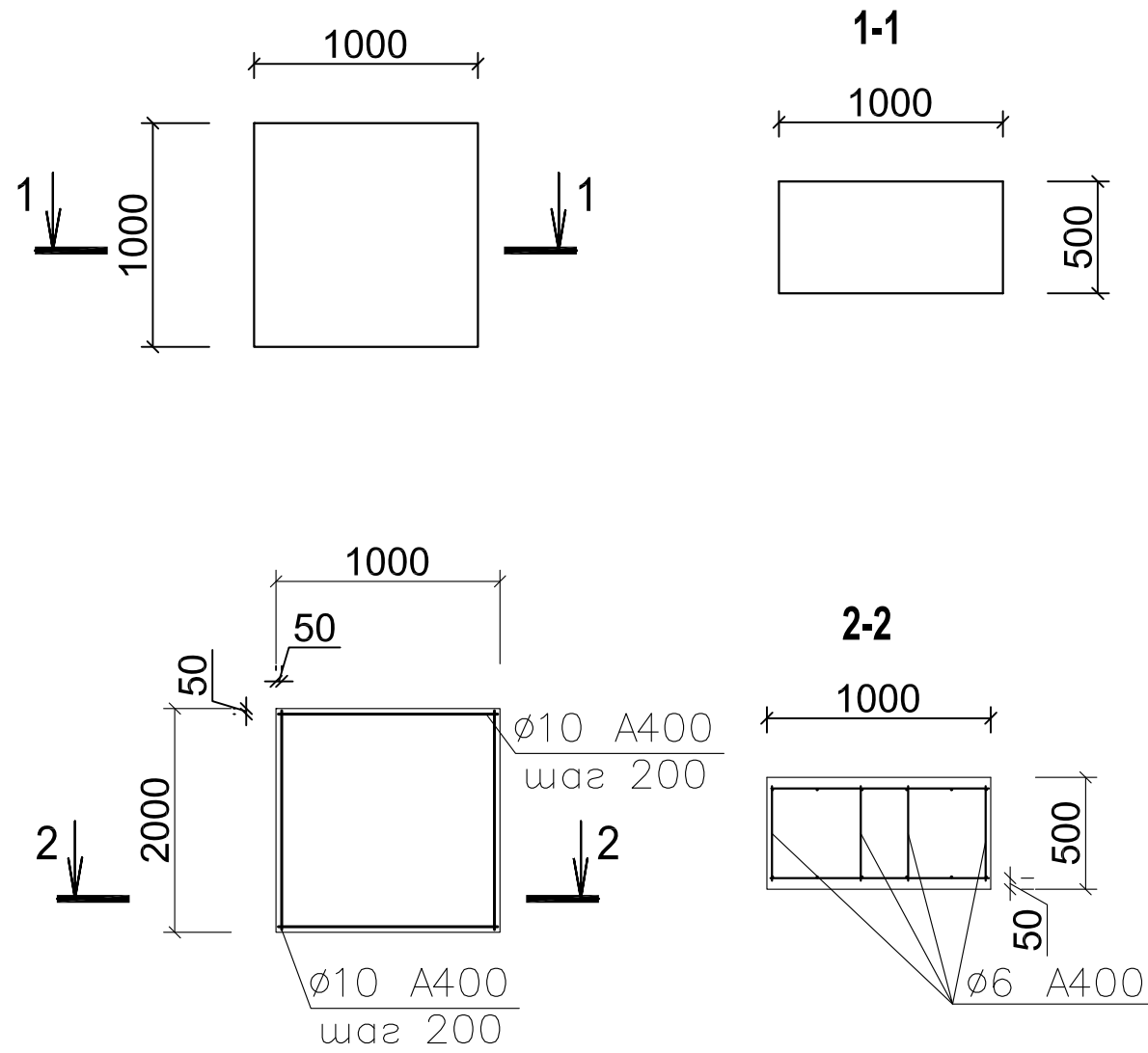
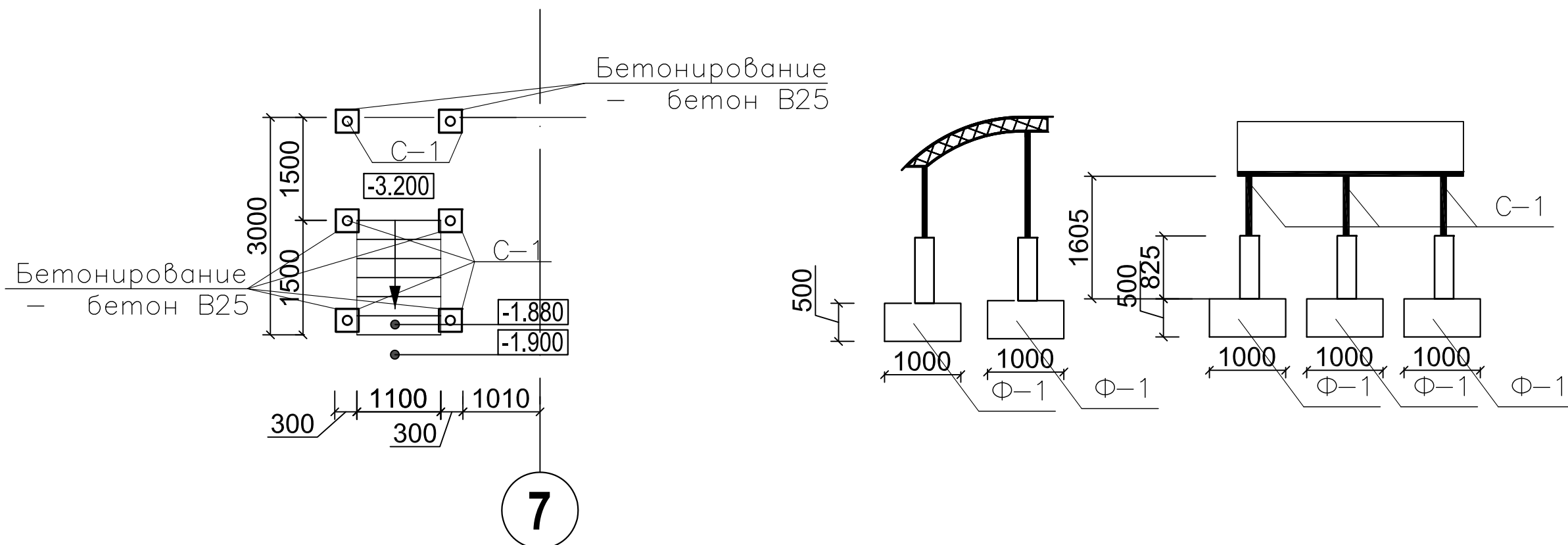
Металлическая ступень Ст-1



Условные обозначения:

1 2, 3, 4 – металлический уголок 50х50х5 мм

Конструкция крыльца в осях «А, 6-7»



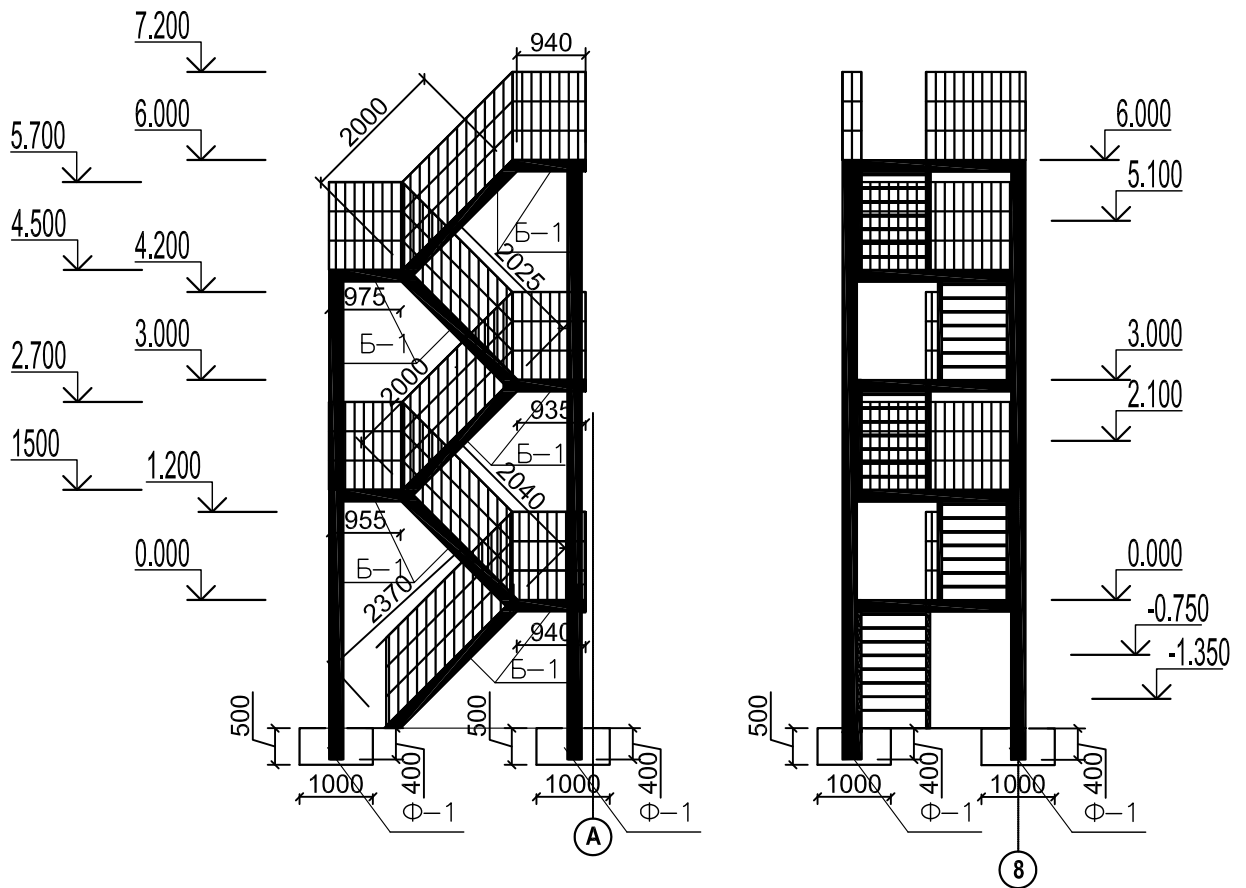
Условные обозначения:

C-1 – металлическая стойка из трубы $\varnothing 160$ мм

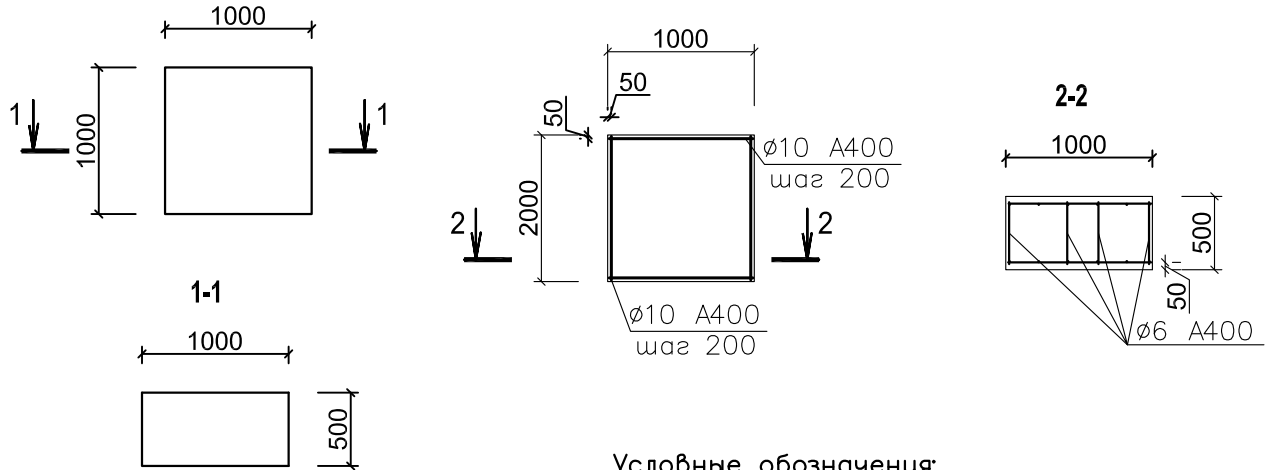
Б-1 – металлическая балка из швеллера № 16П;

					20.12-08-2020-KP			
					Общешитие для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.			
Должность	Фамилия	Подпись	Дата			Стадия	Лист	Листов
					Общешитие для проживания граждан на время их работы	П	25	27
Ген_директор	Чибикова О.Б.			Конструкция крыльца в асах «А-В, 2-3» и «А, 6-7»		ООО "Аргис"	2021г.	

Металлическая лестница в осях «А, 7-8»



Фундамент Ф-1



Условные обозначения:

- С-1 – металлическая стойка из трубы $\varnothing 300$ мм;
- Б-1 – металлическая балка из швеллера № 16Г;

20.12-08-2020-КР

Общежитие для проживания граждан на время их работы
по адресу: Московская область, Раменский городской округ,
село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.

Общежитие для проживания
граждан на время их работы

Стадия	Лист	Листов
П	26	27

Металлическая лестница в осях «А, 7-8»



ООО "АрГИС"
2021г.

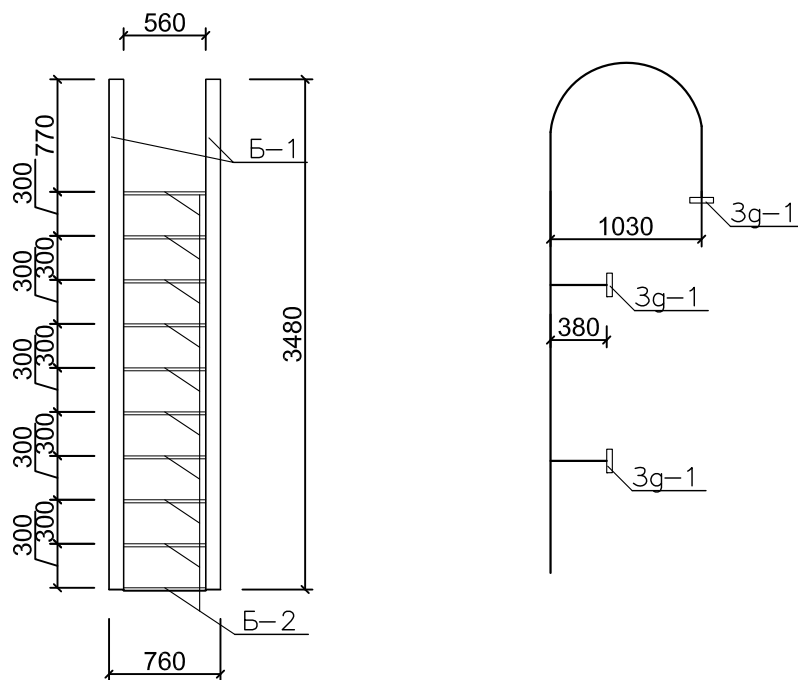
Формат А4

Согласована:

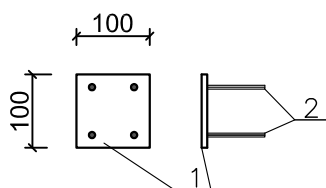
Инв. N подл. Подпись и дата Взам. инв. N

Должность	Фамилия	Подпись	Дата
Ген. директор	Чибисова О.В.		

Металлическая лестница в осях «А, 7-8»



Закладная деталь Зд-1



Условные обозначения:

- Б-1 – металлическая балка лестницы из уголка 100х100х8 мм;
- Б-2 – металлическая ступень лестницы из уголка 50х50х5 мм;
- 1 – металлическая пластина 100х100х10 мм
- 2 – металлический анкер из $\varnothing 10$ А400

20.12-08-2020-КР					
Общежитие для проживания граждан на время их работы по адресу: Московская область, Раменский городской округ, село Еганово, ул. Карьерная, д. 6.					
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Стадия	Лист
Ген. директор	Чибисова О.В.			П	27
Металлическая лестница на кровле для перехода с отметки +10.000 на отметку +12.550				Листов	
				27	
				ООО "АрГИС" 2021г.	

Практическая работа №5-3 и 5-4 по разделу дисциплины: Организация процесса проектирования и экспертизы проектных решений по разделу КЖ (АС) проекта (6 часов).

Часть 5-3. В рамках практической работы изучается состав и содержание проектной документации на примере здания общежития. На третьем занятии рассмотрим необходимый состав и пример содержания расчетной части раздела КР стадии П.

Сбор нагрузок

Для выполнения статических и проверочных расчетов несущих строительных конструкций здания общежития произведен сбор постоянных (от собственного веса несущих и ограждающих конструкций, веса кровли) и временных (снеговых, ветровых). Определение общестроительных нагрузок выполнено в соответствии с современными нормами и требованиями. Нагрузки от веса крыши приняты согласно проектным данным.

Постоянные нагрузки

Постоянные нагрузки от веса кровли

Кровля здания выполнена мягкой совмещенной с утеплителем из пенополистирола ТЕХНОКОЛЬ CARBON PROF и гидроизоляционным покрытием из Техноэласта.

Сбор постоянных нагрузок от веса кровли приведен в таблице 5.2....5.7

Таблица 5.2

Постоянные нагрузки от кровли в осях «Б-Г, 1-3»

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
----------	--------------	---	------------	---

1	Техноэласт ЭКП – 4 мм	0,05	1,3	0,065
2	Техноэласт ЭПП – 4 мм	0,05	1,3	0,065
3	Цементно-песчаная стяжка – 50 мм	1	1,3	1,3
4	Керамзитовый гравий – 80 мм	0,48	1,3	0,624
5	Экструзионный пенополи- стирол ТЕХНОНИ- КОЛЬ CARBON PROF – 150 мм	0,05	1,3	0,065
6	Биполь ЭПП – 2 мм	0,03	1,3	0,039
7	Железобетонная плита – 160 мм	4	1,1	4,4
	ИТОГО	5,66		6,558

Таблица 5.3

Постоянные нагрузки от кровли в осях «А-Г, 3-8»

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	Техноэласт ЭКП – 4 мм	0,05	1,3	0,065
2	Техноэласт ЭПП – 4 мм	0,05	1,3	0,065
3	Цементно-песчаная стяжка – 50 мм	1	1,3	1,3
4	Керамзитовый гравий – 150 мм	0,9	1,3	1,17
5	Экструзионный пенополи- стирол ТЕХНОНИ- КОЛЬ CARBON PROF – 150 мм	0,05	1,3	0,065
6	Биполь ЭПП – 2 мм	0,03	1,3	0,039
7	Железобетонная плита – 200 мм	5	1,1	5,5
	ИТОГО	7,08		8,2

Постоянные нагрузки от веса полов

Конструкция полов в помещениях здания общежития различаются в зависимости от их функционального назначения.

Сбор постоянных нагрузок от веса полов в различных помещениях представлен в нижеследующих таблицах

Таблица 5.4

Постоянные нагрузки от полов помещений уборочного инвентаря, санузлов, помещений для стирки, сушки, глажки одежды, помещений кладовых

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	Керамическая плитка по ГОСТ 6787-2001 с противоскользящей поверхностью	0,2	1,3	0,26
2	Цементно-песчаная стяжка – 50 мм	1	1,3	1,3
3	Рулонная звукоизоляция	0,01	1,3	0,03
	ИТОГО	1,21		1,59

Таблица 5.6

Постоянные нагрузки от полов коридоров, холлов, лестничных клеток, кухонь

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	Керамогранит с проти-	0,25	1,3	0,325

	воскользящей поверхностью			
2	Цементно-песчаная стяжка – 50 мм	1	1,3	1,3
3	Рулонная звукоизоляция	0,01	1,3	0,03
	ИТОГО	1,26		1,65

Таблица 5.5

Постоянные нагрузки от полов жилых комнат, комнат для персонала, кладовых белья

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	Гомогенный коммерческий линолеум	0,02	1,3	0,06
2	Цементно-песчаная стяжка – 50 мм	1	1,3	1,3
3	Рулонная звукоизоляция	0,01	1,3	0,03
	ИТОГО	1,03		1,39

Таблица 5.7

Постоянные нагрузки от полов входного тамбура

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	Грязезащитное покрытие EMCO DIPLOMAT 527R	0,15	1,3	0,195
2	Цементно-песчаная стяжка – 50 мм	1	1,3	1,3
	ИТОГО	1,15		1,495

Постоянные нагрузки от веса наружных стен и отделки фасадов

Наружные стены выполнены трехслойными:

- кладка из газосиликатных блоков по ГОСТ 21520-89 на цементно-песчаном р-ре М100, толщиной 250 мм (колонны каркаса из монолитного ж/б);
- утеплитель: ТЕХНОФАС СТО 72746455-3.2.1-2018.

Негорючие, гидрофобизированные тепло-, звукоизоляционные плиты из минеральной ваты на основе горных пород базальтовой группы (группа НГ по ГОСТ 30244-94) фирма ТЕХНОНИКОЛЬ плотностью 131-159кг/м³, толщиной 80 мм.

Наружная отделка - штукатурка - базовый слой Ceresit СТ 190 армированный стекло сеткой, толщиной 20мм, декоративно-защитное покрытие Ceresit толщиной 10мм.

Наружные стены ниже 0,000 выполнены трехслойными:

- монолитные железобетонные стены из тяжелого бетона кл. В25 с маркой по морозостойкости F300 толщиной 250мм;
- утеплитель — плиты из экструзионного пенополистирола XPS ТЕХНОНИКОЛЬ CARBON PROF СТО 72746455-3.3.1-2012 толщиной 80мм;
- защита гидроизоляции — профилированная мембрана PLANTER STANDART СТО 72746455-3.4.2-2014 — 8мм.

Наружная отделка - структурная штукатурка Ceresit СТ 60 по сетке толщиной 20мм.

Сбор постоянных нагрузок от веса стен и отделки фасадов ниже 0.000 и выше 0.000 представлен в таблицах 5.8...5.9.

Таблица 5.8

Постоянные нагрузки от веса стен и отделки наружных стен ниже отметки 0.000

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	Монолитные железобетонные стены из тяжелого бетона кл. В25 с маркой по морозостойкости F50 толщиной 250мм	6,25	1,1	6,875
2	Плиты из экструзионного пенополистирола XPS ТЕХНОНИКОЛЬ CARBON PROF СТО 72746455-3.3.1-2012 толщиной 80мм	0,03	1,3	0,039
3	Профилированная мембрана PLANTER STANDART СТО 72746455-3.4.2-2014 — 8мм	0,05	1,3	0,065
4	Наружная отделка - структурная штукатурка Ceresit СТ 60 по сетке толщиной 20мм	0,4	1,3	0,52
	ИТОГО	6,73		7,5

Таблица 5.9

Постоянные нагрузки от веса стен и отделки наружных стен выше отметки 0.000

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
----------	--------------	---	------------	---

1	Кладка из газосиликатных блоков толщиной 250мм	2	1,2	2,4
2	Плиты ТЕХНОФАС СТО 72746455-3.2.1-2018 толщиной 50 мм	0,08	1,3	0,104
3	Минераловатные плиты — 80 мм	0,13	1,3	0,17
4	Наружная отделка - структурная штукатурка толщиной 20мм	0,4	1,3	0,52
5	Покрытие Ceresit толщиной 10мм	0,18	1,3	0,234
	ИТОГО	2,79		3,43

Временные нагрузки

Снеговая нагрузка

Снеговую нагрузку рассчитываем по СП 20.13330.2016 (актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* "Нагрузки и воздействия"), раздел 10 «Снеговые нагрузки» по формуле

$$S_0 = s_e \times c_1 \times \mu \times S_g,$$

где:

$S_g = 1.5 \text{ кН/м}^2$ – вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с п.10.2 (с. Еганово МО находится в III снеговом районе).

Тогда нормативное значение снеговой нагрузки, передаваемое на плиты покрытия кровли, составит:

$$S_0 = 1 \times 1 \times 1 \times 1,5 = 1,5 \text{ кН/м}^2;$$

Расчетная снеговая нагрузка:

$$S = 1,5 \times 1,4 = 2,1 \text{ кН/м}^2;$$

Ветровые нагрузки

Ветровую нагрузку рассчитываем по СП 20.13330.2016 (актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»), раздел 11 «Воздействия ветра». Нормативное значение ветровой нагрузки определяется как сумма средней w_m и пульсационной w_p составляющих по формуле

$$w = w_m + w_p.$$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m определяется в зависимости от эквивалентной высоты z_e над поверхностью земли по формуле

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c,$$

где w_0 - нормативное значение ветрового давления;

$k(z_e)$ - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e ;

c – аэродинамический коэффициент.

с. Еганово МО находится в I районе по давлению ветра (см. карту 3 Приложения Ж СП 20.13330.2011). Тогда согласно таблице 11.1 СП $w_0 = 0,23$ кПа.

Эквивалентная высота z_e определяется согласно п. 11.1.5 СП 20.13330.2011. Для рассматриваемого здания при действии ветровой нагрузки со стороны осей «А» и «Д» при $h = 10$ м (от уровня земли) $< d = 25,0$ м (d - размер здания в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра (поперечный размер)):

$$z_e = h = 10 \text{ м.}$$

Коэффициент $k(z_e)$ определяется по таблице 11.2 или по формуле (11.4) СП.

Аэродинамический коэффициент c определяется по Приложению Д.1 СП 20.13330.2011. Для схемы Д.1.2 для наветренной стены $c_e = 0,8$; для подветренной стены $c_e = -0,5$; для боковых стен $c_e = -1,0 \dots -0,5$.

Коэффициент надежности для ветровой нагрузки принимается равным 1,4 (п. 11.1.12 СП).

Значения принятых коэффициентов $k(z_e)$ и расчетных ветровых нагрузок (активного и пассивного давления) на стены здания приведены в таблице 5.10.

Таблица 5.10

Расчетные значения ветровых нагрузок для наветренной и подветренной стен общежития (приложение на стены)

Высота z_e , м	$k(z_e)$	w_a , кН/м ²	w_p , кН/м ²
10	0,65	0,17	0,1

Полезная нагрузка на перекрытие

Временную нагрузку на конструкции междуэтажных монолитных железобетонных перекрытий определяем по СП 20.13330.2016 (актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»), раздел 8.3 «Равномерно распределенные нагрузки» по формуле

$$v = v_n \times \gamma_f,$$

где: v_n – временная нормативная нагрузка на междуэтажное перекрытие, принимаемая по табл. 8.3 СП;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый согласно п.8.2.2 СП; при нормативном значении менее 2,0 кПа $\gamma_f = 1,3$, при нормативном значении 2,0 кПа и более $\gamma_f = 1,2$.

Получаем:

– на перекрытие в жилых комнатах (поз. 1 таблицы 8.3)

$$v_{n1} = 1,5 \text{ кН/м}^2; \quad v_1 = 1,5 \times 1,3 = 1,95 \text{ кН/м}^2;$$

– на перекрытие в коридорах и на лестницах (поз. 12 таблицы 8.3)

$$v_{n2} = 3,0 \text{ кН/м}^2; \quad v_2 = 3,0 \times 1,2 = 3,6 \text{ кН/м}^2;$$

– на перекрытие в бытовых и административных помещениях (поз. 2 таблицы 8.3)

$$v_{n3} = 2,0 \text{ кН/м}^2; \quad v_3 = 2,0 \times 1,2 = 2,4 \text{ кН/м}^2;$$

– на перекрытие в подземной парковке от веса автомобилей (поз. 16 таблицы 8.4)

$$v_{n4} = 5,0 \text{ кН/м}^2; \quad v_4 = 5,0 \times 1,2 = 6,0 \text{ кН/м}^2;$$

Статические расчеты пространственной схемы здания

Для статических расчетов принят пространственный блок здания, образованный металлическими колоннами, стропильными фермами, связями, прогонами.

Общий вид расчетной схемы представлен на рис.5.1

Количественные характеристики расчетной схемы.

Расчетная схема характеризуется следующими параметрами:

- количество узлов — 27935;
- количество конечных элементов — 27694;
- общее количество неизвестных перемещений и поворотов — 31977;
- количество загружений — 6;
- количество комбинаций загружений – 4.

Статические расчеты пространственного блока здания в общем выполнен на следующие виды загружений:

- 1 - нагрузками от собственного веса конструкций каркаса;
- 2 - постоянными нагрузками от веса кровли;
- 3 - постоянными нагрузками от веса стен;
- 4 - постоянными нагрузками от веса полов;
- 5- полезными нагрузками на перекрытия
- 6 - снеговые нагрузки на крыше;
- 7 – ветровыми нагрузками

На рис. 5.2...5.4 приведены значения горизонтальных и вертикальных перемещений узлов системы при действии статических нагрузок.

Эпюры продольных сил, изгибающих моментов и поперечных сил в стержневых элементах здания при действии статических (постоянных, снеговых) нагрузок, показаны на рис. 5...7.

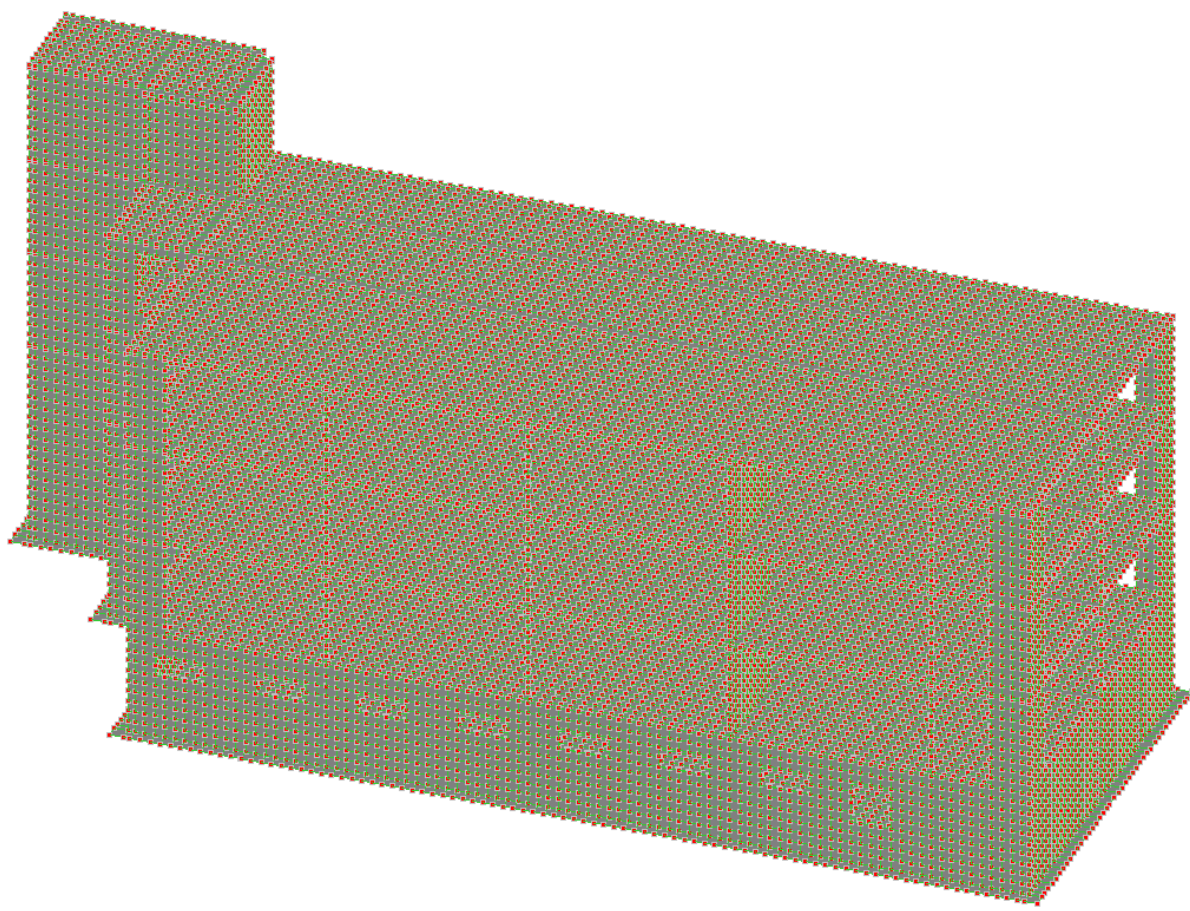


Рис.5. 1. Общий вид расчетной схемы

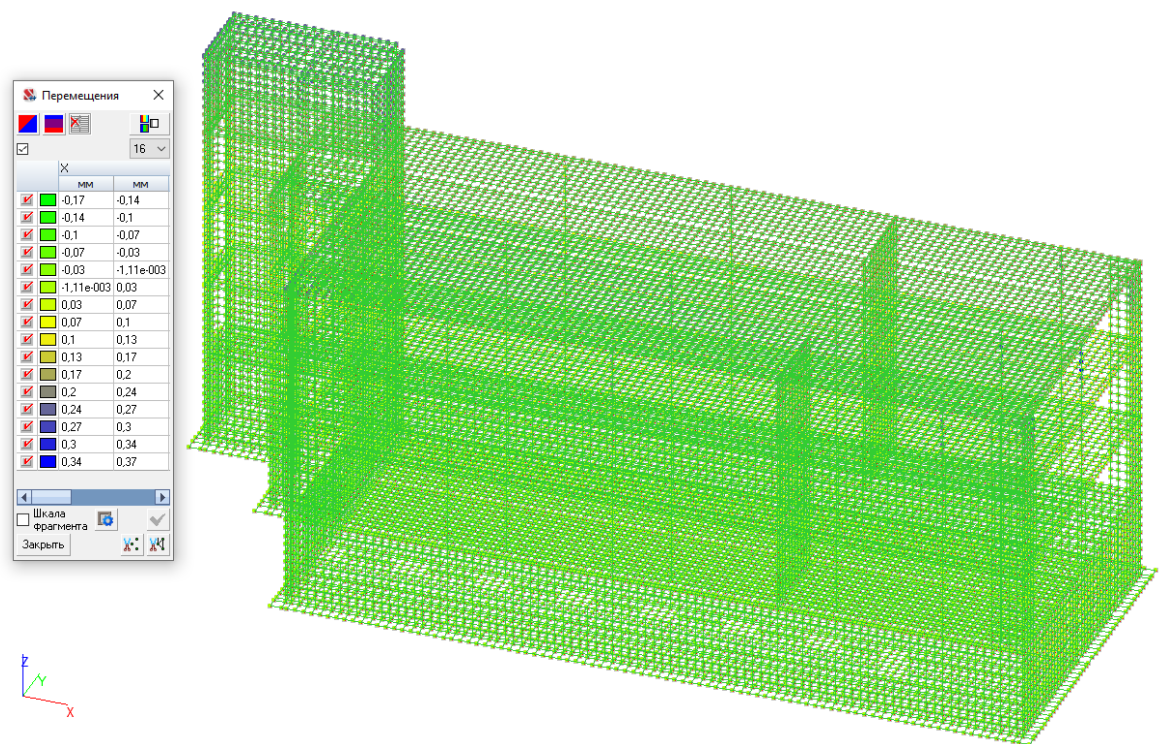


Рис. 5.2. Горизонтальные (вдоль оси X) перемещения узлов пространственной системы здания от совместного действия постоянных и временных нагрузок

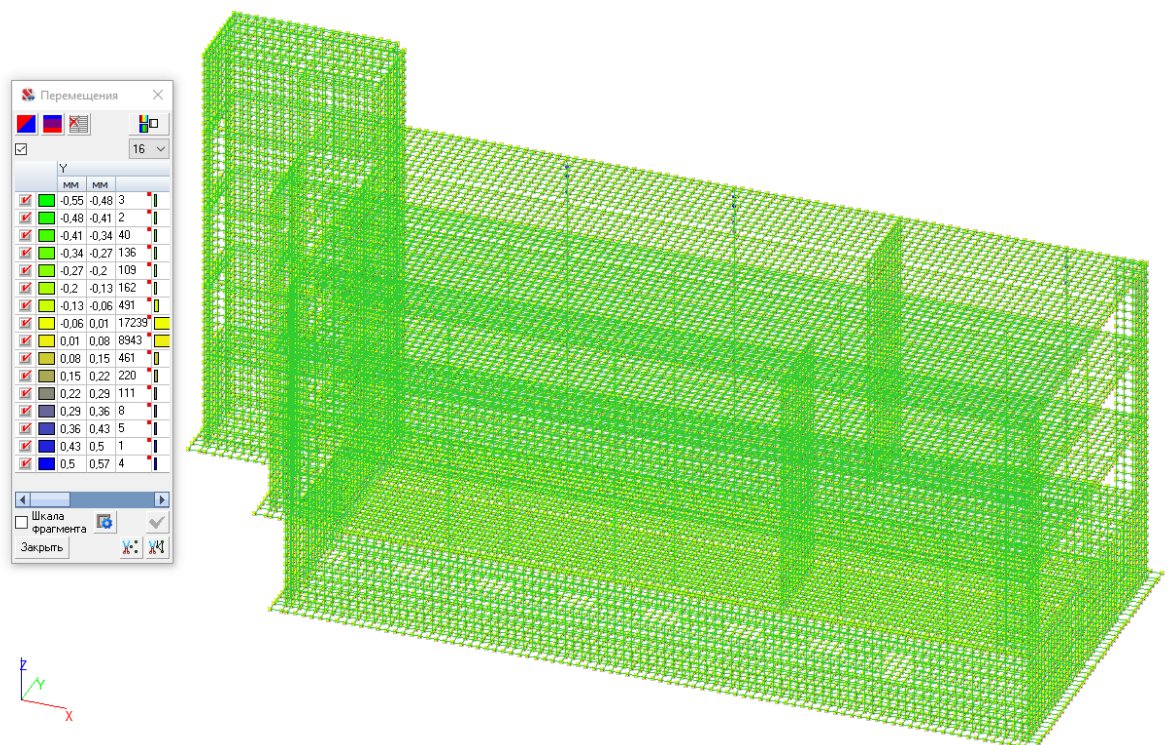


Рис. 5.3. Горизонтальные (вдоль оси Y) перемещения узлов пространственной системы здания от совместного действия постоянных и временных нагрузок

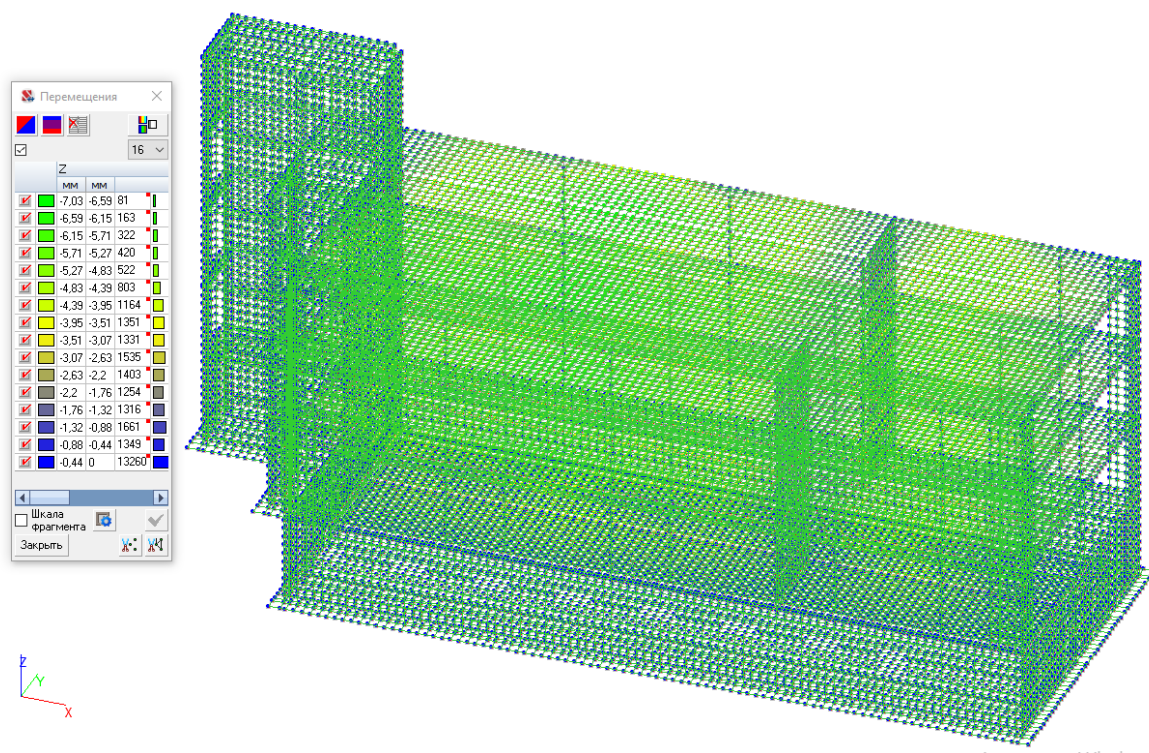


Рис. 5.4. Вертикальные (вдоль оси Z) перемещения узлов пространственной системы здания от совместного действия постоянных и временных нагрузок

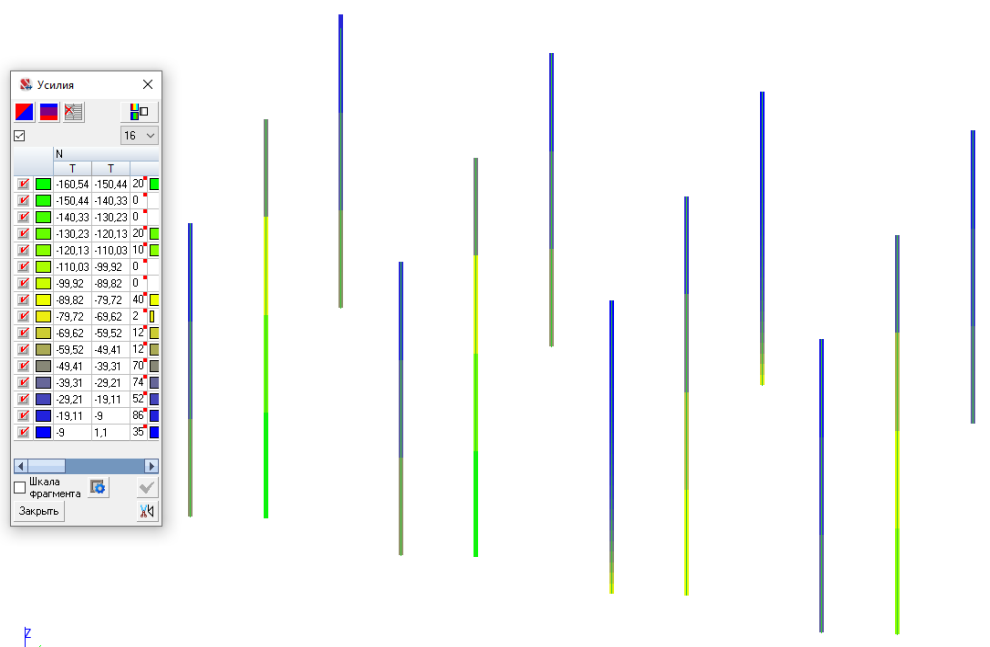


Рис. 5.5. Эпюры продольных сил N (в т) в железобетонных колоннах и сердечниках от совместного действия постоянных и временных нагрузок

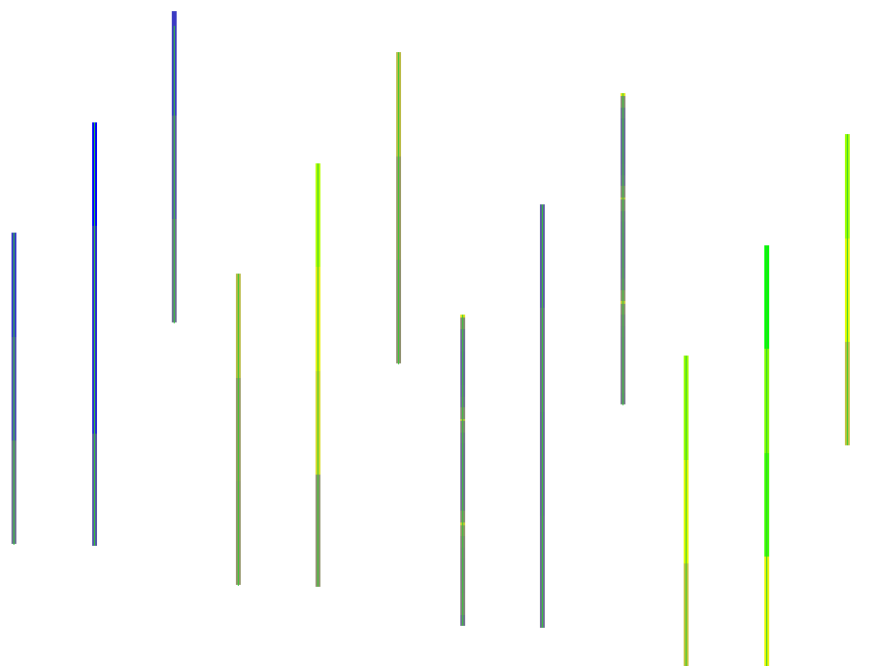
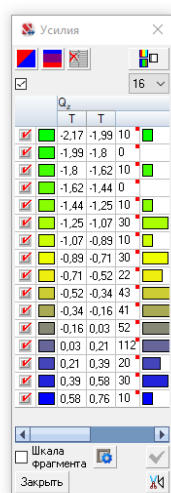


Рис. 5.6. Эпюры поперечных сил Q (в т) в железобетонных колоннах и сердечниках от совместного действия постоянных и временных нагрузок

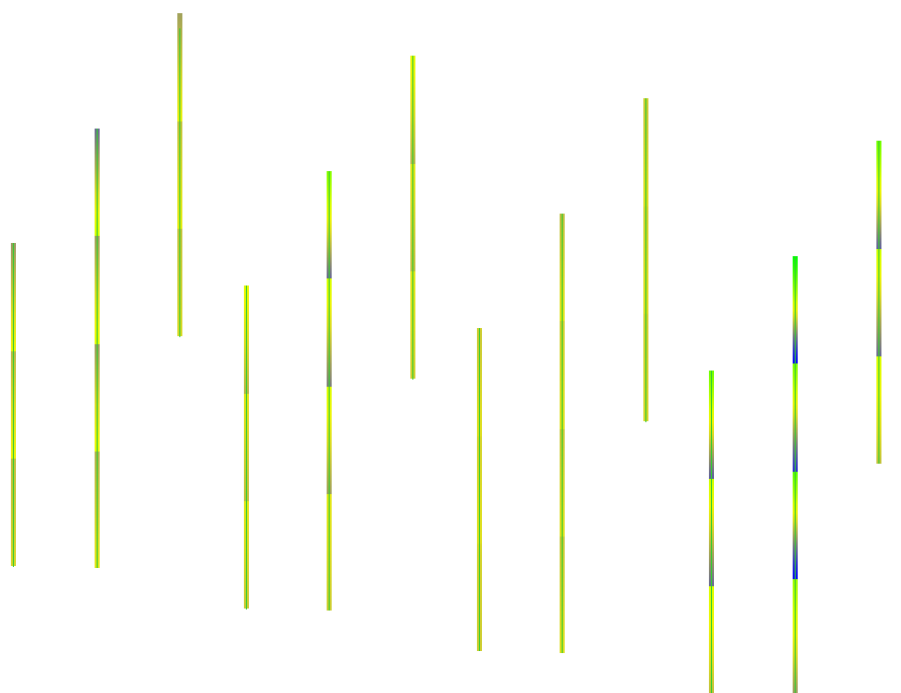
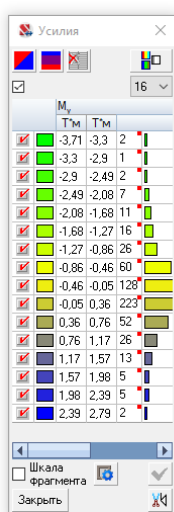


Рис. 5.7. Эпюры изгибающих моментов M_x (в т*м) в железобетонных колоннах и сердечниках от совместного действия постоянных и временных нагрузок

Результаты определения армирования монолитных железобетонных конструкций

Армирование монолитной железобетонной фундаментной плиты

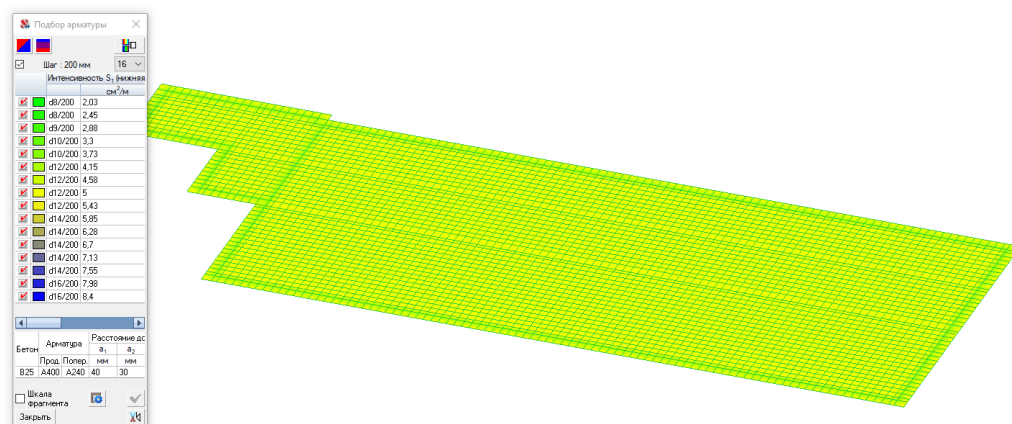


Рис. 5.8. Интенсивность нижнего армирования вдоль оси X

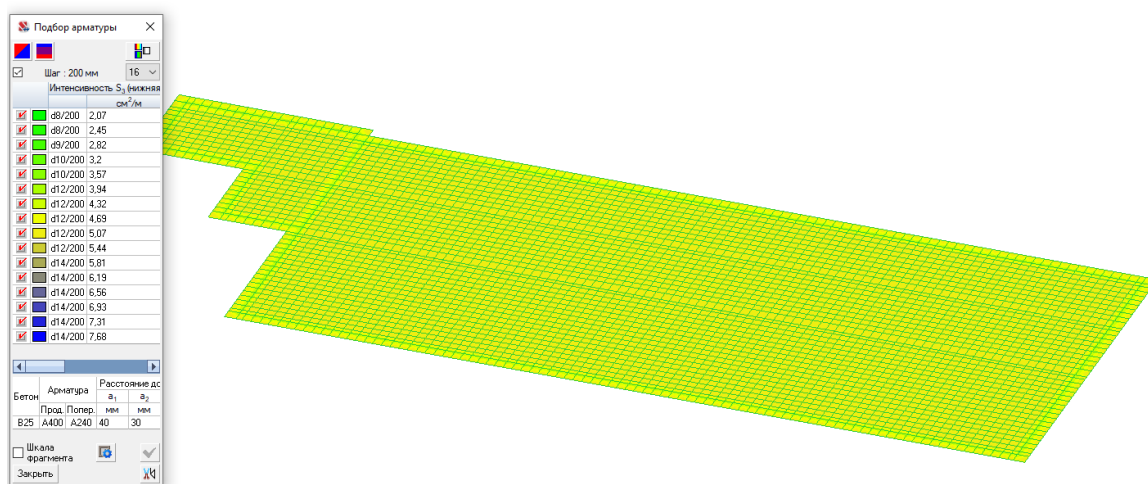


Рис. 5.9. Интенсивность нижнего армирования вдоль оси Y

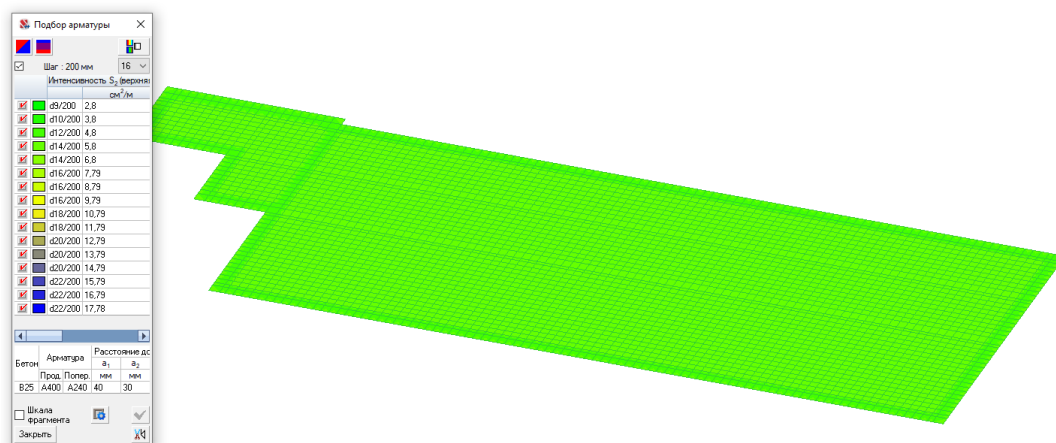


Рис. 5.10. Интенсивность верхнего армирования вдоль оси X

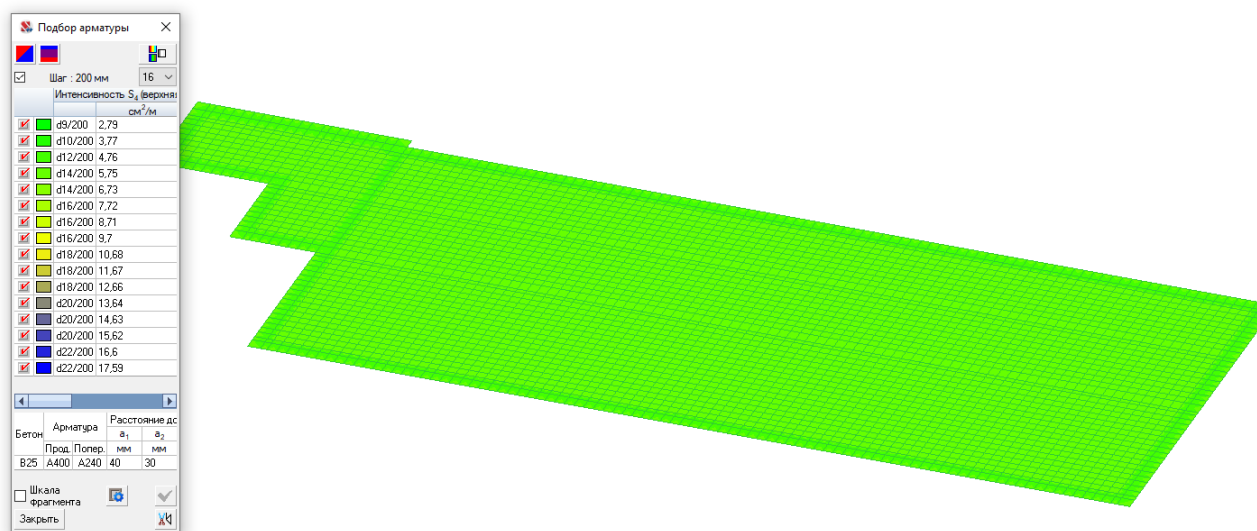


Рис. 5.11. Интенсивность верхнего армирования вдоль оси Y

Армирование монолитных железобетонных стен цокольного этажа

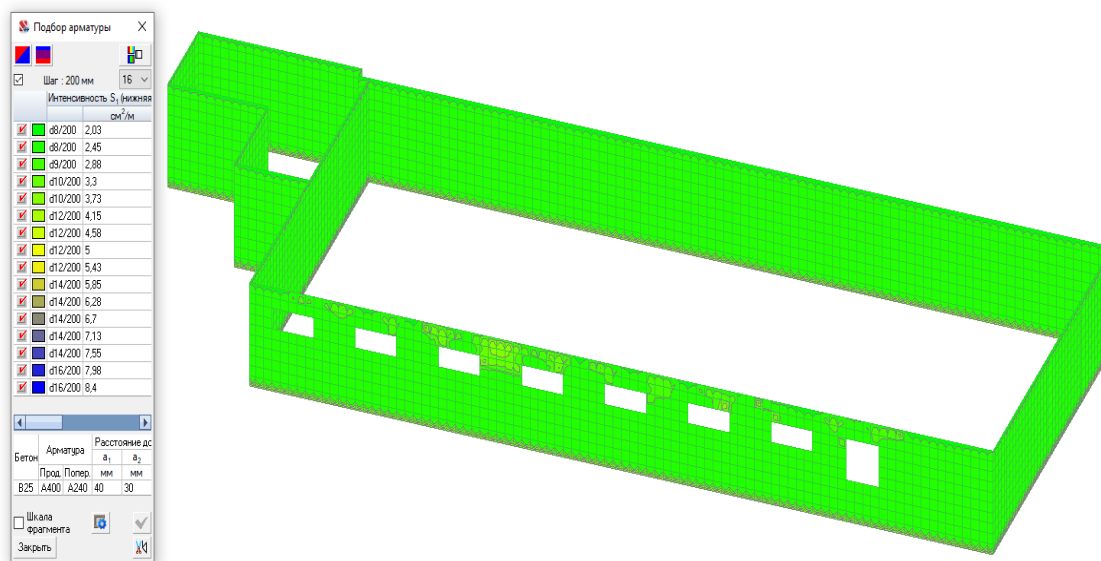


Рис. 5.12. Интенсивность нижнего армирования вдоль оси X

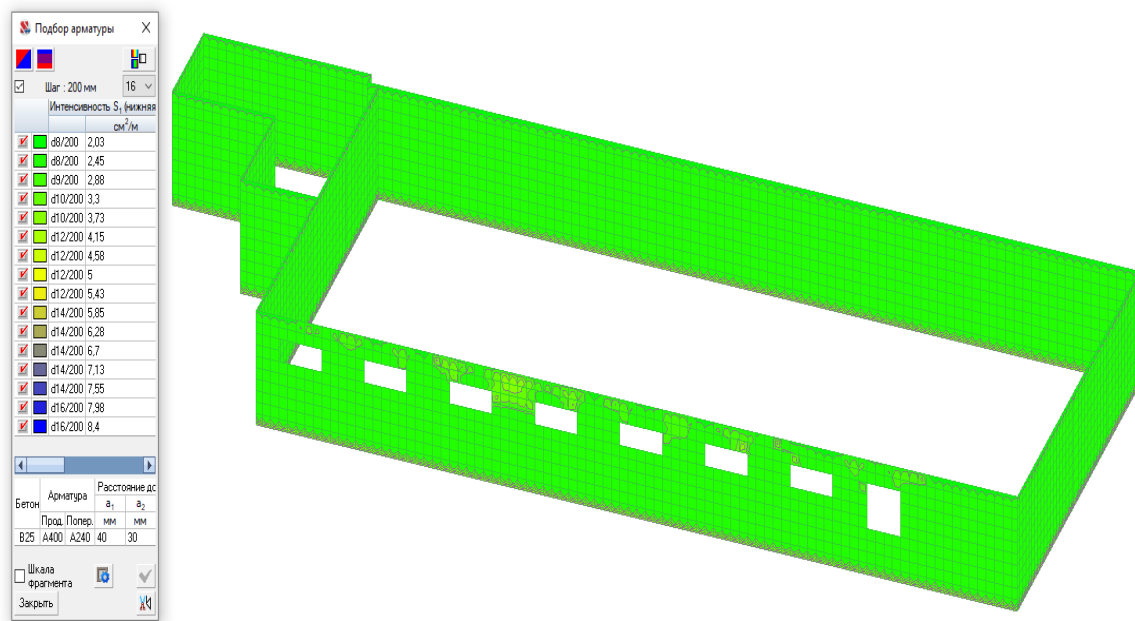


Рис. 5.13. Интенсивность нижнего армирования вдоль оси Y

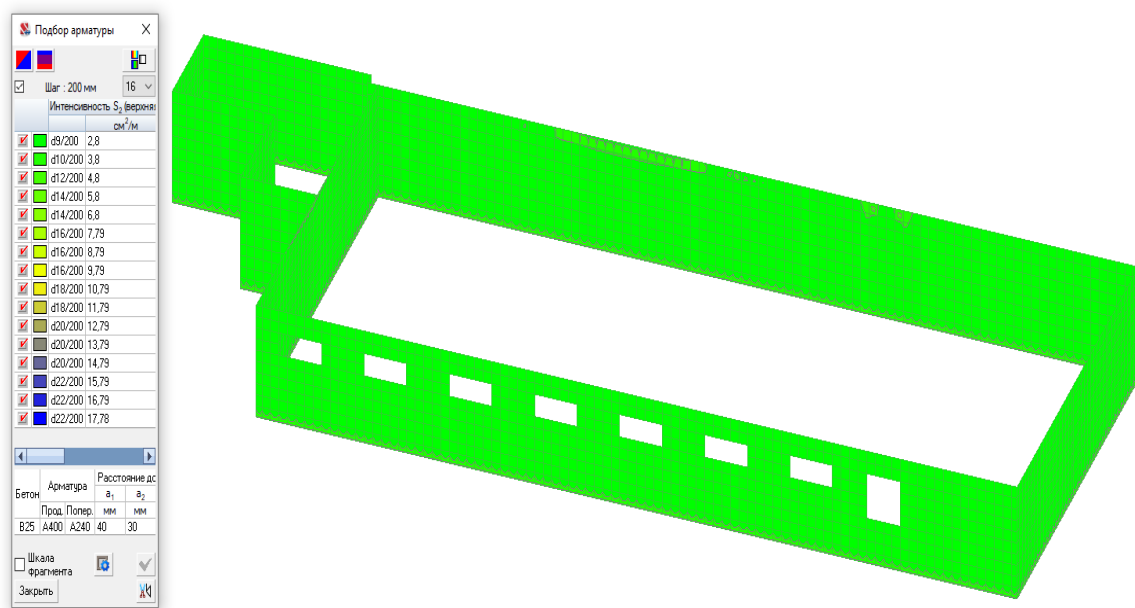


Рис. 5.14. Интенсивность верхнего армирования вдоль оси X

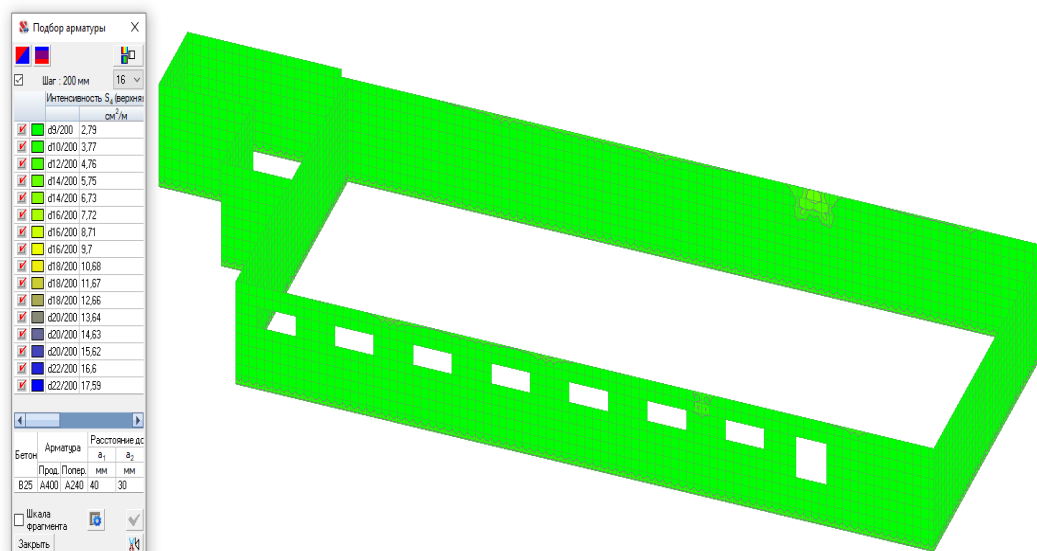


Рис. 5.15. Интенсивность верхнего армирования вдоль оси Y

Армирование монолитных железобетонных стен и пилонов выше отметки 0.000

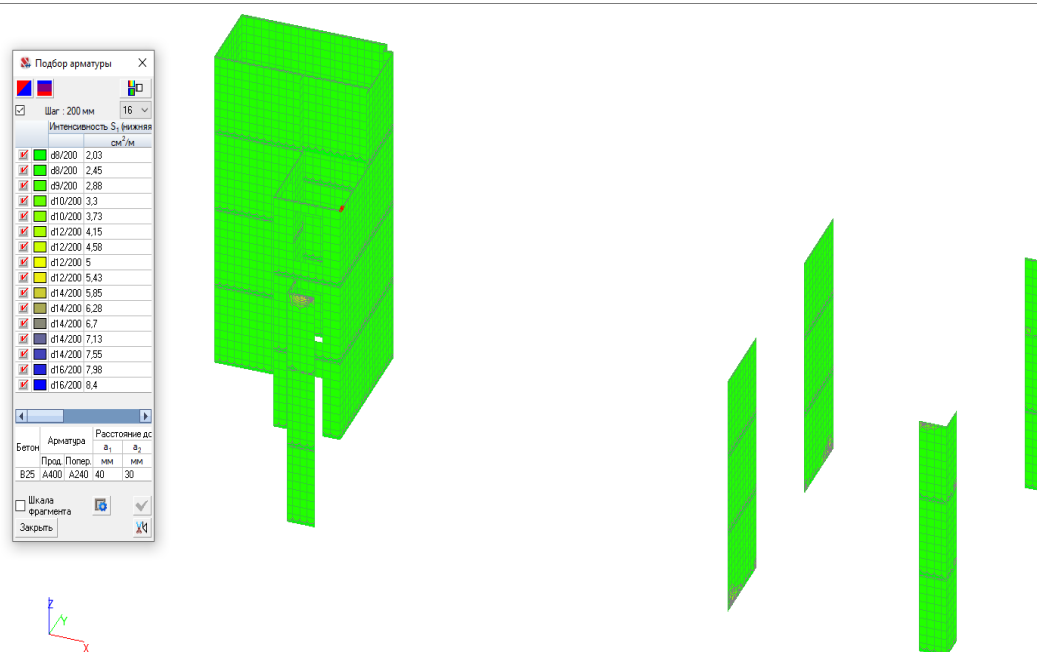


Рис. 5.16. Интенсивность нижнего армирования вдоль оси X

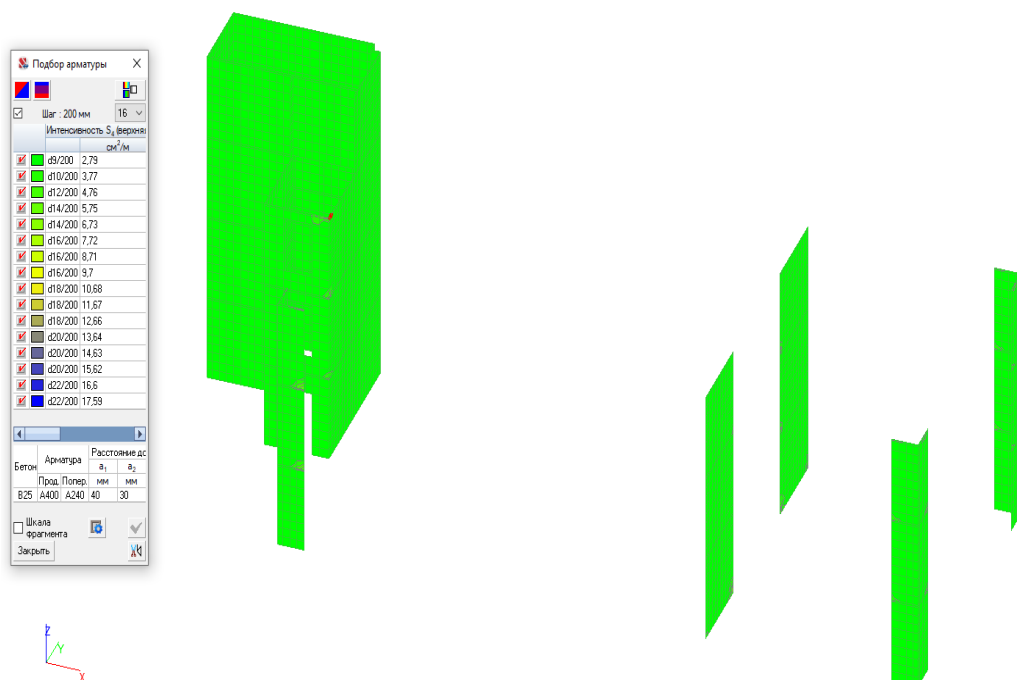


Рис. 5.19. Интенсивность верхнего армирования вдоль оси Y

Армирование монолитных железобетонных плит перекрытия

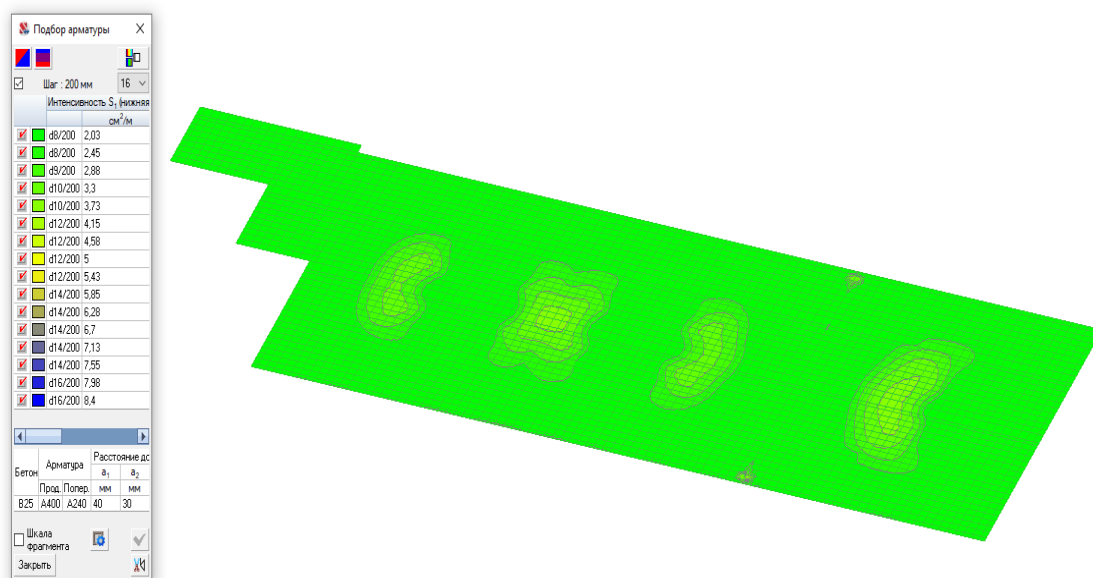


Рис. 5.20. Интенсивность нижнего армирования вдоль оси X

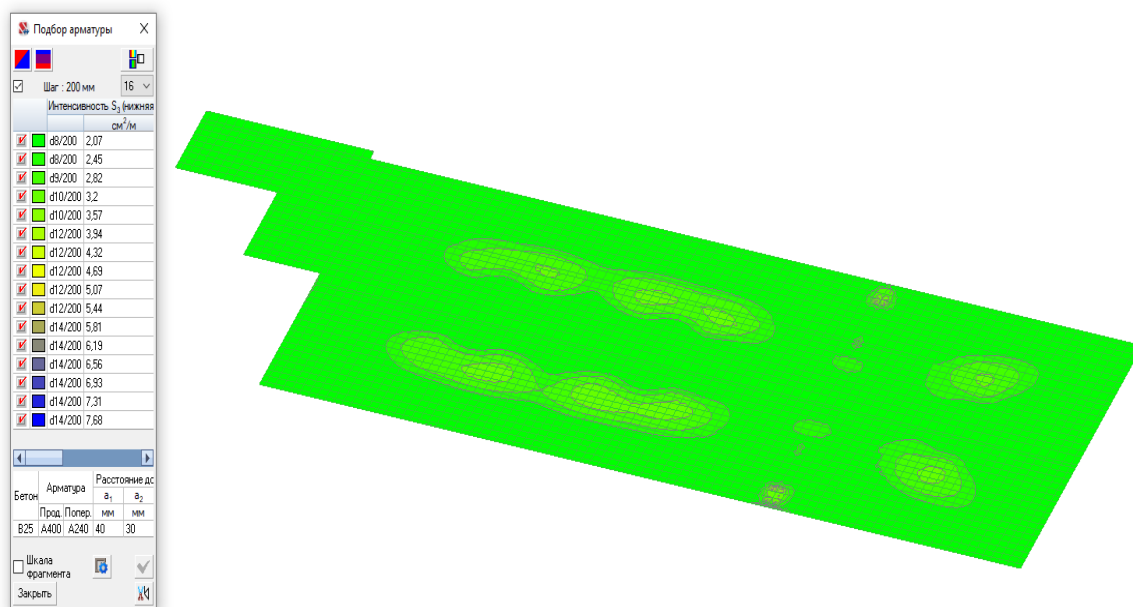


Рис. 5.21. Интенсивность нижнего армирования вдоль оси Y

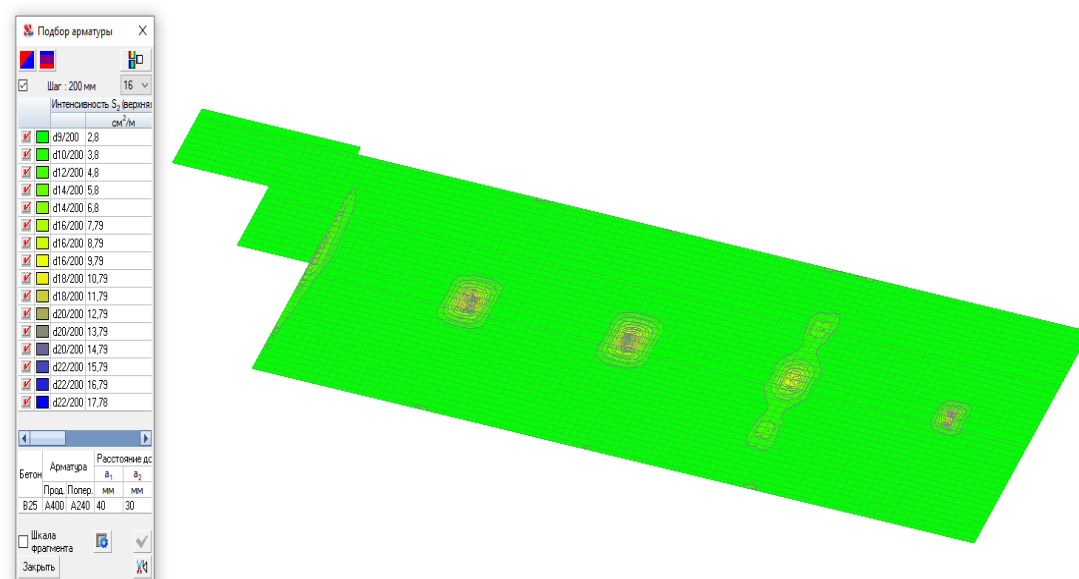


Рис. 5.22. Интенсивность верхнего армирования вдоль оси X

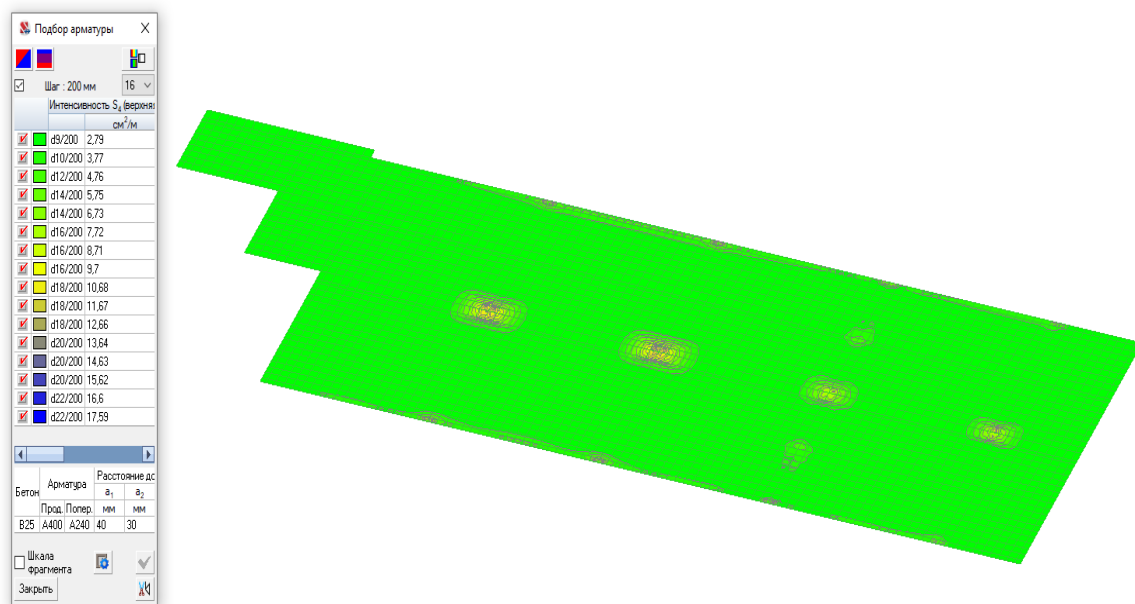


Рис. 5.23. Интенсивность верхнего армирования вдоль оси Y

Армирование монолитной железобетонной плиты покрытия

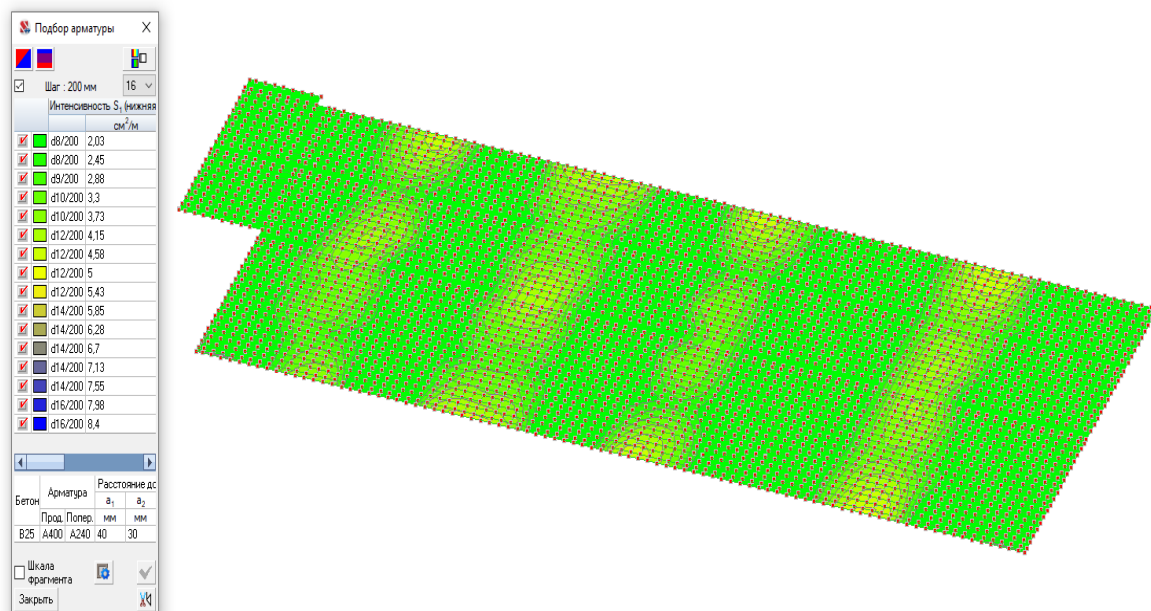


Рис.5.24. Интенсивность нижнего армирования вдоль оси X

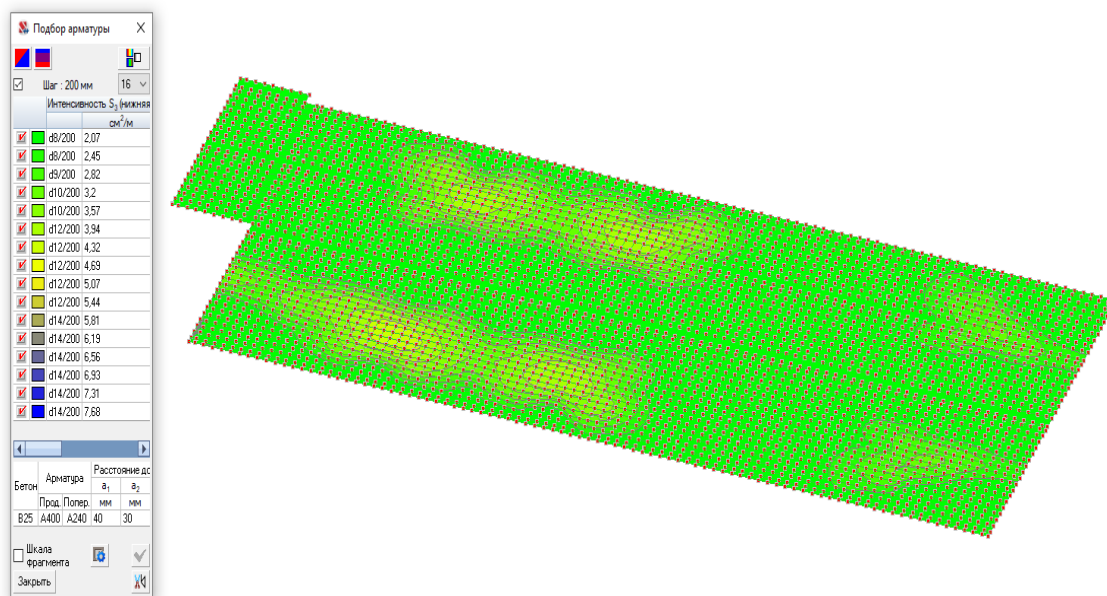


Рис. 5.25. Интенсивность нижнего армирования вдоль оси Y

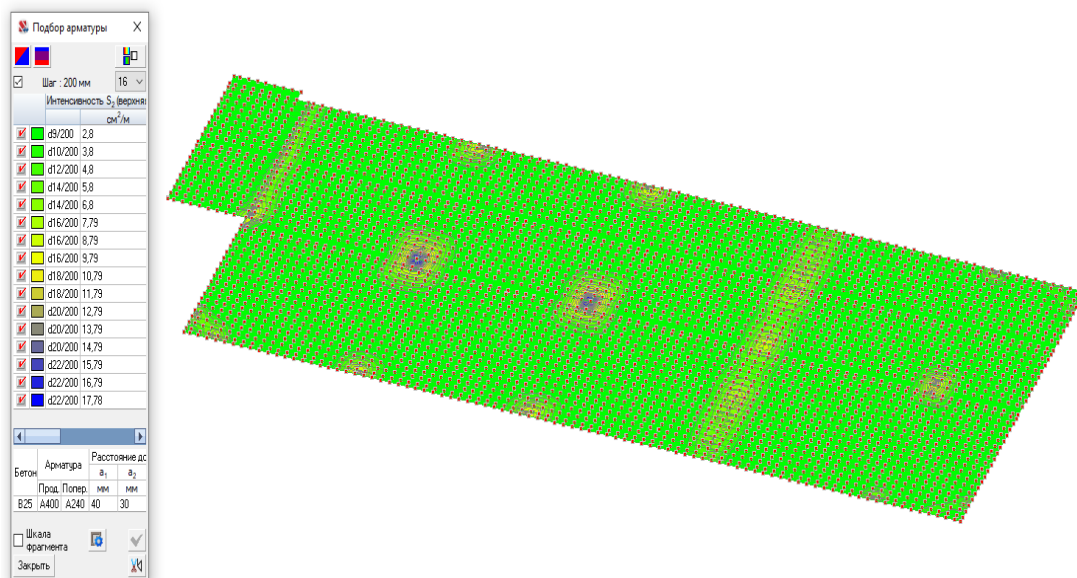


Рис.5. 26. Интенсивность верхнего армирования вдоль оси X

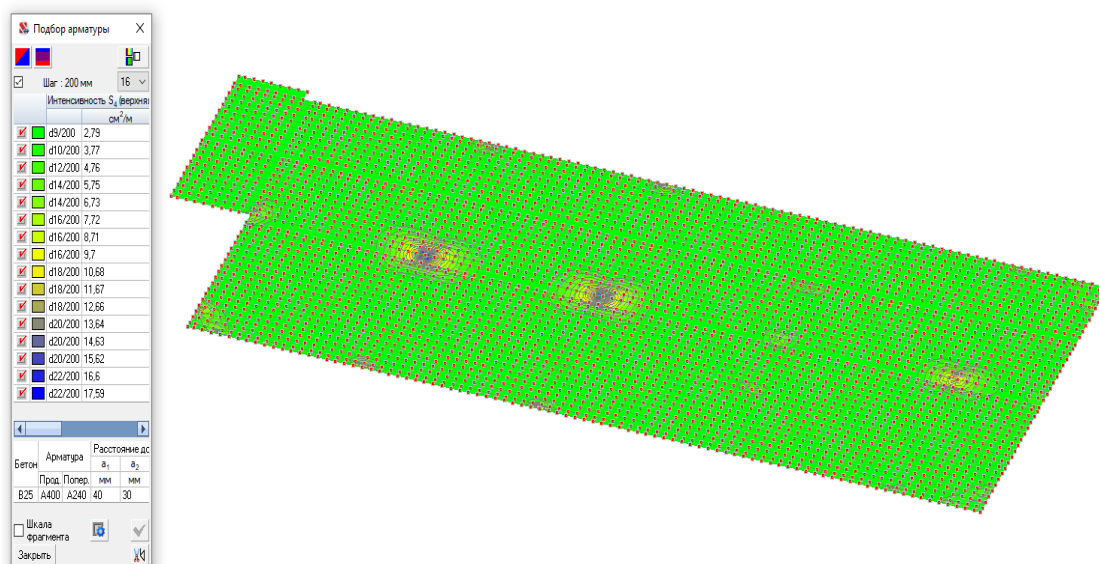


Рис. 5.27. Интенсивность верхнего армирования вдоль оси Y

Армирование монолитных колонн

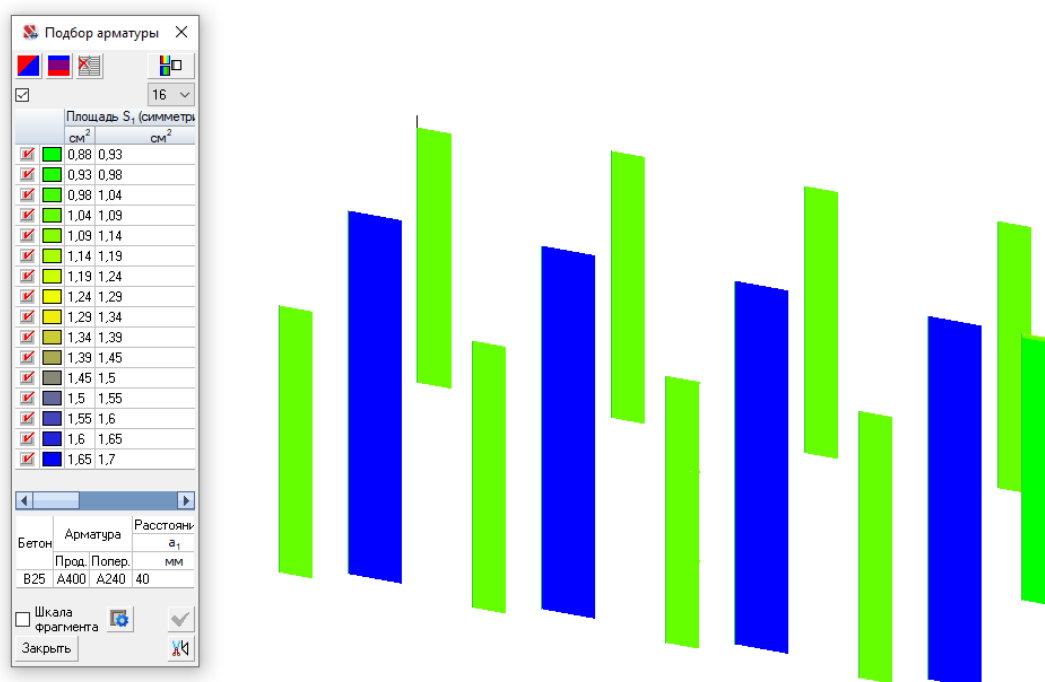


Рис. 5.28. Требуемая по расчету площадь симметричного армирования (см²)

Основные выводы по расчетам

Проведенные статические расчеты пространственной системы здания общежития показали, что максимальные горизонтальные и вертикальные перемещения элементов системы не превышают предельно допустимых значений.

По результатам проведенных расчетов и конструктивным требованиям принято следующее армирование для монолитных железобетонных конструкций:

Армирование фундаментной плиты

- нижнее армирование вдоль оси X – Ø12 A400, шаг 200 мм;
- нижнее армирование вдоль оси Y – Ø12 A400, шаг 200 мм;
- верхнее армирование вдоль оси X – Ø14 A400, шаг 200 мм;
- верхнее армирование вдоль оси Y – Ø14 A400, шаг 200 мм.

Армирование плиты перекрытия цокольного, первого и второго этажей:

- нижнее армирование вдоль оси X – Ø12 A400, шаг 200 мм;
- нижнее армирование вдоль оси Y – Ø12 A400, шаг 200 мм;
- верхнее армирование вдоль оси X – Ø14 A400, шаг 200 мм;
- верхнее армирование вдоль оси Y – Ø14 A400, шаг 200 мм.

Армирование цокольных стен:

- горизонтальное армирование наружной грани – Ø12 A400, шаг 200 мм;
- горизонтальное армирование внутренней грани – Ø12 A400, шаг 200 мм;
- вертикальное армирование наружной грани – Ø12 A400, шаг 150...200 мм;
- вертикальное армирование внутренней грани – Ø12 A400, шаг 150...200 мм.

Армирование стен и пилонов выше отметки 0.000:

- горизонтальное армирование наружной грани – Ø12 A400, шаг 200 мм;
- горизонтальное армирование внутренней грани – Ø12 A400, шаг 200 мм;
- вертикальное армирование наружной грани пилонов – Ø16 A400;
- вертикальное армирование внутренней грани пилонов – Ø16 A400;
- вертикальное армирование наружной грани стен – Ø12 A400, шаг 150...200 мм;
- вертикальное армирование внутренней грани стен – Ø12 A400, шаг 150...200 мм;

Армирование плиты покрытия:

- нижнее армирование вдоль оси X – Ø12 A400, шаг 200 мм;
- нижнее армирование вдоль оси Y – Ø12 A400, шаг 200 мм;
- верхнее армирование вдоль оси X – Ø12 A400, шаг 200 мм;
- верхнее армирование вдоль оси Y – Ø12 A400, шаг 200 мм.

Армирование колонн:

- симметричное армирование – 8Ø16 A400.

Часть 5-4. Составление заключения: по проектному решению, по расчету конструктивной системы и железобетонных конструкций здания, по исполнительным чертежам проекта, раздела КЖ(АС).

Составление заключения по проектному решению, принятому при выполнении курсовой работы на тему Проектирование многоэтажного монолитно здания каркасной конструктивной системы (с индивидуальными исходными данными), выполненному во втором семестре обучения по дисциплине.

При составлении заключения необходимо продемонстрировать знание материала, изученного в разделах 6-1, 5-2, 5-3

Практическая работа №6 по разделу дисциплины: Экспериментальные и компьютерные исследования железобетонных конструкций (6 часов).

Знакомство с примерами проведения лабораторных испытаний и исследований железобетонных конструкций на компьютерных моделях (части 6-1, 6-2)

Изучение технических характеристик экспериментального оборудования и комплекта измерительной аппаратуры для проведения экспериментальных исследований строительных конструкций применительно к лаборатории испытания строительных конструкций УЛК НИУ МГСУ (часть 6-1, 6-2 6-3)

Выполнение компьютерной обработки массива данных, сформированного из показаний измерительной аппаратуры при проведении эксперимента (часть 6-2)

Построение компьютерной модели по индивидуальным исходным данным для проведения исследований железобетонных конструкций с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР (ПЗ№5) - часть 6-4

Часть 6-1. В рамках практической работы изучается методика, процесс испытания и обработка результатов испытания различных железобетонных конструкций в лабораторных условиях. На первом занятии рассмотрим лабораторное испытание железобетонной плиты перекрытия.

Настоящее заключение составлено по результатам испытания статической нагрузкой железобетонной плиты ПК 72.15-12,5 Ат800.

Согласно серии 1.241-1 выпуск 27 железобетонные плиты ПК 72.15-12,5 Ат800 должны иметь следующие технические характеристики:

1. Длина плиты L, мм	7180
2. Ширина плиты B, мм	1490
3. Толщина плиты h, мм	220
4. Расчетный пролет L_0 , мм	7050
5. Масса плиты m, т	3,35
6. Армирование плиты:	
- в продольном направлении в нижней зоне плита армируется предварительно напряженными стержнями: четыре Ø 16 Ат800 и четыре Ø 14 Ат800;	
7. Класс бетона	B25
8. Расчетная нагрузка (без учета собственного веса плиты) q_k , кН/м ² :	12,25

9. Контрольная нагрузка по проверке прочности (без учета собственного веса плиты) q_k , кН/м²:

- для I случая разрушения при $C=1,4$ 18,8

- для II случая разрушения при $C=1,6$ 22,0

10. Контрольная нагрузка по проверке жесткости $q_{f,k}$, кН/м² 10,5

11. Контрольная нагрузка по раскрытию трещин $q_{cr,k}$, кН/м² 11,8

12. Контрольный прогиб f_k , мм 21,5

13. Контрольная ширина раскрытия трещин $[a_{cr}]$, мм 0,25

Испытанная плита ПК 72.15-12,5 Ат800 имела следующие характеристики (рис. П.1.1):

1. Длина плиты, мм 7180

2. Ширина плиты, мм 1490

3. Толщина плиты, мм 220

4. Расчетный пролет L_0 , мм 7050

5. Прочность бетона, МПа 29

8. Армирование плиты:

- в продольном направлении в нижней зоне плита армируется восемью предварительно напряженными стержнями Ø 14 Ат800;

- дополнительно в продольном направлении плита армируется пятью плоскими каркасами; в каждом каркасе нижний и верхний стержень из Ø 12 А500, поперечная арматура выполнена из Ø 4 Вр500 с шагом 90 мм в опорной части и шагом 140 мм в пролете.

МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЯ

Испытание железобетонной плиты ПК 72.15-12,5 Ат800 проводили в проектном положении согласно ГОСТ 8829-94 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости».

Плита при испытании опиралась на подвижную и неподвижную опоры (рис. П.1.2). Нагрузка на конструкцию создавалась гидравлическим домкратом ДГ-100, подключенным к насосной станции НСП-400. Давление в домкрате измерялось манометром типа ОБМГн-1. Нагрузка от домкрата на плиту передавалась через систему металлических распределительных траверс в четырех сечениях. В верхней точке домкрат упирался в металлическую траверсу, соединенную тяжами с силовым полом. Нагружение плиты производилось этапами по 16,5 кН, чему соответствовало давление в домкрате 10 атм, фиксируемое манометром. После приложения каждого этапа нагрузки производилась выдержка конструкции в течение 8...10 минут. В это время плита осматривалась, фиксировались образование и развитие трещин. После выдержки конструкции под нагрузкой снимались показания приборов. При испытании измерялись: прогиб плиты и вертикальные смещения опор прогибомерами системы Аистова; деформации бетона растянутой зоны - четырьмя тензометрами рычажного типа; возможное проскальзывание предварительно напряженной арматуры - индикаторами часового типа; ширину раскрытия трещин - отсчетным микроскопом МПБ-2.

Нагрузки и внутренние усилия при испытании плиты ПК 72.15-12,5 Ат800 приведены в таблице П.1.1, показания приборов даны в таблицах П.1.2 - П.1.4. Иллюстрации испытания представлены в приложении 2.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ

Перед испытанием был проведен визуальный осмотр плиты ПК 72.15-12,5 Ат800 с выявлением начальных дефектов. В плите отсутствуют начальные трещины.

1. Жесткость плиты ПК 72.15-12,5 Ат800

На седьмом этапе нагружения величина изгибающего момента в середине пролета плиты составила $M_7 = 102,36 \text{ кН*м}$ (что составляет 104,4 %

момента от контрольной нагрузки по проверке жесткости конструкции), при этом прогиб плиты ПК 72.15-12,5 Ат800 составил $f_7 = 12,36$ мм (рис. 6.11). Данная величина прогиба не превышает величину контрольного прогиба $f_K = 21,5$ мм.

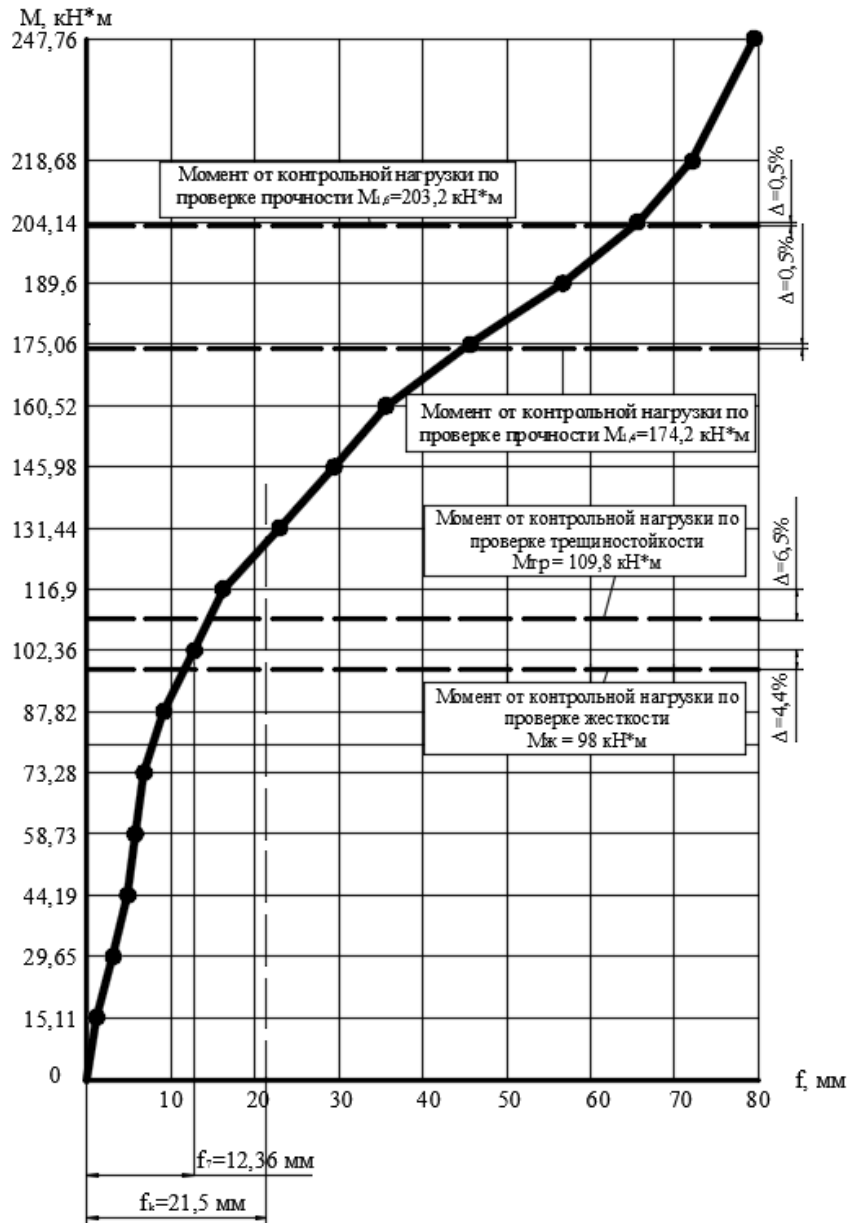


Рис. 6.1. Прогиб железобетонной плиты ПК 72.15-12,5 Ат800 в середине пролета

Таким образом, испытанная плита ПК 72.15-12,5 Ат800 удовлетворяет требованиям ГОСТ 8829-94, ГОСТ 9561-2016, ГОСТ 13015-2012 и серии 1.241-1 выпуск 27 по жесткости.

2. Трещиностойкость плиты ПК 72.15-12,5 Ат800

На восьмом этапе нагружения величина изгибающего момента в середине пролета плиты составила $M_8 = 116,9$ кН*м (что составляет 106,5 % момента от контрольной нагрузки по проверке трещиностойкости (раскрытия трещин в конструкции)), при этом трещин в плите ПК 72.15-12,5 Ат800 на данном этапе нагружения обнаружено не было.

Таким образом, плита ПК 72.15-12,5 Ат800 удовлетворяет требованиям ГОСТ 8829-94, ГОСТ 9561-2016, ГОСТ 13015-2012 и серии 1.241-1 выпуск 27 по трещиностойкости.

3. Прочность плиты ПК 72.15-12,5 Ат800

Испытание плиты ПК 72.15-12,5 Ат800 было остановлено на шестнадцатом этапе нагружения при моменте равном $M_{16} = 247,76$ кН*м. На данном этапе в нижней зоне плиты в середине пролета имелись нормальные трещины, шириной раскрытия до 0,25 мм, наклонные трещины в плите не обнаружены. Проскальзывание преднапряженной арматуры по показаниям индикаторов не наблюдалось.

Величина максимального изгибающего момента составила:

- без учета веса плиты $M_{16} = 247,76$ кН*м

Величина максимальной поперечной силы на опоре:

- без учета веса плиты $Q_{15} = 140,575$ кН

Отношение суммарного фактического разрушающего момента к моменту от контрольной нагрузки по проверке прочности (без учета собственного веса плиты) при $C = 1,4$:

$$K = M_{16} / M_K = 247,76 / 174,03 = 1,42 > 1,$$

где $M_K = q_K * L_0^2 / 8 = 28,012 * 7,05^2 / 8 = 174,03 \text{ кН*м}$ - момент от контрольной нагрузки по проверке прочности при $C=1,4$:

$$q_K = 18,8 * 1,49 = 28,012 \text{ кН/м.}$$

Отношение максимальной поперечной силы на опоре к поперечной силе от контрольной нагрузки по проверке прочности (без учета собственного веса плиты) при $C = 1,6$ составило:

$$C_q = Q_{16} / Q_{\text{РАСЧ}} = 140,575 / 115,55 = 1,22 > 1;$$

где $Q_{\text{РАСЧ}} = q_{\text{РАСЧ}} * L_0 / 2 = 32,78 * 7,05 / 2 = 115,55 \text{ кН}$ - поперечная сила от контрольной нагрузки по проверке прочности при $C=1,6$:

$$q_{\text{РАСЧ}} = 22 * 1,49 = 32,78 \text{ кН/м.}$$

Таким образом, испытанная плита ПК 72.15-12,5 Ат800 удовлетворяет по прочности требованиям ГОСТ 8829-94, ГОСТ 9561-2016, ГОСТ 13015-2012 и серии 1.241-1 выпуск 27.

ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

1. Испытанная железобетонная плита ПК 72.15-12,5 Ат800 удовлетворяет требованиям ГОСТ 8829-94, ГОСТ 9561-2016, ГОСТ 13015-2012 и серии 1.241-1 выпуск 27 по прочности, жесткости и трещиностойкости.
2. Плита ПК 72.15-12,5 Ат800 может быть использована под расчетную равномерно распределенную нагрузку $q = 12,25 \text{ кН/м}^2$ (без учета веса плиты).

А К Т

ПО ИСПЫТАНИЮ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ

ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ

ПЛИТЫ ПК 72.15-12,5 Ат800

Настоящий акт составлен по результатам испытания статической нагрузкой железобетонной плиты ПК 72.15-12,5 Ат800, изготовленной ООО «Кемеровский ДСК».

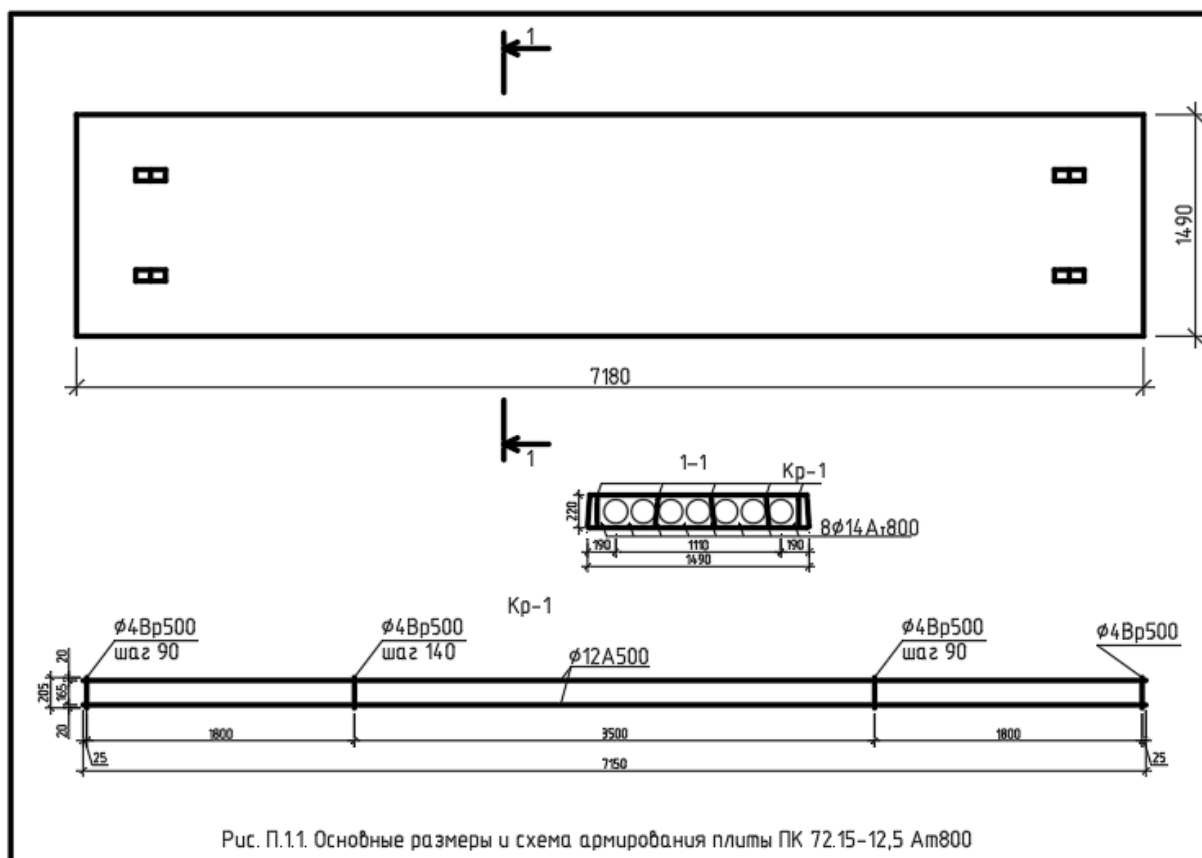
Плита ПК 72.15-12,5 Ат800 изготовлена по серии 1.241-1 выпуск 27, а также ГОСТ 9561-2016, ГОСТ 13015-2012.

Испытанная плита ПК 72.15-12,5 Ат800 имела следующие характеристики (рис. П.1.1):

1. Длина плиты, мм	7180
2. Ширина плиты, мм	1490
3. Толщина плиты, мм	220
4. Расчетный пролет L_0 , мм	
7050	
5. Прочность бетона, МПа	29
8. Армирование плиты:	

- в продольном направлении в нижней зоне плита армируется восемью предварительно напряженными стержнями Ø 14 Ат800;

- дополнительно в продольном направлении плита армируется пятью плоскими каркасами; в каждом каркасе нижний и верхний стержень из $\varnothing 12$ A500, поперечная арматура выполнена из $\varnothing 4$ Bp500 с шагом 90 мм в опорной части и шагом 140 мм в пролете.

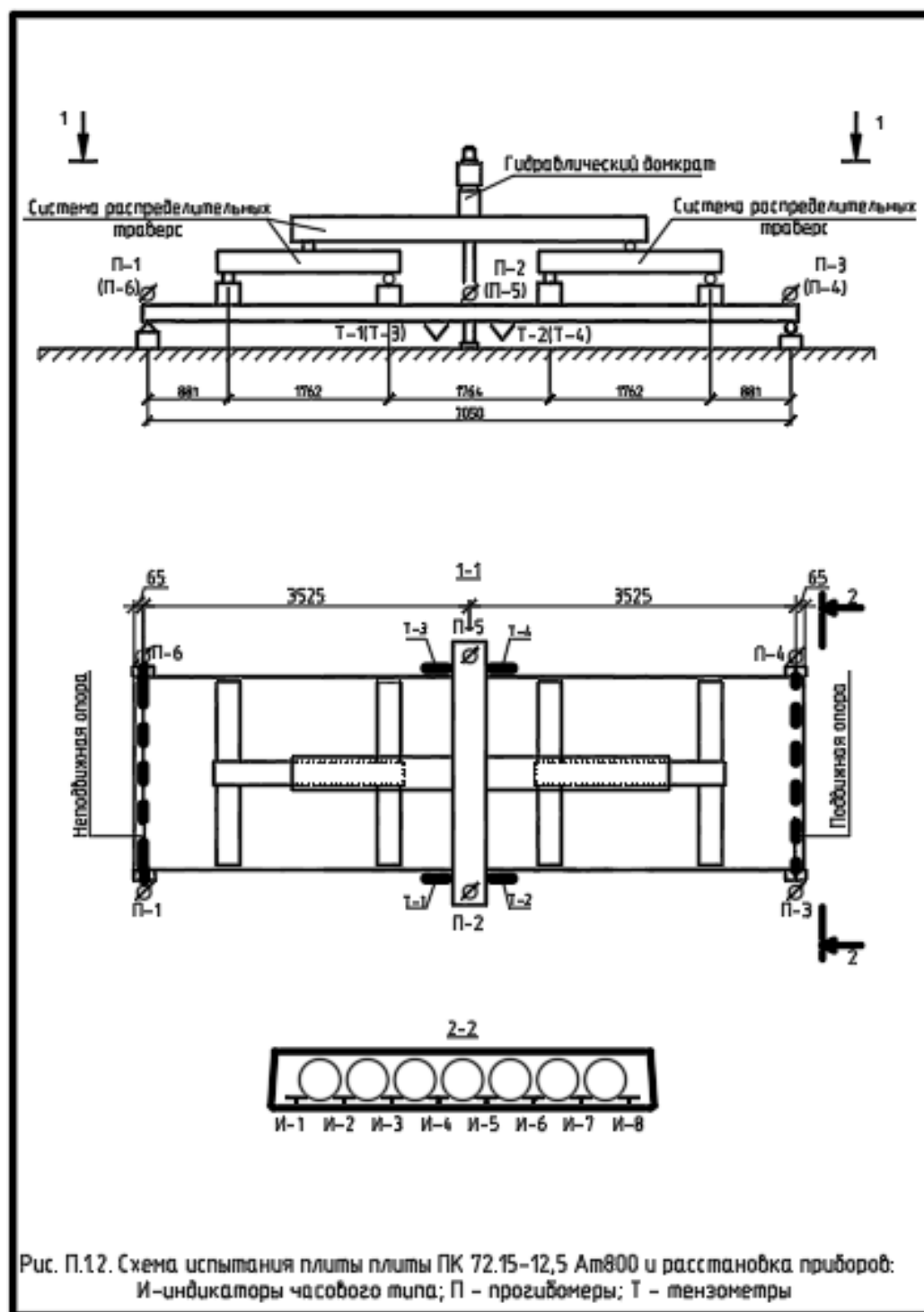


МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЯ

Испытание железобетонной плиты ПК 72.15-12,5 Ат800 проводили в проектном положении согласно ГОСТ 8829-94 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости».

Плита при испытании опиралась на подвижную и неподвижную опоры (рис. П.1.2). Нагрузка на конструкцию создавалась гидравлическим домкратом ДГ-100, подключенным к насосной станции НСП-400. Давление в домкрате измерялось манометром типа ОБМГн-1. Нагрузка от домкрата на

плиту передавалась через систему металлических распределительных траверс в четырех сечениях.



В верхней точке домкрат упирался в металлическую траверсу, соединенную тяжами с силовым полом. Нагружение плиты производилось этапами по 16,5 кН, чему соответствовало давление в домкрате 10 атм, фиксируемое

манометром. После приложения каждого этапа нагрузки производилась выдержка конструкции в течение 8...10 минут. В это время плита осматривалась, фиксировались образование и развитие трещин. После выдержки конструкции под нагрузкой снимались показания приборов. При испытании измерялись: прогиб плиты и вертикальные смещения опор прогибомерами системы Аистова; деформации бетона растянутой зоны - четырьмя тензометрами рычажного типа; возможное проскальзывание предварительно напряженной арматуры - индикаторами часового типа; ширину раскрытия трещин - отсчетным микроскопом МПБ-2.

Нагрузки и внутренние усилия при испытании плиты ПК 72.15-12,5 Ат800 приведены в таблице П.1.1, показания приборов даны в таблицах П.1.2 - П.1.4. Иллюстрации испытания представлены в приложении 2.

Таблица П.1.1.

Нагрузки и внутренние усилия при испытании железобетонной плиты ПК 72.15-12,5 Ат800

№ этапа	Показания манометра	Нагрузка на плиту, кН	Изгибающий момент в середине пролета, кН*м		Поперечная сила на опоре, кН	
			на этапе	суммарный	на этапе	суммарная
1	0	17,15 (вес траверс)	15,11	15,11	8,575	8,575
2	10	33.65	14,54	29.65	8,25	16,825
3	20	50.15	14,54	44.19	8,25	25,075
4	30	66.65	14,54	58.73	8,25	33,325
5	40	83.15	14,54	73.28	8,25	41,575
6	50	99.65	14,54	87.82	8,25	49,825
7	60	116.15 - контрольный этап по жесткости [$f_k=21,5$ мм]	14,54	102.36 (98,0)	8,25	58,075
8	70	132.65 - контрольный этап по раскрытию трещин ($\sigma_{сгс}=0,3$ мм)	14,54	116.9 (109,8)	8,25	66,325
9	80	149.15	14,54	131.44	8,25	74,575
10	90	165.65	14,54	145.98	8,25	82,825
11	100	182.15	14,54	160.52	8,25	91,075
12	110	198.65 - контрольный этап по прочности при $C=1,4$	14,54	175.06 (174,03)	8,25	99,325
13	120	215.15	14,54	189.6	8,25	107,575
14	130	231.65 - контрольный этап по прочности при $C=1,6$	14,54	204.14 (203,2)	8,25	115,825 (115,55)
15	140	248.15	14,54	218.68	8,25	124,075
16	160	281.15	29,08	247.76	16,5	140,575

Примечание: Нагрузки и внутренние усилия даны без учета собственного веса плиты.

Таблица П.1.2.

Испытание железобетонной плиты ПК 72.15-12,5 Ат800
Показания прогибомеров в пролете и на опорах.

№ этапа	Показания прогибомеров					
	П-1	П-2	П-3	П-4	П-5	П-6
0	8470	2363	5020	2776	7884	4439
1	8470	2595	5022	2777	7886	4440
2	8471	2725	5031	2777	8013	4139
3	8471	2986	5040	2778	8189	4462
4	8471	3075	5040	2778	8390	4489
5	8477	3262	5040	2778	8573	4492
6	8492	3467	5040	2779	8780	4519
7	8512	3781	5041	2780	9100	4558
8	8583	4273	5041	2780	9568	4507
9	8589	4902	5042	2781	0192	4648
10	8590	5621	5043	2782	0913	4689
11	8630	6379	5044	2782	1655	4723
12	8659	7335	5044	2783	2597	4762
13	8700	8064	5045	2784	4265	4788
14	8711	9089	5056	2785	4850	4823
15	8725	9575	5057	2786	5592	4866
16	8736	0575	5062	2788	6335	4885

Таблица П.1.3.

Испытание плиты ПК 72.15-12,5 Ат800. Показания индикаторов.
Отслеживание проскальзывания предварительно напряженной арматуры

№ этапа	Показания индикаторов							
	И-1	И-2	И-3	И-4	И-5	И-6	И-7	И-8
0	400	400	400	400	400	400	400	400
1	400	400	400	400	400	400	400	400
2	400	400	400	400	400	400	400	400
3	400	400	400	400	400	400	400	400
4	400	400	400	400	400	400	400	400
5	400	400	400	400	400	400	400	400
6	400	400	400	400	400	400	400	400
7	400	400	400	400	400	400	400	400
8	400	400	400	400	400	400	400	400
9	400	400	401	400	400	400	401	400
10	400	400	401	400	400	400	401	400
11	400	400	401	401	400	400	401	400
12	400	400	402	401	400	400	401	401
13	401	400	402	401	400	400	401	401
14	401	400	402	401	400	401	402	401
15	401	400	402	401	400	401	402	402
16	401	401	402	401	400	401	402	402

Таблица П.1.4

Испытание железобетонной плиты перекрытия
ПК 72.15-12,5 Ат800. Показания тензометров.

№ этапа	Показания тензометров				Примечания
	Т-1	Т-2	Т-3	Т-4	
0	10	10	10	10	Начальных трещин не обнаружено
1	10	10	10	10	
2	13	10	11	12	
3	15	12	11	18	
4	19	14	15	22	
5	23	16	20	23	
6	28	22	31	29	
7	50	54	51	49	
8	85	62	67	60	
9	110	85	99	88	Образование нормальных трещин в середине пролета плиты $a_{\text{крс}}=0,05$ мм
10	Приборы сняты				$a_{\text{крс}}=0,05$ мм
11					$a_{\text{крс}}=0,1$ мм
12					$a_{\text{крс}}=0,1$ мм
13					$a_{\text{крс}}=0,15$ мм
14					$a_{\text{крс}}=0,2$ мм
15					$a_{\text{крс}}=0,25$ мм
16					$a_{\text{крс}}=0,25$ мм

РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ

На седьмом этапе нагружения величина изгибающего момента в середине пролета плиты составила $M_7 = 102,36$ кН*м (что составляет 104,4 % момента от контрольной нагрузки по проверке жесткости конструкции), при этом прогиб плиты ПК 72.15-12,5 Ат800 составил $f_7 = 12,36$ мм. Данная величина прогиба не превышает величину контрольного прогиба $f_K = 21,5$ мм.

На восьмом этапе нагружения величина изгибающего момента в середине пролета плиты составила $M_8 = 116,9$ кН*м (что составляет 106,5 % момента от контрольной нагрузки по проверке трещиностойкости (раскрытия

трещин в конструкции)), при этом трещин в плите ПК 72.15-12,5 Ат800 на данном этапе нагружения обнаружено не было.

Испытание плиты ПК 72.15-12,5 Ат800 было остановлено на шестнадцатом этапе нагружения при моменте, равном $M_{16} = 247,76 \text{ кН*м}$. На данном этапе в нижней зоне плиты в середине пролета имелись нормальные трещины, шириной раскрытия до 0,25 мм, наклонные трещины в плите не обнаружены. Проскальзывание преднапряженной арматуры по показаниям индикаторов не наблюдалось.

Разрушения плиты по нормальным и наклонным сечениям не зафиксировано. После снятия нагрузки, прогибы плиты уменьшились и остаточный прогиб составил 11,33 мм от загрузки металлическими траверсами и оснасткой.

ИЛЛЮСТРАЦИИ

Испытания статической нагрузкой железобетонной
плиты ПК 72.15-12,5 Ат800

а)



б)

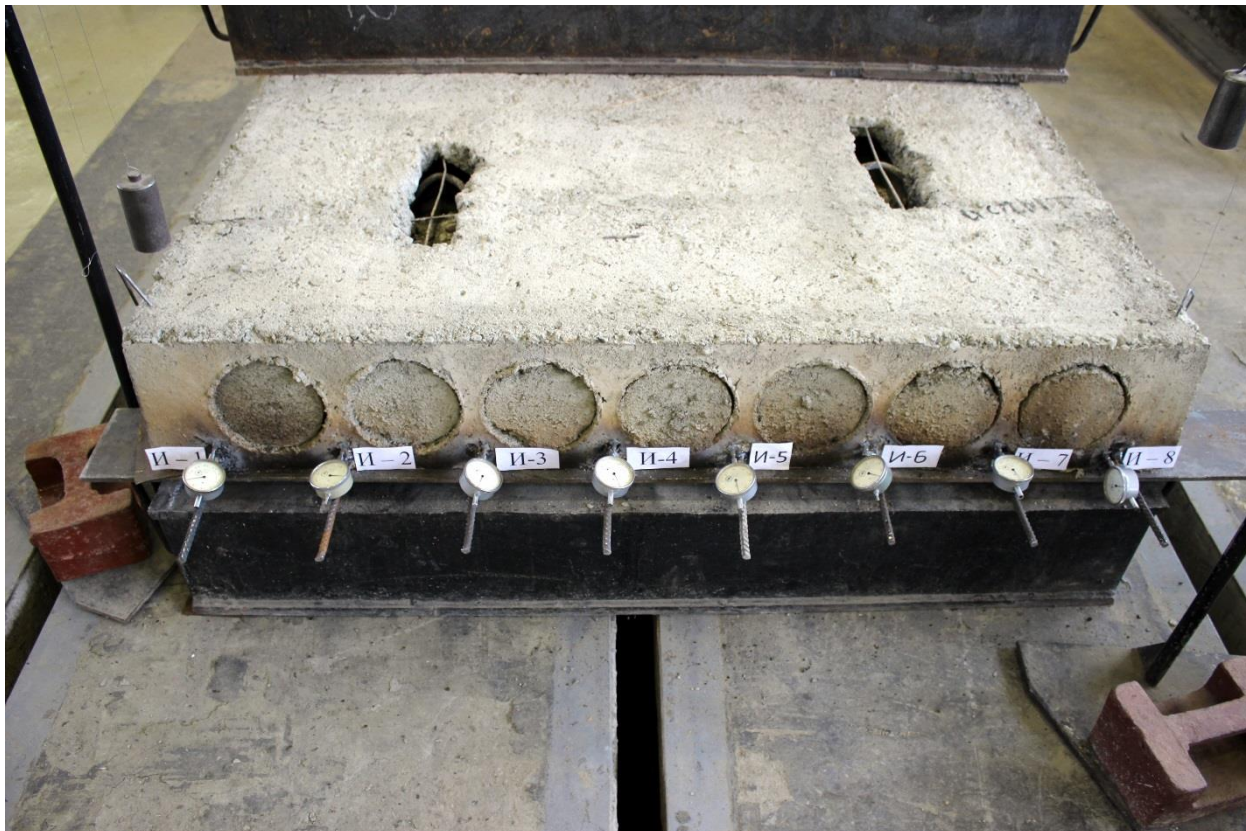


Рис. П.2.1. Испытание плиты ПК 72.15-12,5 Ат800: а) – общий вид испытания; б) – установка индикаторов для определения величины проскальзывания рабочей арматуры.

а)



б)



Рис. П.2.2. Испытание плиты ПК 72.15-12,5 Ат800: а) – контрольный этап по проверке жесткости ($M_7 = 102,36 \text{ кН*м}$), трещины не обнаружены, прогиб составил $f_7 = 12,36 \text{ мм}$, что меньше контрольного прогиба $f_k = 21,5 \text{ мм}$; б) – контрольный этап по трещиностойкости (раскрытие трещин) ($M_8 = 116,9 \text{ кН*м}$), трещин в плите не обнаружено.

а)



б)

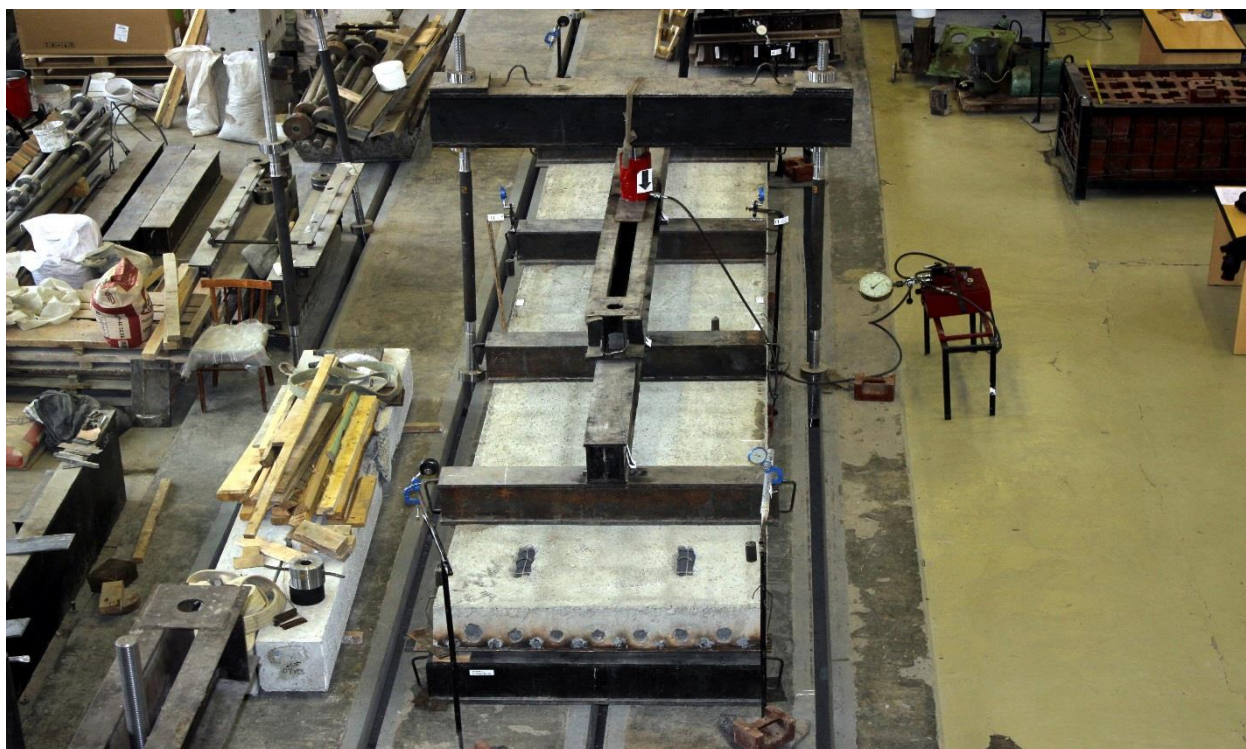


Рис. П.2.3. Испытание плиты ПК 72.15-12,5 Ат800: а) - двенадцатый этап нагружения при контрольной нагрузке при проверке прочности при $C=1,4$ ($M_{12} = 175,06 \text{ кН*м}$) - $f_{12} = 45,86 \text{ мм}$, $a_{\text{сгс},12} = 0,1 \text{ мм}$ б) - четырнадцатый этап при контрольной нагрузке при проверке прочности при $C = 1,6$ ($Q_{14} = 204,14 \text{ кН}$) - $f_{14} = 65,33 \text{ мм}$, $a_{\text{сгс},14} = 0,25 \text{ мм}$).

a)



б)



Рис. П.2.4. Нормальные трещины в середине пролета плиты ПК 72.15-12,5 Ат800

Практическая работа №6 по разделу дисциплины: Экспериментальные и компьютерные исследования железобетонных конструкций (6 часов).

Часть 6-2. В рамках практической работы изучается методика, процесс испытания и обработка результатов испытания различных железобетонных конструкций в лабораторных условиях. На первом занятии рассмотрим лабораторное испытание железобетонного ригеля перекрытия.

Настоящее заключение составлено по результатам испытания железобетонного однополочного ригеля РОП 6.86-60.

Заключение составлено на основании акта по испытанию статической нагрузкой железобетонного однополочного ригеля РОП 6.86-60 (приложение 1).

Согласно рабочих чертежей серии 1.020-1/83 В.3-7 «Ригели высотой 600 мм пролетом 3,0; 6,0 и 9,0 м для опирания многопустотных плит перекрытия», ригель РОП 6.86-60 должен быть предварительно напряженным и иметь следующие технические характеристики:

1.	Длина ригеля L, мм	8560
2.	Высота ригеля h, мм	600
3.	Ширина ребра, мм	300
4.	Ширина нижней полки, мм	497
5.	Толщина нижней полки, мм	370
6.	Расчетный пролет L_0 , мм	8430
7.	Класс (марка) бетона, М	В40 (М550)
8.	Контрольная равномерно распределенная разрушающая нагрузка по проверке прочности с учетом характера разрушения q_k , кН/м при возрасте бетона к моменту испытания 28 дней при $C = 1,4$	92,19

	при $C = 1,6$	107,18
9.	Контрольная нагрузка по проверке жесткости конструкции в возрасте 28 дней q_{fk} , кН/м	57,36
10.	Прогиб от кратковременно действующей контрольной нагрузки (возраст 28 дней) f_k , мм	23,1
11.	Расчетная нагрузка $q_{расч}$, кН/м	60
12.	Проектное армирование нижней растянутой зоны	$4\varnothing 25 A_t-V$
13.	Масса ригеля, т	5,18
Испытанный ригель РОП 6.86-60 имел следующие характеристики (рис. П.1.1):		
1.	Длина ригеля, мм	8560
2.	Высота ригеля, мм	605
3.	Ширина ребра, мм	300
4.	Ширина нижней полки, мм	497
5.	Толщина нижней полки, мм	370
6.	Расчетный пролет ригеля, мм	8405
7.	Армирование ригеля выполнено по техническому решению № 5759 от 5 ноября 2003 года :	
	армирование нижней растянутой зоны	$5 \varnothing 40 A - III$
	армирование верхней сжатой зоны	$2 \varnothing 22 A - III$
	поперечное армирование	$\varnothing 14 A - III$
	шаг поперечных стержней	
	в опорной зоне	150 мм
	в пролете	300 мм
8.	Марка бетона	M550
(технический паспорт №411 от 21.06.06 приложение 3)		

МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЯ

Испытание ригеля РОП 6.86-60 проводили в соответствии с ГОСТ 8829-94 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости», а также согласно требований проекта серии 1.020-1/83, выпуск 3 – 7.

Испытание ригеля проводилось в рабочем положении. Ригель опирался на металлические опоры и приваривался к ним двумя фланговыми швами. Металлические опоры были соединены анкерами с силовым полом, что исключало свободный поворот ригеля вокруг продольной оси.

Нагружение ригеля при испытании производилось двумя гидравлическими домкратами ДГ-200. Давление в домкратах создавалось насосной станцией с электрическим приводом. Вверху домкраты упирались в металлические траверсы, соединенные тяжами с силовым полом. Нагрузка от домкратов на ригель передавалась через систему распределительных траверс на полку ригеля (рис. П.1.2).

Нагрузка на ригель прикладывалась ступенями по 60 кН, что соответствовало давлению 6 ати. После приложения каждой ступени нагрузки производилась выдержка в течение 10...15 минут. В это время осматривали ригель, фиксировали образование и развитие трещин. После выдержки снимали показания приборов.

При испытаниях измеряли: прогибы ригеля и смещения опор - прогибомерами системы Аистова, деформации бетона растянутых зон - тензомерами рычажного типа; ширину раскрытия трещин - отсчетным микроскопом МПБ-2. Расстановка приборов показана на рис П.1.2. Величины нагрузок и внутренних усилий приведены в таблице П.1.1. Показания приборов приведены в таблицах П.1.2 - П.1.3. Иллюстрации испытания приведены в приложении 2.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ

1. Жесткость однополочного ригеля РОП 6.86-60.

На восьмом этапе нагружения при суммарной нагрузке $P_8 = 491,4$ кН величина изгибающего момента составила $M_8 = 519,1641$ кН*м (что составляет 101,88% момента от контрольной нагрузки по проверке жесткости конструкции). Прогиб ригеля при этом - 24,6261 мм (рис 1). Данная величина прогиба превышает величину контрольного прогиба $f_k = 23,1$ мм. на 3,85%

Таким образом, испытанный однополочный ригель РОП 6.86-60 **не удовлетворяет** требованиям ГОСТ 8829-94, проекту серии 1.020-1/83, выпуск 3 – 7 по жесткости.

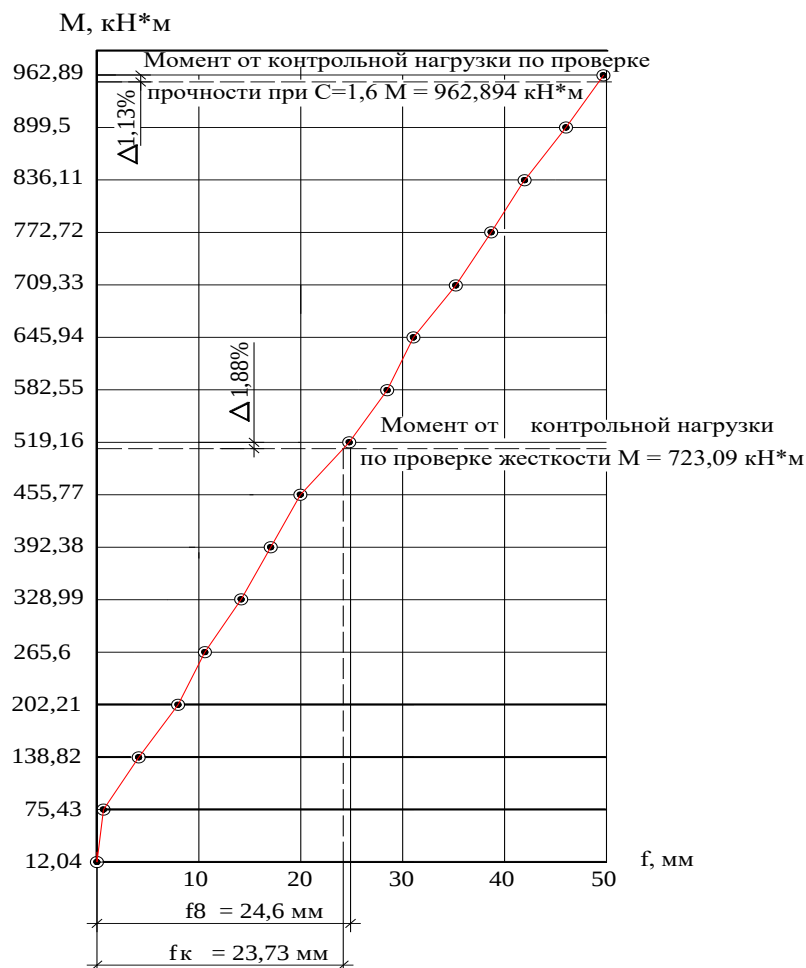


Рис. 1. Прогиб ригеля РОП 6.86-60

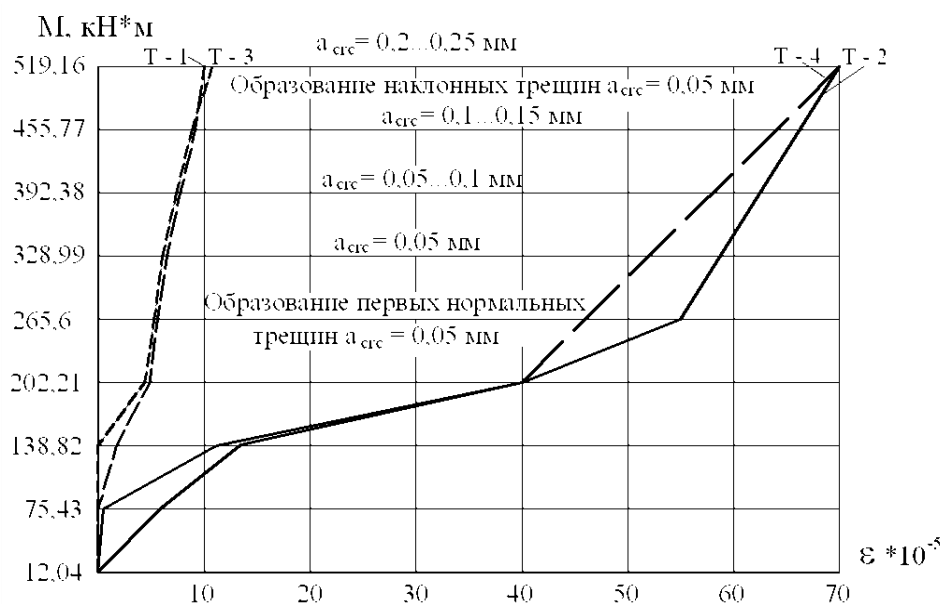


Рис. 2. Показания тензометров при испытании ригеля РДП 6.86-60

2. Прочность ригеля РОП 6.86-60.

При испытании ригеля разрушение произошло на пятнадцатом этапе по нормальному сечению (вследствие текучести продольной растянутой арматуры и раздробления бетона в сжатой зоне) при суммарной нагрузке на ригель $P_{15} = 911,4$ кН. Изгибающий момент при этом составил $M_{15} = 962,894$ кН*м (101,13% момента от контрольной нагрузки по проверке прочности при $C = 1,6$).

Прогиб в середине пролета ригеля составил $f = 49,53$ мм.

Величина максимального изгибающего момента составила:

$$M_{15} = 962,894 \text{ кН*м}$$

Величина максимальной поперечной силы на опоре А:

$$Q_{15} = 457,8623 \text{ кН}$$

Отношение фактического максимального изгибающего момента к моменту от контрольной нагрузки по проверке прочности составило:

$$K_m = M_{15} / M_K = 962,894 / 952,09 = 1,01 > 1,$$

где $M_K = q_K * L_0^2 / 8 = 107,18 * 8,405^2 / 8 = 952,09$ кН*м - момент от контрольной нагрузки по проверке прочности при $C = 1,6$.

Отношение максимального изгибающего момента к моменту от расчетной нагрузки равно

$$C_M = M_{15} / M_{\text{РАСЧ}} = 962,894 / 532,987 = 1,8 > C = 1,4,$$

$$M_{\text{РАСЧ}} = q_{\text{РАСЧ}} * L_0^2 / 8 = 60 * 8,43^2 / 8 = 532,987 \text{ кН*м} -$$

изгибающий момент от расчетной нагрузки $q_{\text{РАСЧ}} = 60 \text{ кН/м}$.

Отношение максимальной поперечной силы на опоре к поперечной силе от расчетной нагрузки равно

$$C_q = Q_{15} / Q_{\text{РАСЧ}} = 457,8623 / 252,9 = 1,8 > C = 1,6;$$

$$Q_{\text{РАСЧ}} = q_{\text{РАСЧ}} * L_0 / 2 = 60 * 8,43 / 2 = 252,9 \text{ кН} - \text{поперечная сила от расчетной нагрузки.}$$

При испытании ригеля РОП 6.86-60 величина максимальной поперечной силы достигла $Q_{15} = 457,8623 \text{ кН}$ (Опора А), что составляет 104,32% максимальной поперечной силы ($Q = 466,942 \text{ кН}$) от контрольной нагрузки по проверке прочности при $C = 1,6$.

Следовательно, испытанный ригель РОП 6.86-60 **удовлетворяет** требованиям ГОСТ 8829-94 94 и серии по прочности нормальных и наклонных сечений.

ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

1. Испытанный железобетонный однополочный железобетонный ригель РОП 6.86-60, изготовленный согласно рабочих чертежей серии 1.020-1/83 В.3-7 «Ригели высотой 600 мм пролетом 3,0; 6,0 и 9,0 м для опирания многопустотных плит перекрытия» и техническому решению № 5759 от 5 ноября 2003 года, **удовлетворяет** требованиям вышеперечисленных документов, а также ГОСТу 8829-94 по прочности, но **не удовлетворяет** по жесткости.

2. Ригель РОП 6.86-60 **не может быть** использован под расчетную равномерно распределенную погонную нагрузку $q_{\text{расч}} = 60 \text{ кН/м}$.

3. Данное заключение действительно для количества выпущенных конструкций до 250 шт. При большем объеме изготавливаемых ригелей, а также при внесении в них конструктивных изменений или изменении технологии изготовления необходимо проведение периодических и контрольных испытаний конструкций в количестве и в сроки, установленные в ГОСТ 8829-94.

Приложение 1.

А К Т

ПО ИСПЫТАНИЮ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ОДНОПОЛОЧНОГО РИГЕЛЯ РОП 6.86-60

Настоящий акт составлен по результатам испытания железобетонного однополочного ригеля РОП 6.86-60.

Испытанный ригель РОП 6.86-60 имел следующие характеристики (рис. П.1.1):

1.	Длина ригеля, мм	8560
2.	Высота ригеля, мм	605
3.	Ширина ребра, мм	300
4.	Ширина нижней полки, мм	497
5.	Толщина нижней полки, мм	370
6.	Расчетный пролет ригеля, мм	8405
7.	Армирование ригеля выполнено по техническому решению № 5759 от 5 ноября 2003 года :	

армирование нижней растянутой зоны

5 Ø 40 А - III

армирование верхней сжатой зоны	2 Ø 22 А – III
поперечное армирование	Ø 14 А – III
шаг поперечных стержней	
в оппорной зоне	150 мм
в пролете	300 мм
8. Марка (класс) бетона	M550(B40)
(технический паспорт №411 от 21.06.06 приложение 3)	

МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЯ

Испытание ригеля РОП 6.86-60 проводили в соответствии с ГОСТ 8829-94 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости», а также согласно требований проекта серии 1.020-1/83, выпуск 3 – 7.

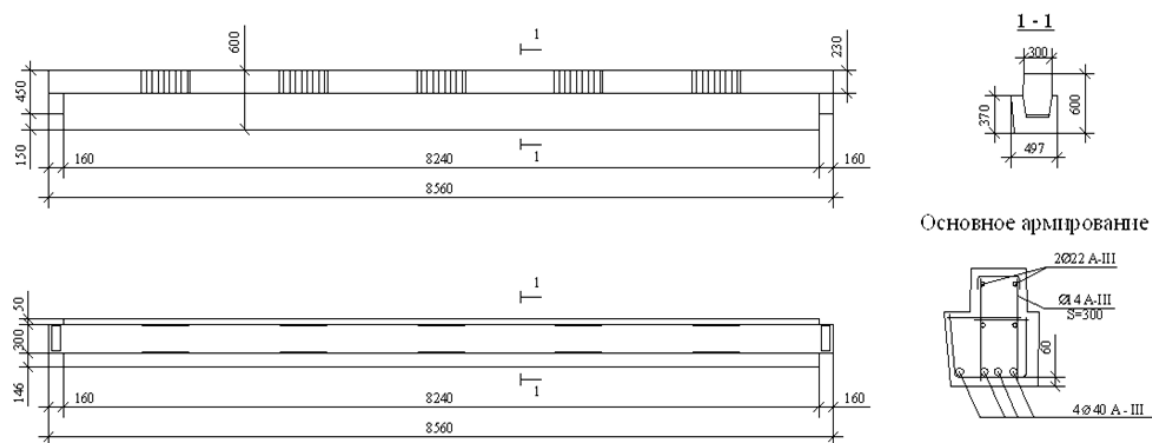


Рис. П.1.1. Основные геометрические размеры железобетонного ригеля
РОП 6.86-60

Испытание ригеля проводилось в рабочем положении. Ригель опирался на металлические опоры и приваривался к ним двумя фланговыми швами.

Металлические опоры были соединены анкерами с силовым полом, что исключало свободный поворот ригеля вокруг продольной оси.

Нагружение ригеля при испытании производилось двумя гидравлическими домкратами ДГ-200. Давление в домкратах создавалось насосной станцией с электрическим приводом. Вверху домкраты упирались в металлические траверсы, соединенные тяжами с силовым полом. Нагрузка от домкратов на ригель передавалась через систему распределительных траверс на полку ригеля (рис. П.1.2).

Нагрузка на ригель прикладывалась ступенями по 60 кН, что соответствовало давлению 6 ати. После приложения каждой ступени нагрузки производилась выдержка в течение 10...15 минут. В это время осматривали ригель, фиксировали образование и развитие трещин. После выдержки снимали показания приборов.

При испытаниях измеряли: прогибы ригеля и смещения опор - прогибомерами системы Аистова, деформации бетона растянутых зон - тензомерами рычажного типа; ширину раскрытия трещин - отсчетным микроскопом МПБ-2. Расстановка приборов показана на рис П.1.2. Величины нагрузок и внутренних усилий приведены в таблице П.1.1. Показания приборов приведены в таблицах П.1.2 - П.1.3. Иллюстрации испытания приведены в приложении 2.

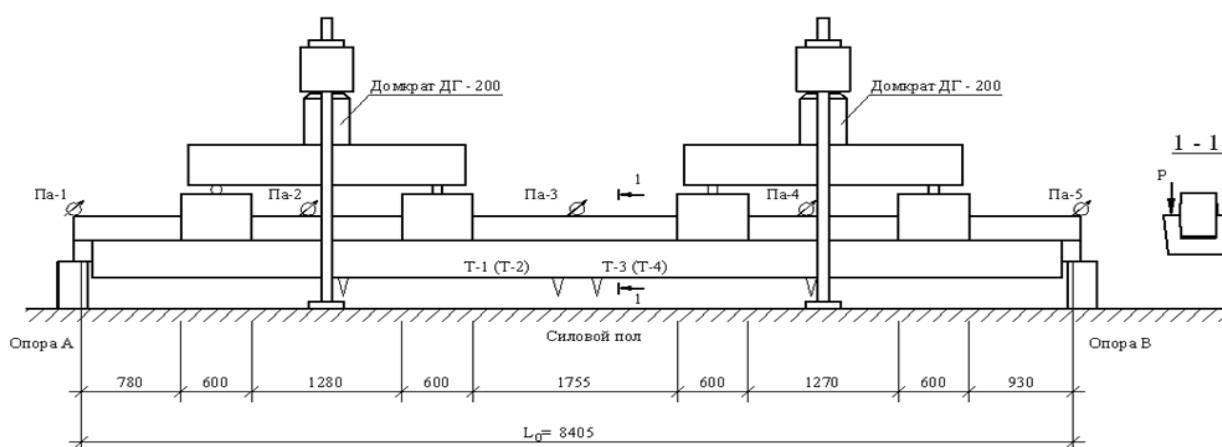


Рис. П.1.2. Схема испытания ригеля РОП 6.86-60 и схема расстановки приборов: Па – прогибомер системы Аистова, Т - тензомер

Таблица П.1.1

Нагрузки и внутренние усилия при испытании железобетонного однополочного ригеля РДП 6.86-60

№ этапа	Показания манометра, атм	Нагрузка на ригель, кН	Максимальный изгибающий момент, кН*м		Максимальная поперечная сила, кН			
					Опора А		Опора В	
			на этапе	суммарный	на этапе	суммарная	на этапе	суммарная
0	0	11,4 (вес траверс)	12,0441	12,0441	5,727	5,727	5,673	5,673
1	6	71,4	63,39	75,4341	30,143	35,869	29,857	35,5306
2	12	131,4	63,39	138,8241	30,143	66,0117	29,857	65,3882
3	18	191,4	63,39	202,2141	30,143	96,1541	29,857	95,2459
4	24	251,4	63,39	265,6041	30,143	126,2964	29,857	125,1036
5	30	311,4	63,39	328,9941	30,143	156,4388	29,857	154,9612
6	36	371,4	63,39	392,3841	30,143	186,5811	29,857	184,8189
7	42	431,4	63,39	455,7741	30,143	216,7235	29,857	214,6765
8	48	491,4	63,39	519,1641	30,143	246,8658	29,857	244,5342
9	54	551,4	63,39	582,5541	30,143	277,0082	29,857	274,3918
10	60	611,4	63,39	645,9441	30,143	307,1505	29,857	304,2495
11	66	671,4	63,39	709,3341	30,143	337,2929	29,857	334,1071
12	72	731,4	63,39	772,7241	30,143	367,4352	29,857	363,9648
13	78	791,4	63,39	836,1141	30,143	397,5776	29,857	393,8224
14	84	851,4	63,39	899,5041	30,143	427,7199	29,857	423,6801
15	90	911,4	63,39	962,8941	30,143	457,8623	29,857	453,5377

Таблица П.1.2

Показания прогибомеров системы Аистова

№ этапа	Показания прогибомеров				
	П-1	П-2	П-3	П-4	П-5
0	8238	6507	3896	961	8108
1	8239	6575	4035	1045	8113
2	8238	6782	4352	1258	8123
3	8237	7029	4729	1512	8129
4	8236	7247	5058	1724	8131
5	8236	7426	5350	1922	8135
6	8236	7631	5673	2142	8136
7	8236	7708	5958	2344	8136
8	8236	8062	6360	2589	8136
9	8236	8282	6703	2703	8136
10	8236	8505	7047	3021	8136
11	8236	8726	7397	3209	8136
12	8236	9051	7771	3430	8136
13	8236	9285	8142	3686	8148
14	8236	9424	8511	–	8146
15	8235	9630	8851	–	8148

Таблица П.1.3

Этап №	Показания тензометров				Примечания
	Т-1	Т-2	Т-3	Т-4	
0	0	0	0	0	
1	0	6	0	1	
2	2	14	1	11	
3	5	40	4	40	
4	6	56	5	72	Образование нормальных трещин $a_{срс}=0,05$ мм
5	7	81	6	92	$a_{срс}=0,05$ мм
6	8	113	7	112	$a_{срс}=0,05-0,1$ мм
7	9	129	8	118	$a_{срс}=0,05-0,1$ мм
8	10	146	11	130	$a_{срс}=0,2-0,25$ мм Образование наклонных трещин $a_{срс}=0,1...0,15$ мм
9	Приборы сняты				

РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ

Перед испытанием ригеля (при его осмотре) на поверхности ригеля усадочных и нормальных трещин обнаружено не было.

Образование первых нормальных трещин произошло на четвертом этапе нагружения при суммарной нагрузке $P_3 = 251,4$ кН (без учета собственного веса ригеля). Ширина раскрытия трещин после 10-минутной выдержки составила 0,05 мм. При последующем нагружении происходило образование новых нормальных трещин, развитие и раскрытие уже существующих трещин.

На восьмом этапе нагружения при суммарной нагрузке $P_8 = 491,4$ кН величина изгибающего момента составила $M_8 = 519,1641$ кН*м (что составляет 101,88% момента от контрольной нагрузки по проверке жесткости конструкции). Прогиб ригеля при этом - 24,6261 мм (рис 1). Данная величина прогиба превышает величину контрольного прогиба $f_k = 23,73$ мм.

На десятом этапе нагружения при суммарной нагрузке $P_{10} = 611,4$ кН (без учета собственного веса ригеля) образовались первые наклонные трещины. Ширина раскрытия трещин после 10-минутной вы-

держки составила 0,05 мм. При последующем нагружении происходило их развитие по высоте сечения, а ширина раскрытия не изменялась.

При испытании ригеля разрушение произошло на пятнадцатом этапе нагружения по нормальному сечению (вследствие текучести продольной растянутой арматуры и раздробления бетона в сжатой зоне) при суммарной нагрузке на ригель $P_{15} = 971,4$ кН. Изгибающий момент при этом составил $M_{15} = 962,894$ кН*м (101,13% момента от контрольной нагрузки по проверке прочности при $C = 1,6$), а величина максимальной поперечной силы достигла $Q_{15} = 457,8623$ кН (Опора А), что составляет 104,32% максимальной поперечной силы ($Q = 466,942$ кН) от контрольной нагрузки по проверке прочности при $C = 1,6$.

Прогиб в середине пролета ригеля составил $f = 49,53$ мм.

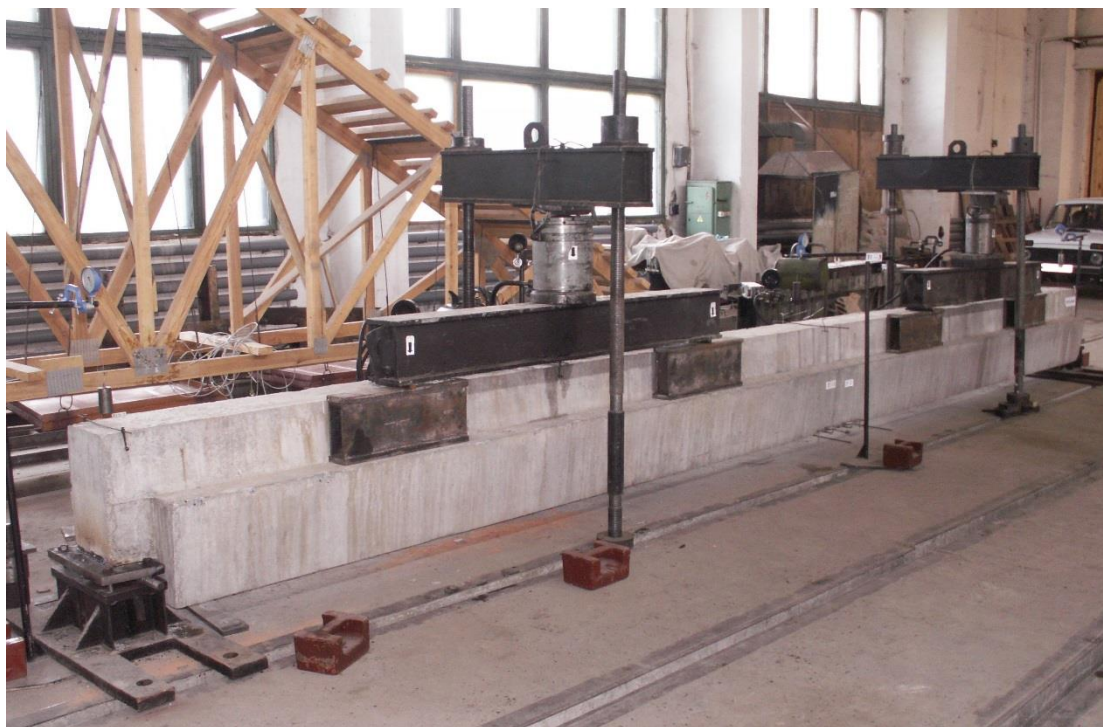


Рис. П.2.1. Общий вид испытания ригеля РОП 6.86-60



Рис. П.2.2. Образование первых нормальных трещин произошло на четвертом этапе нагружения при суммарной нагрузке $P_4 = 251,4$ кН (без учета собственного веса ригеля). Ширина раскрытия трещин после 10-минутной выдержки составила 0,05 мм.



Рис. П.2.3. На восьмом этапе нагружения при суммарной нагрузке на ригель $P_8 = 491,4$ кН величина изгибающего момента составила $M_7 = 519,1641$ кН*м (что составляет 101,88% момента от контрольной нагрузки по проверке жесткости конструкции). Прогиб ригеля при этом – 24,6261 мм. Данная величина прогиба превысила величину контрольного прогиба $f_k = 23,1$ мм. Ширина раскрытия трещин составляла 0,05...0,1 мм.



Рис. П.2.4. При испытании ригеля разрушение произошло на пятнадцатом этапе по нормальному сечению (вследствие текучести продольной растянутой арматуры и раздробления бетона в сжатой зоне) при суммарной нагрузке на ригель $P_{15} = 971,4$ кН. Изгибающий момент при этом составил $M_{15} = 962,894$ кН*м (101,13% момента от контрольной нагрузки по проверке прочности при $C = 1,4$), а величина максимальной поперечной силы достигла $Q_{15} = 457,8623$ кН (Опора А), что составляет 104,32% максимальной поперечной силы ($Q = 466,942$ кН) от контрольной нагрузки по проверке прочности при $C = 1,6$. Прогиб в середине пролета ригеля составил – 49,53 мм.





Рис. П.2.5. Характер разрушения ригеля РОП 6.86-60.

Практическая работа №6 по разделу дисциплины: Экспериментальные и компьютерные исследования железобетонных конструкций (6 часов).

Части 6-3. В рамках практической работы 6-3 изучается экспериментальное оборудование для проведения исследований строительных конструкций применительно к лабораториям испытания строительных конструкций НИУ МГСУ

На рисунках 6.1, 6.2 и 6.3 представлено экспериментальное оборудование лаборатории испытания строительных конструкций.



a



б



в



г

Рис.6.1. Экспериментальное оборудование лаборатории испытания строительных конструкций: *a* –универсальная динамическая испытательная машина LabTest 6.500H.5.01.1, *б* – автоматизированный испытательный комплекс "АСИС", *в* –универсальная электромеханическая испытательная машина (разрывная машина Criterion 45,"MTS Systems"), *г* – автоматизированный лабораторный гидравлический пресс Vaneox PR-40-HD_40



а



б



в



г

Рис.6.2. Экспериментальное оборудование лаборатории испытания строительных конструкций: *а* –контроллер давления CPC6050, *б* –испытательная установка для моделирования сейсмического воздействия на анкерные соединения, *в* –установка истинного трехосного сжатия (комплект Геотек ГТ 0.3.20), *г*–установка для проведения испытаний в условиях трехосного сжатия Wille LO7060/SP05 (частотой до 5 Гц)



а



б



в

Рис.6.3. Экспериментальное оборудование лаборатории испытания строительных конструкций: *а* –испытательная машина Zwick Z010 серии Proline, *б* –комбинированная установка для испытания на сжатие (пресс гидравлический MEGA 6-3000-100),
в –напорная серво-гидравлическая машина для статических и динамических испытаний (серво-гидравлическая машина Instron 8802)

В НИУ МГСУ имеются условия для проведения экспериментальных исследований строительных материалов, а также строительных конструкций зданий и сооружений. Эти исследования могут проводиться в Головном региональном центре коллективного пользования научным оборудованием и установками НИУ МГСУ.

Далее следует описание оборудования, которое показано на рисунках

6.1, 6.2, 6.3.

Универсальная динамическая испытательная машина LabTest 6.500H.5.01.1 обеспечивает возможность проведения статических и динамических испытаний на растяжение, сжатие, изгиб, отрыв, сдвиг образцов и целых изделий из различных материалов.

Автоматизированный испытательный комплекс "АСИС" с комплектом оборудования для проведения испытаний образцов грунта в условиях трёхосного сжатия с вертикальной нагрузкой до 10 кН и боковым давлением.

Напорная серво-гидравлическая машин предназначена для испытаний по определению характеристики трещиностойкости и испытаний на многоцикловую усталость в условиях воздействия различных температур.

Комбинированная установка для испытания на сжатие (пресс гидравлический MEGA 6-3000-100) предназначена для определения предела прочности бетонных образцов на сжатие.

Контроллер давления СРС6050 предназначен для повышения точности результатов испытаний путем точной и автоматизированной калибровки датчиков давления.

Универсальная электромеханическая испытательная машина (разрывная машина Criterion 45,"MTS Systems") предназначена для проведения статических испытаний с различными усилиями.

Испытательная установка для моделирования сейсмического воздействия на анкерные соединения предназначена для комбинированного нагружения фрагментов строительной конструкции с анкерными соединениями (анкерные болты, анкерные троса, дюбели, анкерные детали, прочие строительные детали и конструкций), в том числе для моделирования сейсмического воздействия на анкерные соединения.

Автоматизированный лабораторный гидравлический пресс Vaneox PR-40-HD_40 предназначен для проведения испытаний по определению физико-механических характеристик материалов.

. Установка истинного трехосного сжатия (комплект Геотек ГТ 0.3.20) – комплект, который предназначен для определения прочностных и деформационных характеристик грунтов. Установка трехосного сжатия обеспечивает определение характеристик прочности и деформируемости: угла внутреннего трения, удельного сцепления, модулей деформации, коэффициента поперечной деформации для песков, глинистых, органо-минеральных и органических грунтов.

Установка для проведения испытаний в условиях трехосного сжатия Wille LO7060/SP05 (частотой до 5 Гц) предназначена для проведения испытаний в условиях трехосного сжатия с контролем нагрузки, линейных перемещений и скорости, со сбором и преобразованием данных, а также с возможностью проведения динамических испытаний не менее 5 кН.

Испытательная машина Zwick Z010 серии Proline, которая предназначена для исследования физико-механических свойств различных материалов: прочности на растяжение, сжатие, изгиб, вязкость разрушения.

Комбинированная установка для испытания на сжатие (пресс гидравлический MEGA 6-3000-100) предназначена для определения предела прочности бетонных образцов на сжатие.

Части 6-4. Построение компьютерной модели по индивидуальным исходным данным для проведения исследований железобетонных конструкций с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР (ПЗ№5)

Таблица 6.4.1

Варианты исходных данных для выполнения ПЗ№5

Номер варианта исходных данных																			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Размеры бетонной тумбы $L_1 \times L_2 \times H$, м																			
0,8×0,8×0,5					1,0×1,0×0,5					1,2×1,2×0,6					1,0×1,0×0,6				
Растягивающее усилие Р, кН																			
40	45	50	55	60	40	45	50	55	60	40	45	50	55	60	40	45	50	55	60

На рисунке 6.4.1 показана компьютерная модель для испытания анкерных болтов на растягивающее усилие P . На рисунке 6.4.2 показаны размеры анкерного болта, который заделывается в бетон.

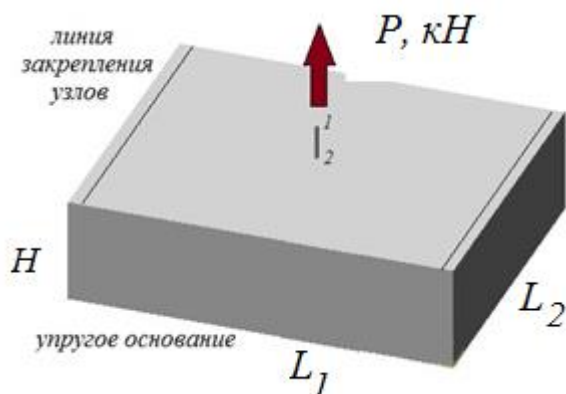


Рис.6.4.1. Компьютерная модель

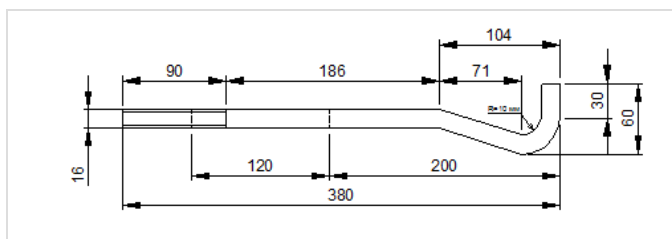


Рис.6.4.2. Геометрические размеры анкерного болта

Бетон класса В20, арматурные стержни класса А400

Последовательность построение расчетной модели.

Признак системы - 5.

Построение геометрии расчетной схемы начинается с предварительного построения плиты в основании бетонного элемента с размерами $1,0 \times 1,0 \times 0,5$ м. В плоскости XOY , команда *генерация регулярных фрагментов и сетей* (закладка *плита*) строится плоская плита. Объемный бетонный элемент строится перемещением плиты-образующей по команде *перемещение образующей* вверх на 0,5 м с разделением по высоте $n=5$. Анкерный болт составлен стержнями

Задается жесткость для объемных КЭ. Бетонный блок опирается на пол. Опираие задается через коэффициент постели $C1=50000$ кН/м³. Также закрепляются узлы по направлениям X и Y (см. рис.6.4.2). Прикладывается к узлу 1 растяжение $P=50$ кН

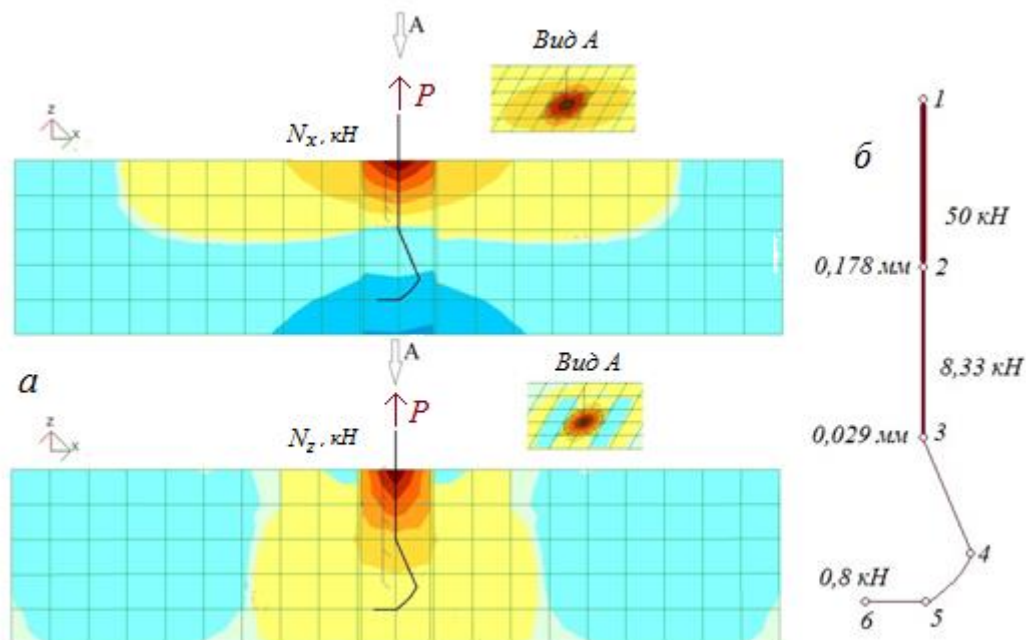


Рис. 6.4.3. Результаты расчета компьютерной модели: а – напряжения в бетоне, б – растягивающие напряжения в анкерном болте

Практическая работа №7 по разделу дисциплины: Обследование технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений (6 часов).

Выполнение поверочного компьютерного расчета плоской монолитной плиты перекрытия с учетом выявленных дефектов при проведении обследования

Оценка технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений по предлагаемым материалам проведенных обследований (фотографии, карты дефектов).

Выполнение практической работы №6 с индивидуальными исходными данными – поверочного расчета плоской монолитной плиты, опертой по контуру с учетом дефектов и отклонений от проектного решения, выявленных при проведении обследования технического состояния плоского монолитного перекрытия в многоквартирном здании стеновой конструктивной системы.

Часть 7-1. В рамках практической работы выполняется оценка технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений по предлагаемым материалам проведенных обследований (фотографии, карты дефектов)

.



.

5



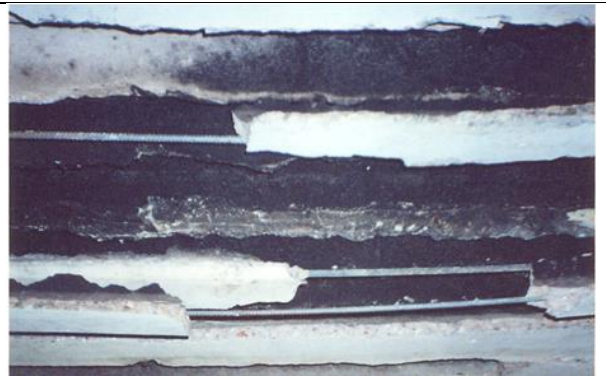
6



7



8



9



10



11



12



13



14



15



16



17



18



19



20



Перечень фотографий дефектов:

1. Разрушение железобетонной плиты козырька входа в здание.
2. Дефекты железобетонных оконных перемычек.
3. Дефекты железобетонной плиты карниза.
4. Разрушение бетонных ступеней наружной лестницы
5. Дефекты монолитной плиты перекрытия в здании с прерванным строительством.
6. Вид балконной плиты с разрушениями по наружному периметру.
7. Разрушение многопустотной плиты перекрытия после падения на нее плит разрушенного покрытия здания.
8. Разрушение многопустотной предварительно напряженной плиты перекрытия после высокотемпературного воздействия пожара
9. Разрушение цокольного участка кирпичной стены.
10. Разрушение кирпичной стены.
11. Состояние перекрытия недостроенного здания, оставленного без консервации.
12. Дефект бетонирования.
13. Вид плиты перекрытия снизу в недостроенном здании
14. Организация температурного шва между секциями многоэтажного монолитного здания.
- 15,16,17. Дефекты монолитного балочного перекрытия в помещениях канализационной насосной станции.
18. Вид торца многопустотной плиты перекрытия, обрамляющей проем в перекрытии.
- 19,20. Вид на разрушения конструктивных элементов крупнопанельного здания снаружи и внутри после взрыва бытового газа на 8-м этаже здания

При оценке технического состояния строительных конструкций зданий (по фотографиям) необходимо отнести их техническое состояние к одной из категорий, описать дефекты, указать причины их возникновения и мероприятия по восстановлению или замены конструкции.

Нормативное техническое состояние: Категория технического состояния, при котором количественные и качественные значения параметров всех критериев оценки технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений, включая состояние грунтов основания, соответствуют установленным в проектной документации значениям с учетом пределов их изменения.

Работоспособное техническое состояние: Категория технического состояния, при которой некоторые из числа оцениваемых контролируемых параметров не отвечают требованиям проекта или норм, но имеющиеся нарушения требований в конкретных условиях эксплуатации не приводят к нарушению работоспособности, и необходимая несущая способность конструкций и грунтов основания с учетом влияния имеющихся дефектов и повреждений обеспечивается.

Ограниченно-работоспособное техническое состояние: Категория технического состояния строительной конструкции или здания и сооружения в целом, включая состояние грунтов основания, при которой имеются крены, дефекты и повреждения, приведшие к снижению несущей способности, но отсутствует опасность внезапного разрушения, потери устойчивости или опрокидывания, и функционирование конструкций и эксплуатация здания или сооружения возможны либо при контроле (мониторинге) технического состояния, либо при проведении необходимых мероприятий по восстановлению или усилению конструкций и (или) грунтов основания и последующем мониторинге технического состояния (при необходимости).

Аварийное состояние: Категория технического состояния строительной конструкции или здания и сооружения в целом, включая состояние грунтов основания, характеризующаяся повреждениями и деформациями, свидетельствующими об исчерпании несущей способности и опасности обрушения и (или) характеризующаяся кренами, которые могут вызвать потерю устойчивости объекта

Часть 7-1. Выполнить расчет фрагмента плоского перекрытия – плоской монолитной плиты перекрытия с опиранием по контуру (на три стороны) в здании стеновой КС. По свободному краю плиты (меньшая сторона плиты) предусмотреть нагрузку от веса ненесущей наружной стены, установленной на перекрытие.

Выполнить повторный расчет:

- в условиях увеличения временной нагрузки на перекрытие,
- уменьшения класса бетона плиты на две ступени,
- увеличение толщины защитного слоя на 15 см,

Выполнить армирование плиты перекрытия в пределах одной ячейки с составлением спецификации арматуры. Выполнить усиление плиты перекрытия.

Индивидуальные исходные данные для выполнения ПК№6 приведены в таблице 7.1.1

Таблица 7.1.1

№ п/п	Размеры ячейки плиты, м (коэффициент к P_t)	Временная нагрузка на перекрытие P_t , кПа	№ п/п	Размеры ячейки плиты, м (коэффициент к P_t)	Временная нагрузка на перекрытие P_t , кПа
1	3,6×4,2(1,4)	4,0	11	4,2×5,0(1,6)	2,0
2	3,6×4,5(1,4)	4,0	12	4,2×5,2(1,6)	2,0
3	3,6×4,8(1,4)	4,0	13	4,2×5,4(1,65)	1,5
4	3,6×5,0(1,4)	3,5	14	4,2×5,6(1,65)	1,5
5	3,6×5,2(1,4)	3,5	15	4,2×5,8(1,65)	1,5
6	3,6×5,5(1,4)	3,5	16	4,2×6,0(1,65)	1,5
7	3,6×5,8(1,6)	3,0	17	4,2×6,2(1,65)	2,0
8	3,6×6,0(1,6)	3,0	18	4,2×6,4(1,5)	2,0
9	3,6×6,3(1,6)	3,0	19	4,2×6,6(1,5)	2,0
10	3,6×6,6(1,6)	2,0	20	4,2×6,8(1,5)	2,0

Выбрать конструктивное решение наружной ненесущей стены, пола и назначить толщину внутренних несущих стен и плиты перекрытия самостоя-

тельно, а также классы материалов (см. УМП к выполнению Курсовой работы)

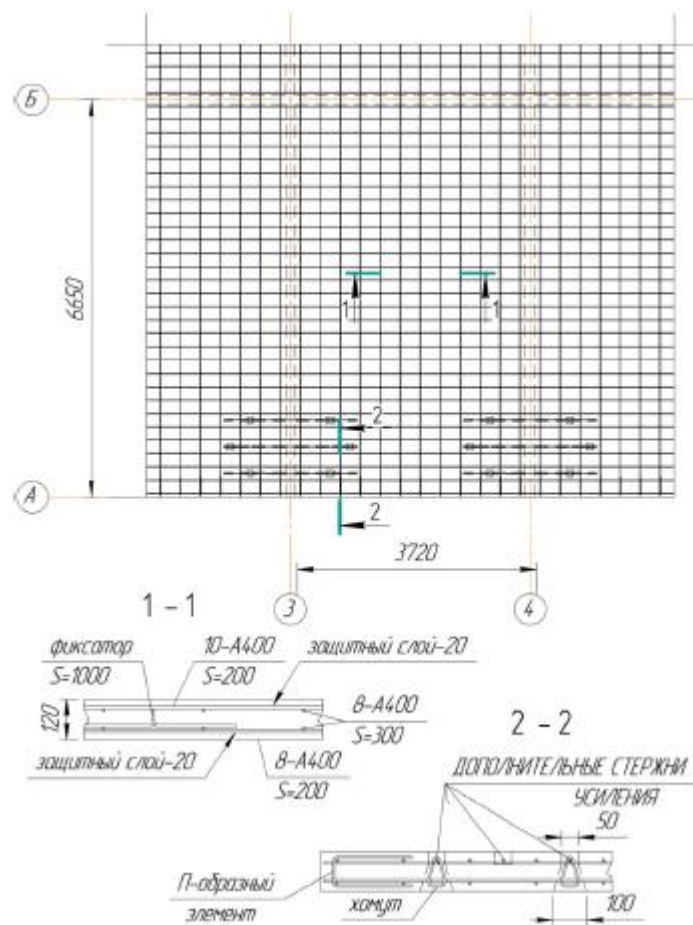


Рис.7.1.1 Пример армирования плиты с дополнительными стержнями усиления

Исходные данные для выполнения работы:

Размеры ячейки плиты перекрытия в координатных осях: 3,6×5,0 м.

Класс бетона В20, арматуры А400.

Толщина перекрытия принята 16 см. Толщина стен - 14 см.

Расчетный пролет плиты считается в свету между стенами:

3600-140=3460 мм, 5000-70=4930 мм.

Нагрузка (расчетное значение):

1. Вес пола – 1,2 кПа,
2. Вес перегородок – 0,6 кПа
3. Вес наружных несущих стен здания, установленной на полосу шириной $\approx 0,5$ м – 6,2 кН/м²
4. Временная нагрузка на перекрытие – 4,8 кПа (4,8×1,4=6,72 кПа)

Таблица 7.1.2

Параметры жесткости плиты перекрытия			
Модуль упругости бетона, кН/м ² , при $k=0,2$	Коэффициент поперечно- го расширения	Толщина плиты, см	Плотность железобетона, кН/м ³
$E=0,2 \cdot E_b=5500000$	$\nu=0,2$	$H=16$	$R_0=25$

Таблица 7.1.3

Нагружение плиты перекрытия					
№ п/п	Наименование нагрузжений	Нормативное полное, кПа	Доля дли- тельности	γ_f	Расчетное полное, кПа
1	Вес пола	1,0	1,0	1,2	1,2
2	Вес перегородок	0,5	1,0	1,2	0,6
3	С.в. плиты $h=16$ см	4,0	1,0	1,1	4,4
4	Вес наружных стен	5,2	1,0	1,2	6,2
5	Временная нагрузка на пе- рекрытие	4,0	0,35	1,2	4,8

Характеристика расчетной схемы:

признак – 3, разбивка: 0,346 м×10, 0,493 м×10, связи: Z, UX, UY.

Результаты расчета на первоначальную нагрузку

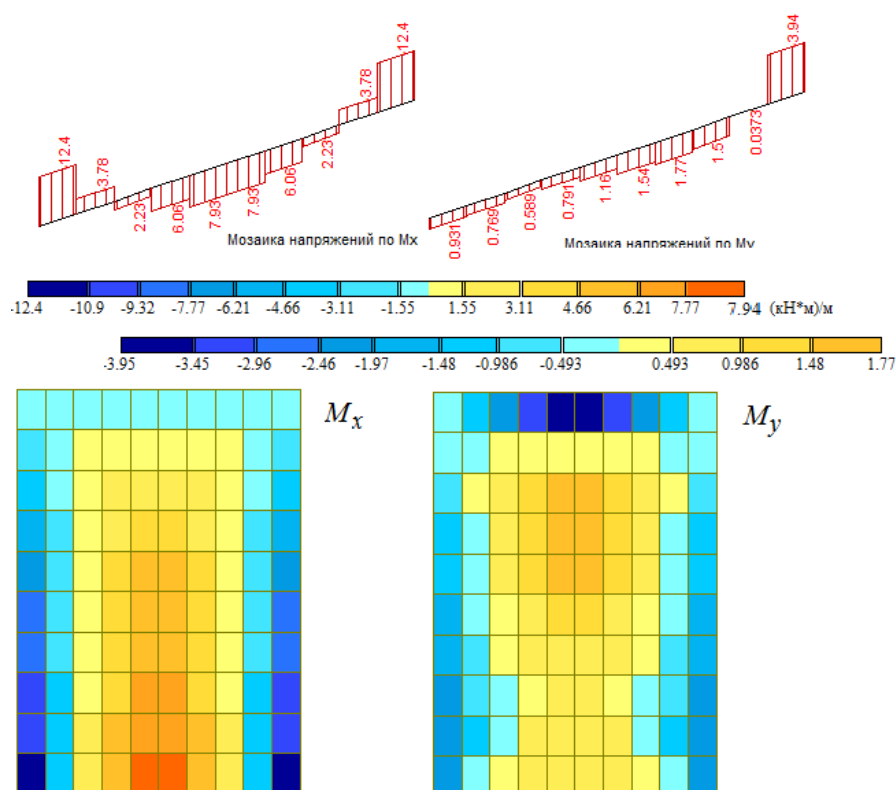


Рис.7.1.2. Результаты статического расчета плиты

Назначение армирования плиты перекрытия

Минимальный процент армирования составляет $\mu\%=0,1\%$. Основное армирование плиты перекрытия назначается с учетом результатов подбора арматуры (рис.2). Для основной арматуры принимается подобранный диаметр стержней во всех зонах плиты кроме верхней арматуры у свободного края. По минимальному проценту армирования при $h_0=160-20-10=130$ мм требуется установка в плите следующей арматуры: $A_s = b \cdot h_0 \cdot 0,001 = 100 \cdot 13 \cdot 0,001 = 1,3 \text{ см}^2$ (6- A400, S=200 мм, $A_s = 1,42 \text{ см}^2$).

Таким образом, принимаются стержни основного нижнего и верхнего армирования 8-A400, S=200 мм. Стержни дополнительного верхнего армирования у свободного края плиты

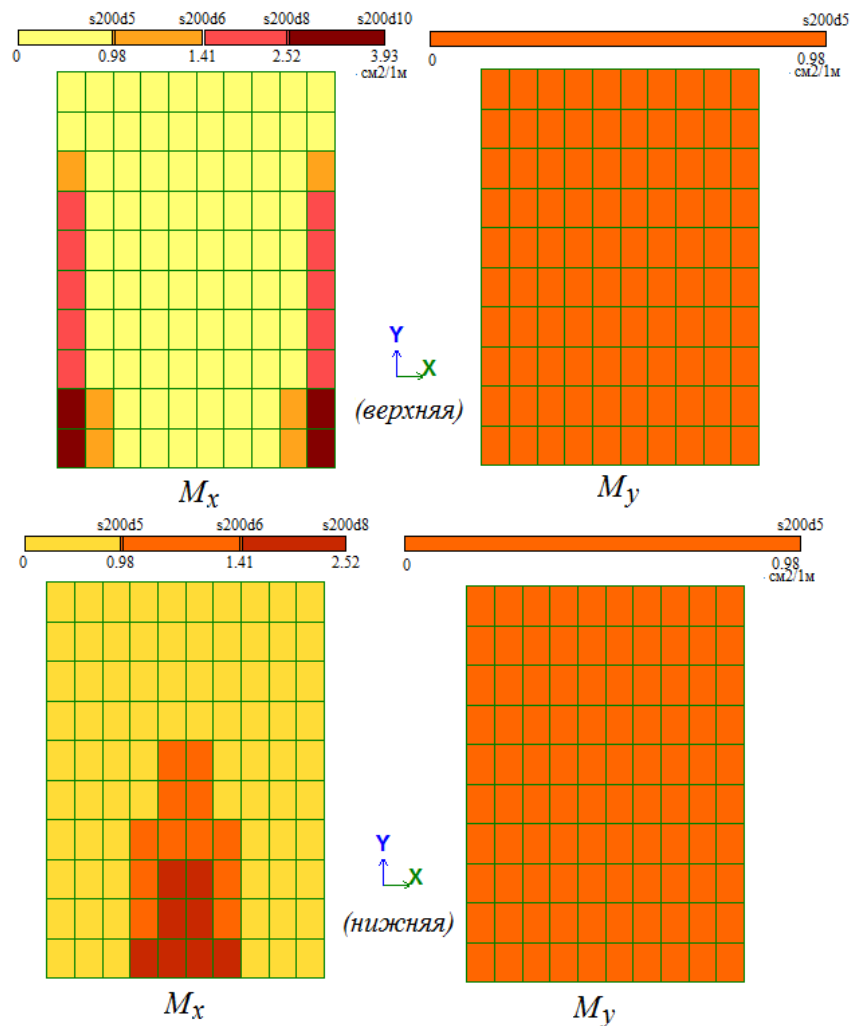


Рис.7.1.2. Результаты подбора арматуры плиты

Стержни дополнительного верхнего армирование у свободного края плиты: требуется – $A_s(d=10\text{мм}) - A_s(d=8\text{мм}) = 3,93 - 2,51 = 1,42 \text{ см}^2$, принята арматура 8-А400, $S=200 \text{ мм}$ ($A_s=2,51 \text{ см}^2$). Длина дополнительных стержней определяется по рис.2 с учетом длины анкеровки ($\alpha=1,2$; запас по арматуре $A_{s,cal} = 1,42 \text{ см}^2$; $A_{s,ef} = 2,51 \text{ см}^2$:

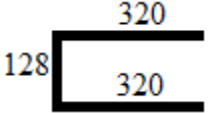
$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = \alpha \cdot \frac{R_s}{10 \cdot R_{bt}} \cdot d \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1,2 \cdot \frac{350}{9} \cdot 8 \cdot \frac{1,42}{2,51} = 211 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки составляет 250 мм. Длина стержней дополнительной арматуры в пределах ячейки плиты составляет $346 + 250 \approx 600 \text{ мм}$. Дополнительная арматура должна быть установлена на длине $\approx 1 \text{ м}$ (6 стержней). Схему армирования см. на рис.3.

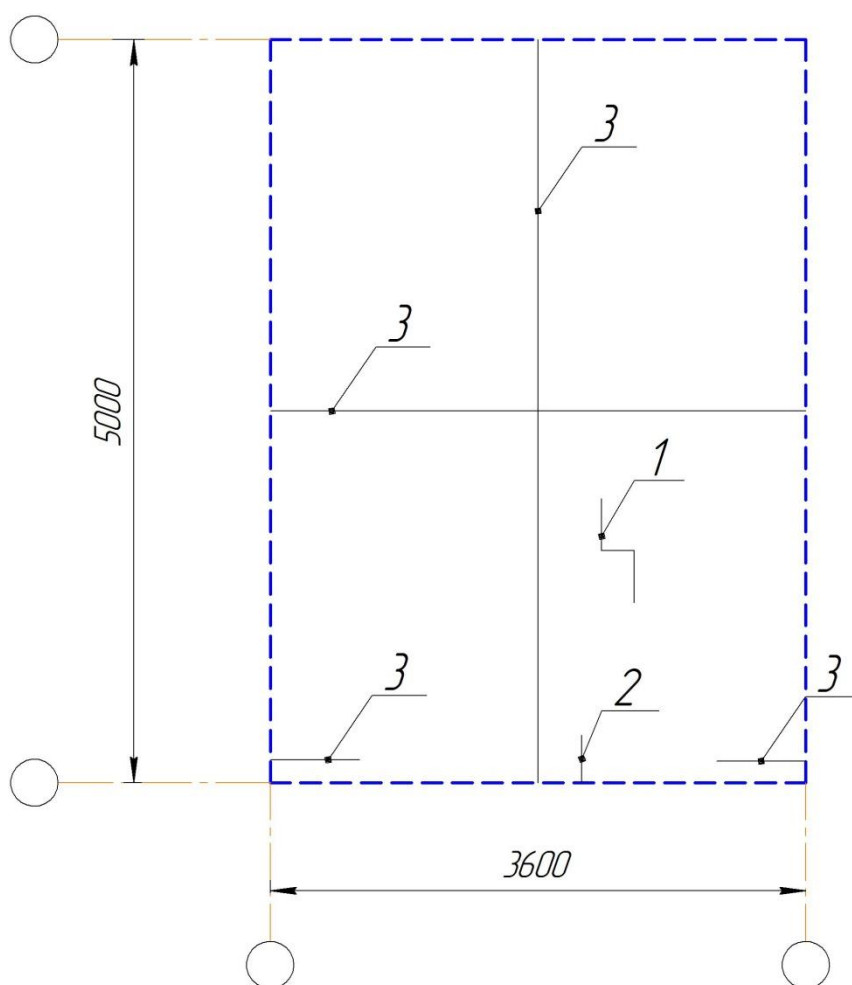
Таблица 3

Спецификация материалов					
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Приме- чание
		<u>Ячейка плиты перекрытия</u>			
		<u>Детали</u>			
1	ГОСТ 34028-2016	8-А240 $l=1126$	20	8,9	$S=1000$
2	ГОСТ 34028-2016	8-А240 $l=768$	18	5,46	
		<u>Стержни</u>			
3	ГОСТ 34028-2016	8-А400 $l=367200$		145,0	
		<u>Материалы</u>			
	ГОСТ 26633-2012	класс В20		2,88	м^3

Таблица 4

Ведомость деталей	
Поз.	Эскиз
1	
2	

Выполнить повторный расчет с увеличенным значением временной нагрузки.
Сделать вывод о необходимости усиления плиты перекрытия



Практическая работа №8 по разделу дисциплины: Восстановление и усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений (8 часов).

Выполнение расчетов по усилению элементов сборного железобетонного перекрытия классическими методами и с использованием композитных материалов

Выполнение практической работы ПЗ№7 с индивидуальными исходными данными.: Проектирование усиление сборного прогона и многопустотной плиты перекрытия различными методами. Сравнительная оценка различных методов усиления

В рамках практической работы изучаются варианты усиления сборных железобетонных конструкций классическим методом и с применением сталефибробетона.

Оценка несущей способности железобетонной плиты перекрытия, в результате увеличения нагрузки в ходе реконструкции

В ходе предстоящей реконструкции здания требуется увеличение временной нагрузки на перекрытие на 70 %. Необходимо проверить несущую способность железобетонной плиты перекрытия, ригеля, колонны. Разработать усиление конструкций, несущая способность которых не обеспечена.

Краткие теоретические сведения.

Данные, необходимые для выполнения задания:

Шаг колонн в продольном направлении, м	5,80
Шаг колонн в поперечном направлении, м	7,60
Число пролетов в продольном направлении	5
Число пролетов в поперечном направлении	4
Высота этажа, м	3,00
Количество этажей	6
Врем.нормат. нагр. на перекрытие, кН/м ²	5,0
Пост.нормат. нагр. от массы пола, кН/м ²	1,1
Класс бетона для сборных конструкций	B30
Класс арм-ры сборных ненапр. конструкций	A400

Класс предв. напрягаемой арматуры	A600
Тип плиты перекрытия	Круг
Вид бетона для плиты	тяжелый
Район строительства	Иркутск
Влажность окружающей среды	70%
Класс ответственности здания	II

Оценка несущей способности плиты перекрытия

Сбор нагрузок на 1м² перекрытия приведен в табл. 1. с учетом изменения временной нагрузки на перекрытие здания.

Таблица 1.

Нагрузки на 1м² перекрытия

<i>Вид нагрузки</i>	<i>Нормативная нагрузка кН/м²</i>	<i>Коэффициент надежности по нагрузке</i>	<i>Расчетная нагрузка, кН/м²</i>
<i>Постоянные</i>			
<i>-от массы плиты</i>	<i>0,092 · 25 = 2,3</i>	<i>1,1</i>	<i>2,53</i>
<i>-от массы пола</i>	<i>1,1</i>	<i>1,2</i>	<i>1,32</i>
<i>Временные</i>			
<i>- временная нагрузка на перекрытие (увеличивается на 70% по заданию)</i>	<i>5*1,7=8,5</i>	<i>1,2</i>	<i>10,2</i>
<i>Всего</i>	<i>11,9</i>	<i>-</i>	<i>14,05</i>

Расчетные нагрузки на 1м² длины при ширине плиты 1,6 м при увеличении временной нагрузки на перекрытие на 70%:

Для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$q = (g + v) \cdot B_{\text{пл}} \cdot \gamma_n = 14,05 \cdot 1,6 \cdot 0,95 = 21,36 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчетные усилия: для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$M = ql_0^2/8 = 21,36 \cdot 5,675^2/8 = 86 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Прочностные характеристики бетона и арматуры для плиты перекрытия возьмем из выполненного курсового проекта:

- расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для заданного класса В30: $R_b = 17,0 \text{ МПа}$.

- расчетное сопротивление рабочей арматуры растяжению для заданного класса А600 и полученная по расчету площадь сечения арматуры равны:

$$A_s = 769 \text{ мм}^2 (5\emptyset 14); R_s = 520 \text{ МПа}.$$

Определяем высоту сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b'_f} = \frac{520 \cdot 769}{17,0 \cdot 1560} = 15,1 \text{ мм}$$

Расчетная ширина полки $b'_f = 1600 - 40 = 1560 \text{ мм}$, $h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм}$.

Несущая способность плиты перекрытия:

$$M_u = R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = 17,0 \cdot 1560 \cdot 15,1 \cdot (190 - 0,5 \cdot 15,1) = 73,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Оценим несущую способность плиты:

$$\left(\frac{M - M_u}{M} \right) \cdot 100\% = \left(\frac{86 - 73,1}{86} \right) \cdot 100 = 15 \%,$$

следовательно, несущая способность плиты перекрытия не обеспечена и необходимо выполнить усиление плиты перекрытия.

Усиление многопустотной плиты перекрытия двумя способами

Рассмотрим два варианта усиление сборной железобетонной многопустотной плиты перекрытия:

Вариант 1. Усиление плиты перекрытия наращиванием сжатой зоны сечения.

Определим требуемую высоту наращиваемого слоя h_s :

$$h_s = \frac{M}{R_s A_s} - h_0 - 0,5x = \frac{86 \cdot 10^6}{520 \cdot 769} - 190 - 0,5 \cdot 15.1 = 17,51 \text{ мм}$$

Принимаем минимальную величину наращивания $h_s = 50 \text{ мм}$, тогда

$$M_u = R_s A_s (h_0 + h_s - 0,5x) = 520 \cdot 769 \cdot \\ \cdot (190 + 50 - 0,5 \cdot 15.1) = 92.9 \text{ кН} > 86 \text{ кН}.$$

Условие выполнено, следовательно, несущая способность усиленной плиты перекрытия обеспечена.

Техническое решение по усилению многопустотной плиты перекрытия наращиванием сжатой зоны представлено на рис. 1.

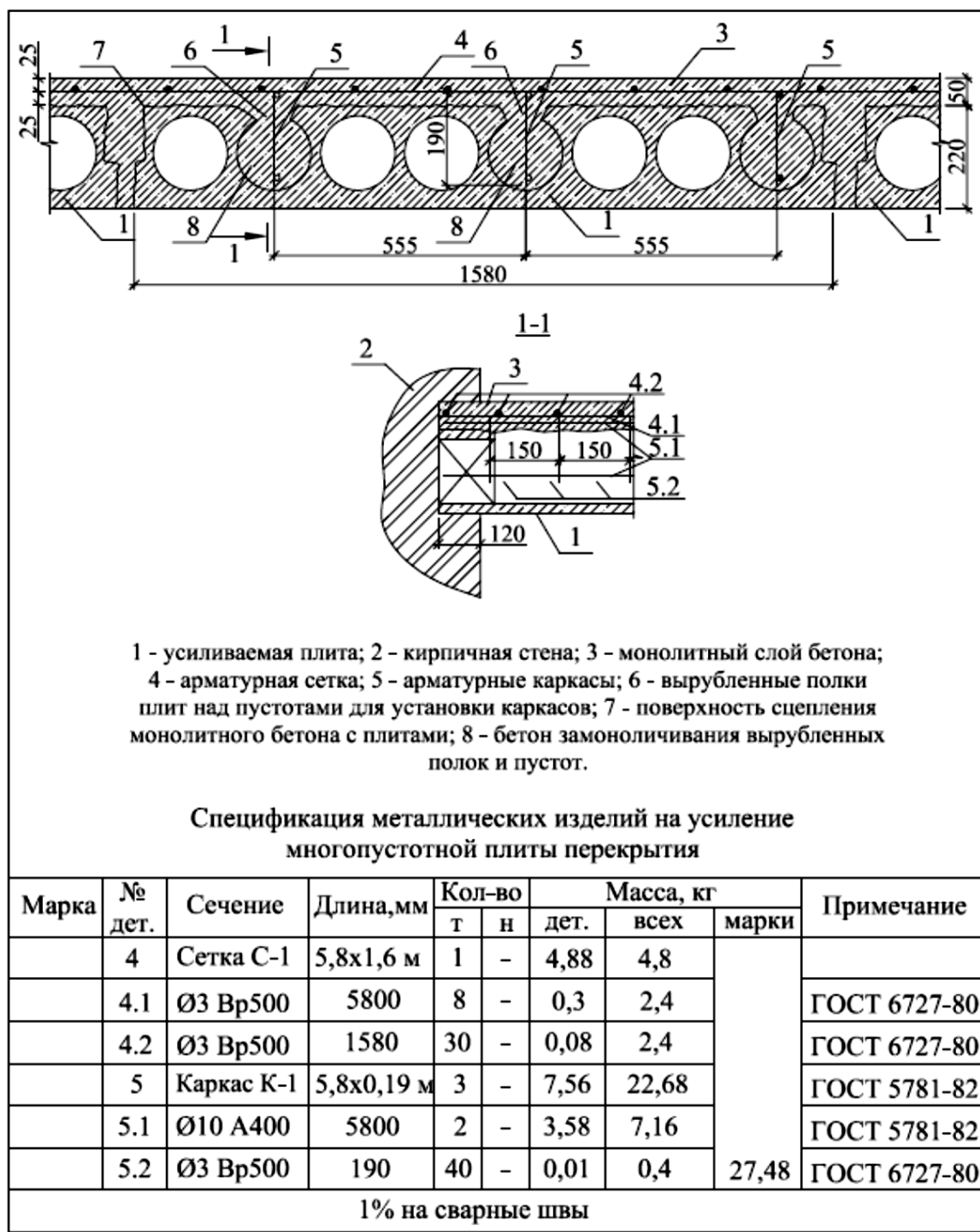


Рис. 1. Усиление многопустотной плиты перекрытия наращиванием сжатой зоны сечения

Вариант 2. Усиление плиты подведением разгружающих балок.

Усиление по данному варианту производим методом подбора профиля подводимой балки из металлического двутавра.

Принимаем двутавр № 12.

Характеристики двутавра:

Высота сечения: $h = 120 \text{ мм}$;

Толщина стенки: $t = 4,8 \text{ мм}$;

Упругопластический момент сопротивления:

$$W_x = 58,4 \text{ см}^3.$$

Пластический момент сопротивления:

$$W_{pl} = 1,17 \cdot 58,4 = 68,33 \text{ см}^3.$$

Для двух двутавров:

$$W_{pl} = 2 \cdot 68,33 = 136,66 \text{ см}^3.$$

Расчетная схема усиливаемой конструкции по данному варианту представлена на рис. 15.

Расстояние от центра тяжести подводимого двутавра до крайне сжатой грани сечения плиты:

$$h_2 = 110 - \frac{120}{6} = 50 \text{ мм}, h_1 = h_0 = 190 \text{ мм}.$$

Определим несущую способность усиленной конструкции:

$$\begin{aligned} M_{ult} &= 0,5R_b b'_f x^2 + R_y [W_{pl} + (h_2 - x)^2 \cdot t] + R_s A_s (h_0 - x) = \\ &= 0,5 \cdot 17,0 \cdot 1560 \cdot 15,1^2 + 240 \cdot [136660 + (50 - 15,1)^2 \cdot 4.8] \\ &\quad + 520 \cdot 769 \cdot (190 - 15,1) = 107,16 \text{ кН} \cdot \text{м} > 86 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

Условие выполнено, следовательно, несущая способность усиленной плиты перекрытия обеспечена.

Техническое решение по усилению многопустотной плиты перекрытия подведением разгружающих балок представлено на рис. 2.

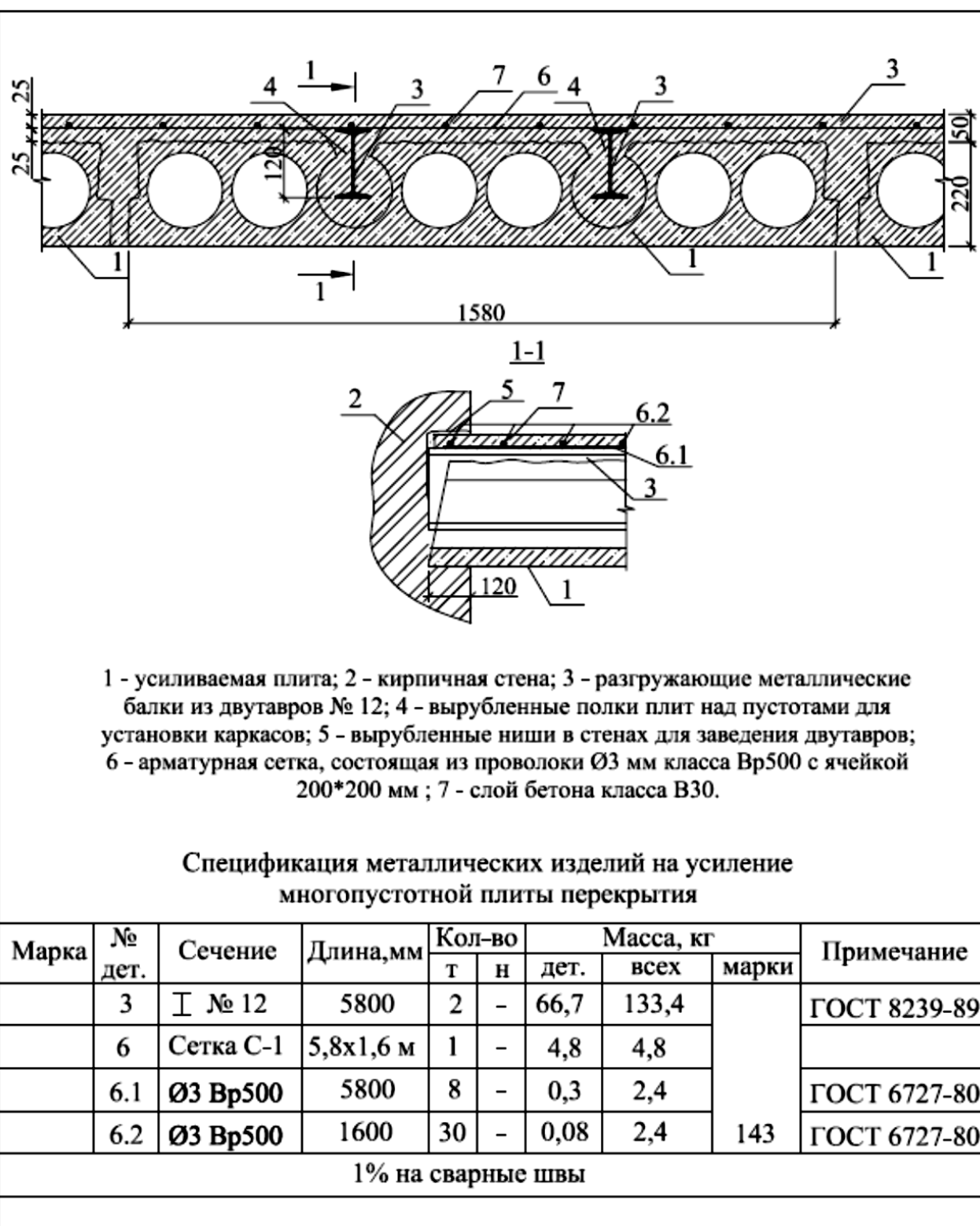


Рис. 2. Усиление многопустотной плиты перекрытия подведением разгружающих балок

*Оценка несущей способности и усиление железобетонной ребристой
плиты перекрытия, в результате изменения характеристик бетона и
арматуры*

При эксплуатации здания в результате длительного замачивания и промерзания несущих железобетонных конструкций произошло снижение прочности бетона конструкции на 25 %. Коррозия стержней рабочей арматуры составляет 2 мм в плите перекрытия и 3 мм в ригеле и колонне.

Рассмотрим два варианта усиление сборной железобетонной ребристой плиты перекрытия:

Данные, необходимые для выполнения задания:

Шаг колонн в продольном направлении, м	5,9
Шаг колонн в поперечном направлении, м	6,2
Высота этажа, м	4,8
Количество этажей	6
Врем.нормат. нагр. на перекрытие, кН/м ²	4,0
Пост.нормат. нагр. от массы пола, кН/м ²	1,1
Класс бетона для сборных конструкций	B30
Класс арм-ры сборных ненапр. конструкций	A400
Класс предв. напрягаемой арматуры	K1400
Тип плиты перекрытия	Ребр
Вид бетона для плиты	тяже- лый
Район строительства	Москва
Класс ответственности здания	II

Оценка несущей способности плиты перекрытия

Принимаем расчетный изгибающий момент для плиты перекрытия для расчетов по первой группе предельных состояний, который составляет: $M = 68,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Определим изменившиеся прочностные характеристики материалов конструкции.

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для заданного класса В30: $R_b = 17,0 \text{ МПа}$. При эксплуатации здания в результате длительного замачивания и промерзания несущих железобетонных конструкций произошло снижение прочности бетона конструкции на 25 %, тогда класс бетона для плиты составит: $B=30 \cdot 0,75=22,5 \text{ Мпа}$, принимаем ближайший класс бетона в меньшую сторону – В20, тогда расчетное сопротивление бетона осевому сжатию составит:

$$R_b = 11,5 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление рабочей арматуры растяжению для заданного класса К1400 и полученная по расчету площадь сечения арматуры примем:

$$A_s = 204 \text{ мм}^2 (4\emptyset 9 \text{ К1400}); R_s = 1225 \text{ МПа.}$$

Коррозия стержней рабочей арматуры в плите перекрытия составила 2 мм, тогда $A_s = \frac{7}{9} \cdot 204 = 159 \text{ мм}^2$.

Определяем высоту сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b'_f} = \frac{1225 \cdot 159}{11,5 \cdot 1860} = 9,1 \text{ мм}$$

Расчетная ширина полки

$$b'_f = 1900 - 40 = 1860 \text{ мм, } h_0 = h - a = 350 - 30 = 320 \text{ мм.}$$

Несущая способность плиты перекрытия:

$$M_u = R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = 11,5 \cdot 1860 \cdot 9,1 \cdot (320 - 0,5 \cdot 9,1) = 61,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Оценим несущую способность плиты:

$$\left(\frac{M-M_u}{M}\right) \cdot 100\% = \left(\frac{68,9-61,4}{68,9}\right) \cdot 100 = 11 \%,$$

Следовательно, несущая способность плиты перекрытия не обеспечена и необходимо выполнить усиление плиты перекрытия.

Рассмотрим два варианта усиление плиты перекрытия:

Вариант 1. Усиление плиты перекрытия наращиванием сжатой зоны сечения.

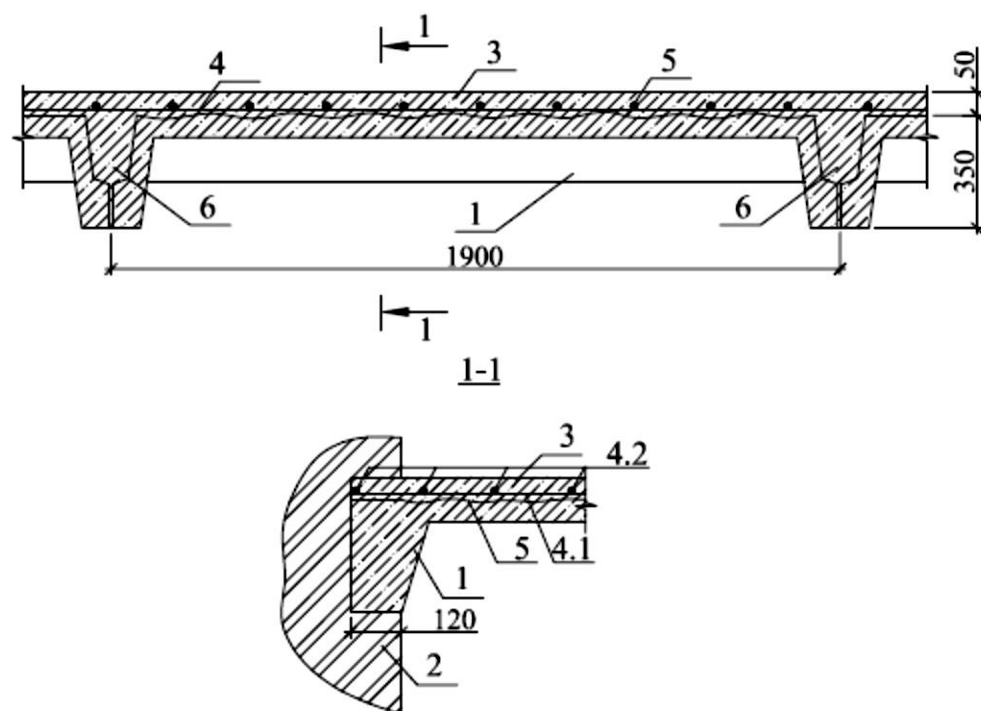
Определим требуемую высоту наращиваемого слоя h_s :

$$h_s = \frac{M}{R_s A_s} - h_0 - 0,5x = \frac{68,9 \cdot 10^6}{1225 \cdot 159} - 320 - 0,5 \cdot 9,1 = 29,2 \text{ мм}$$

Принимаем минимальную величину наращивания $h_s = 50 \text{ мм}$, тогда

$$\begin{aligned} M_{u2} &= R_s A_s (h_0 + h_s - 0,5x) = 1225 \cdot 159 \cdot \\ &\cdot (320 + 50 - 0,5 \cdot 9,1) = 71,18 \text{ кН} > 68,9 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Техническое решение по усилению ребристой плиты перекрытия наращиванием сжатой зоны представлено на рис. 1.



1 - усиливаемая плита; 2 - кирпичная стена (ригель перекрытия); 3 - слой бетона класса не ниже, чем класс бетона плиты перекрытия и не ниже В15;
 4 - арматурная сетка усиления, состоящая из проволоки Ø4 мм класса Вр500 с ячейкой 200*200 мм; 5 - поверхность сцепления монолитного бетона с плитой (зачистка, насечка, промывка водой); 6 - расчищенные швы между плитами и заполняемые новым слоем бетона.

Спецификация металлических изделий на усиление ребристой плиты перекрытия

Марка	№ дет.	Сечение	Длина,мм	Кол-во		Масса, кг			Примечание
				т	н	дет.	всех	марки	
	4	Сетка С-1	5,9х1,9 м	1	–	4,88	6,1	6,1	
	4.1	Ø3 Вр500	5900	10	–	0,31	3,1		ГОСТ 6727-80
	4.2	Ø3 Вр500	1900	30	–	0,1	3		ГОСТ 6727-80
1% на сварные швы									

Рис. 1. Техническое решение по усилению ребристой плиты перекрытия наращиванием сверху при обеспечении сцепления нового бетона со старым

Вариант 2. Усиление плиты подведением дополнительных металлических балок

Усиление по данному варианту производим методом подбора профиля подводимой балки из металлического двутавра.

При данном варианте усиления не обеспечивается сцепления конструкции усиления с усиливаемым элементом, и несущая способность усиленной конструкции определяется как несущая способность усиливаемой конструкции и конструкции наращивания.

Несущая способность усиленного элемента составит

$$M = M_1 + M_2$$

где M_1 – изгибающий момент, воспринимаемый усиливаемым железобетонным элементом, у нас $M_1 = 55,47 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

M_2 – изгибающий момент, воспринимаемый конструкцией усиления, $M_2 = M - M_1 = 68,9 - 55,47 = 13,43 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Определим требуемый момент сопротивления для подводимых балок из двутавров:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_2}{R_y} = \frac{13,43 \cdot 10^6}{240} = 55958,33 \text{ мм}^3$$

где R_y – расчетное сопротивление стали уголков при растяжении, принимаемое в среднем 230 (240) МПа.

Принимаем по сортаменту двутавр № 10.

Характеристики двутавра:

Высота сечения: $h = 100 \text{ мм}$;

Толщина стенки: $t = 4,5 \text{ мм}$;

Упругопластический момент сопротивления:

$$W_x = 39,7 \text{ см}^3.$$

Пластический момент сопротивления:

$$W_{\text{pl}} = 1,17 \cdot 39,7 = 46,45 \text{ см}^3.$$

Для двух двутавров:

$$W_{pl} = 2 \cdot 46,45 = 92,9 \text{ см}^3 = 92900 \text{ мм}^3 > 55958,33 \text{ мм}^3$$

Проверим жесткость разгружающих балок заключается в определении относительного прогиба, который не должен превышать нормативного. Для разрезных балок:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g^n \cdot l^3}{EI_x} = \frac{5}{384} \frac{6360 \cdot 5775^3}{210000 \cdot 198 \cdot 10^4} = 38,3 \text{ мм}$$

Предельный прогиб для плиты перекрытия равен:

$$[f_u] = \frac{l_0}{200} = \frac{5775}{200} = 28.875 \text{ мм},$$

следовательно, жесткость подобранных балок не обеспечена, необходимо выбрать больший номер профиля двутавра.

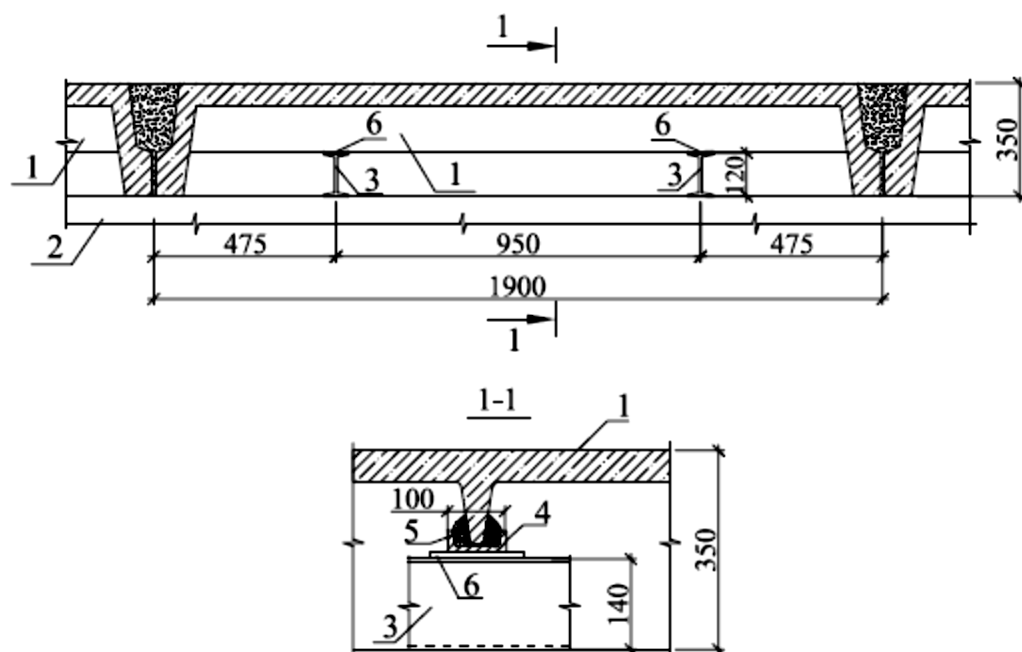
Принимаем два двутавра № 12.

Проверим жесткость двутавров № 12:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g^n \cdot l^3}{EI_x} = \frac{5}{384} \frac{6360 \cdot 5775^3}{210000 \cdot 350 \cdot 10^4} = 21,7 \text{ мм},$$

что меньше $[f_u] = 28.875 \text{ мм}$, следовательно, жесткость усиленной конструкции и подводимых балок для двутавров № 12 обеспечена.

Техническое решение по усилению ребристой плиты перекрытия подведением разгружающих балок представлено на рис. 2.



- 1 - усиливаемая ребристая плита перекрытия;
 2 - ригель перекрытия;
 3 - разгружающие балки из двутавра № 12;
 4 - швеллер № 10;
 5 - цементно-песчаный раствор, на который устанавливается швеллер
 снизу поперечных ребер;
 6 - металлические пластины-клинья для включения разгружающих балок в
 работу (после подкладки сварить между собой и швеллерами).

Спецификация металлических изделий на усиление ребристой
 плиты перекрытия подведением разгружающих балок

Марка	№ дет.	Сечение	Длина, мм	Кол-во		Масса, кг			Примечание
				т	н	дет.	всех	марки	
	3	┐ № 12	5900	2	-	67,85	135,7		ГОСТ 8239-89
	4	┌ № 10	1700	4	-	14,6	58,4		ГОСТ 8240-89
	6	— 6x100	100	4	4	0,47	3,76	197,86	ГОСТ 27772-88

Рис. 2. Техническое решение по усилению ребристой плиты перекрытия
 подведением разгружающих балок из двутавров

Оценка несущей способности и усиление железобетонного ригеля перекрытия, в результате увеличения временной нагрузки на перекрытие

Примем геометрические и прочностные характеристики для ригеля перекрытия.

Размеры поперечного сечения ригеля:

высота сечения $h = 600$ мм;

ширина сечения ригеля $b = 250$ мм.

Характеристики бетона и арматуры.

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для заданного класса В30: $R_b = 17,0$ МПа.

Расчетное сопротивление рабочей арматуры растяжению для заданного класса А400 и полученная по расчету площадь сечения растянутой и сжатой арматуры равны:

$$R_s = 350 \text{ МПа}, A_s = 2463 \text{ мм}^2 (4\emptyset 28), A'_s = 226 \text{ мм}^2 (2\emptyset 12).$$

Вычисляем расчетную нагрузку на 1 м длины ригеля. Нагрузка на ригеле от сборных железобетонных плит перекрытия считается равномерно распределенной. Ширина грузовой полосы на ригель равна шагу колонн в продольном направлении здания 5,8 м.

Расчетная нагрузка на ригель будет равна:

$$q_p = (q_{\text{пер}} L_{\text{гр}} + q_{\text{св(риг)}}) \gamma_n$$

Нагрузка от веса перекрытия: $q_{\text{пер}} = 14,05$ кН/м².

Нагрузка от собственного веса ригеля:

$$q_{\text{св(риг)}} = b \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,60 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 1,1 = 4,125 \text{ кН/м}$$

Суммарная расчетная нагрузка составит:

$$q_p = (14,05 \cdot 5,8 + 4,125) \cdot 0,95 = 81,33 \text{ кН/м}$$

Так как выполнение повторного статического расчета неразрезного ригеля является трудоемким процессом, то вычислим изгибающий момент в середине пролета ригеля по приближенной формуле:

$$M = ql_0^2/11 = 81,33 \cdot 7,35^2/11 = 399,42 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определяем высоту сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{350 \cdot 2463}{17 \cdot 250} = 202,8 \text{ мм}$$

Рабочая высота:

$$h_0 = h - a = 600 - 77 = 523 \text{ мм.}$$

Вычислим несущую способность ригеля перекрытия:

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 17 \cdot 250 \cdot 202,8 \cdot (523 - 0,5 \cdot 202,8) = 363,4 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Т.к. $M \geq M_u$, следовательно, несущая способность ригеля перекрытия не обеспечивается, и ригель необходимо усилить.

$$\left(\frac{M - M_u}{M} \right) \cdot 100\% = \left(\frac{399,42 - 363,4}{399,42} \right) \cdot 100 = 9,1 \%$$

Вариант 1. Усиление неразрезного ригеля подведением дополнительной растянутой арматуры.

Условия равновесия нормального сечения ригеля перекрытия (расчетная схема представлена на рис. 14) выглядят следующим образом:

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{ss} A_{ss} (h_{0s} - h_0);$$

$$R_b b x - R_{ss} A_{ss} - R_s A_s = 0 ,$$

Отсюда определим требуемую площадь дополнительной арматуры, подставляя вместо x значение h_0 :

$$A_{ss} = \frac{R_b b h_0 - R_s A_s}{R_{ss}} = \\ = \frac{17 \cdot 250 \cdot 523 - 350 \cdot 2463}{350} = 3887.7 \text{ мм}^2$$

По сортаменту подбираем 4Ø36 A400 с $A_{ss}=4072 \text{ мм}^2$

Тогда величина сжатой зоны приведенного сечения:

$$x = \frac{R_s A_{s,red}}{R_b b} = \frac{350 \cdot 6535}{17 \cdot 250} = 538,2 \text{ мм}$$

где $A_{s,red}$ – суммарная площадь арматуры ригеля и арматуры усиления и равна

$$A_{s,red} = A_s + A_{ss} = 2463 + 4072 = 6535 \text{ мм}^2$$

Проверим несущую способность усиленного ригеля:

$$M = 17 \cdot 250 \cdot 538,2(523 - 269,1) + \\ + 350 \cdot 4072 \cdot (660 - 523) = 773 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Проверим условие: $M \leq M_u$:

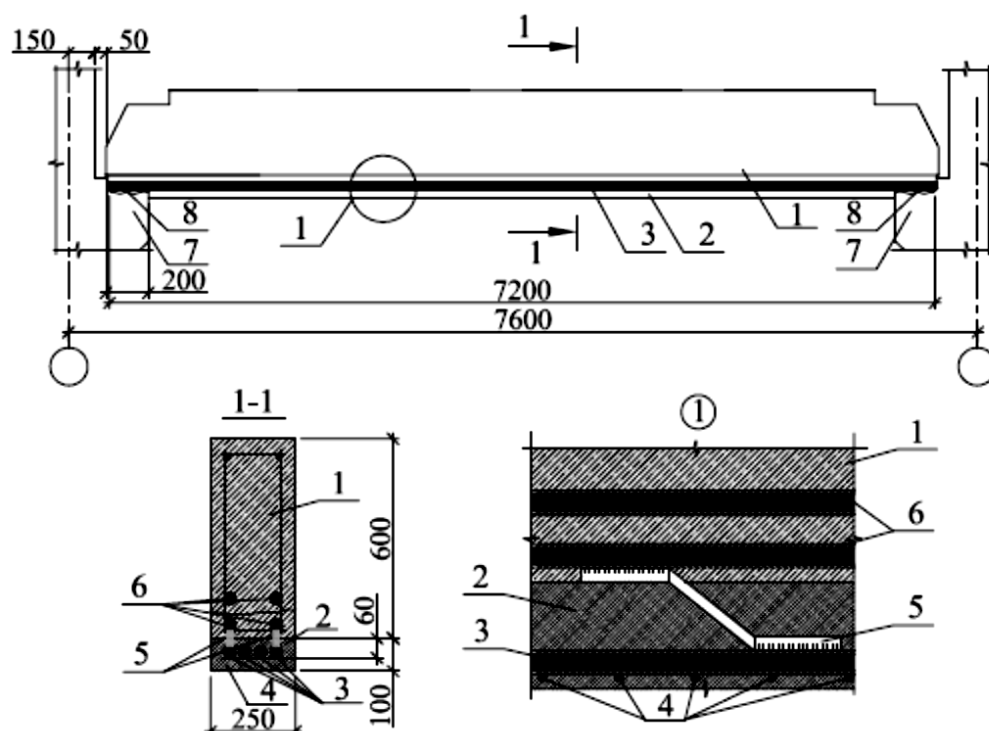
$$M = 399.42 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_u = 773 \text{ кН}.$$

Следовательно, несущая способность ригеля перекрытия обеспечена, коэффициент запаса составляет:

$$K=773/399.42 = 1.93 .$$

Техническое решение по усилению железобетонного ригеля перекрытия установкой дополнительной арматуры в растянутой зоне представлено на рис.

1.



- 1 - усиливаемый ригель;
 2 - бетон наращивания класса В30;
 3 - продольная арматура усиления 4 стержня Ø36, класса А400;
 4 - поперечная арматура каркаса усиления из стержней Ø10, класса А240, расположенная с шагом 200 мм;
 5 - арматурные отгибы из стержней Ø10, класса А240;
 6 - оголенная арматура ригеля (оголенные участки с шагом 1,0 м);
 7 - железобетонная колонна каркаса;
 8 - штроба в консоли железобетонной колонны для запуска арматуры усиления.

Спецификация металлических изделий на усиление ригеля
 перекрытия

Марка	№ дет.	Сечение	Длина,мм	Кол-во		Масса, кг			Примечание
				т	н	дет.	всех	марки	
	3	Ø36 А400	7200	4	-	57,53	230,12	238,8	ГОСТ 5781-82
	4	Ø10 А240	230	37	-	0,14	5,18		ГОСТ 5781-82
	5	Ø10 А240	400	7	7	0,25	3,5		ГОСТ 5781-82
1% на сварные швы									

Рис. 1. Техническое решение по усилению железобетонного ригеля перекрытия установкой дополнительной арматуры в растянутой зоне

Вариант 2. Усиление неразрезного ригеля подведением уголков в растянутой зоне.

Расчет по данному варианту производится аналогично варианту 1.

Определим требуемую площадь подводимых уголков:

$$A_{ss} = \frac{R_b b h_0 - R_s A_s}{R_y} =$$
$$= \frac{17 \cdot 250 \cdot 500 - 350 \cdot 2463}{240} = 5262.3 \text{ мм}^2$$

где R_y - расчетное сопротивление стали уголков при растяжении, принимаемое в среднем 230 (240) МПа.

По сортаменту принимаем 2 уголка 125x125x12 мм с $A_{ss}=2 \cdot 2889 = 5778$ мм²

Тогда величина сжатой зоны приведенного сечения:

$$x = \frac{R_s A_{s,red}}{R_b b} = \frac{350 \cdot 6425}{17 \cdot 250} = 529.1 \text{ мм},$$

где $A_{s,red}$ – суммарная площадь арматуры ригеля и уголков усиления и равна

$$A_{s,red} = A_s + A_{ss} \frac{R_y}{R_s} = 2463 + 5778 \frac{240}{350} = 6425 \text{ мм}^2$$

Проверим несущую способность усиленного ригеля:

$$M = 17 \cdot 250 \cdot 529.1(523 - 264.55) +$$

$$+240 \cdot 5778 \cdot (584 - 523) = 688.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

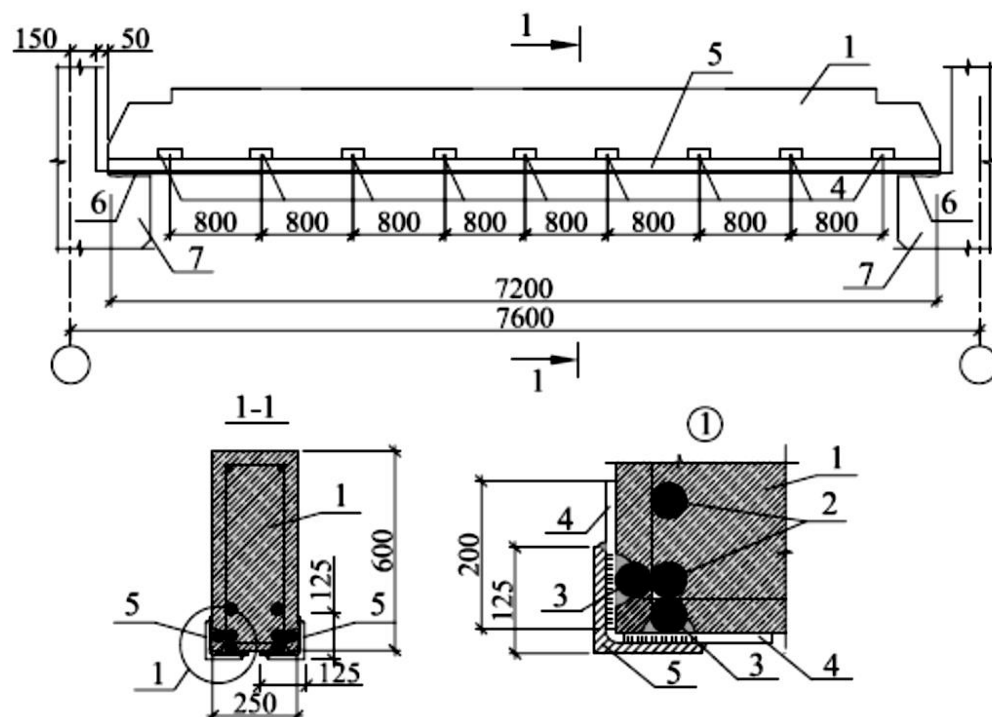
Проверим условие: $M \leq M_u$:

$$M = 399,42 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_u = 688.2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, несущая способность ригеля перекрытия обеспечена, коэффициент запаса составляет:

$$K = 688.2 / 399.42 = 1,72.$$

Техническое решение по усилению железобетонного ригеля перекрытия подведением уголков в растянутой зоне представлено на рис. 2.



- 1 - усиливаемый ригель;
 2 - оголенная существующая арматура ригеля Ø28, класса А400 (оголенные участки с шагом 0,8 м);
 3 - арматурные коротыши из Ø40, класса А400;
 4 - металлические пластины;
 5 - прокатный уголок 125х125х12 мм;
 6 - штроба в консоли железобетонной колонны для запуска уголков усиления;
 7 - железобетонная колонна каркаса.

Спецификация металлических изделий на усиление ригеля перекрытия

Марка	№ дет.	Сечение	Длина, мм	Кол-во		Масса, кг			Примечание
				т	н	дет.	всех	марки	
	3	Ø40 А400	200	9	9	1,973	35,514		ГОСТ 5781-82
	4	— 10х200	200	18	18	3,14	113,04		ГОСТ 27772-88
	5	└ 125х125х12	7200	1	1	163,3	326,6	475,15	ГОСТ 8509-93
1% на сварные швы									

Рис. 2. Техническое решение по усилению железобетонного ригеля перекрытия подведением уголков в растянутой зоне

Оценка несущей способности и усиление железобетонной колонны устройством железобетонной обоймы, в результате увеличения временной нагрузки на перекрытие

Оценка несущей способности сборной железобетонной колонны

Определим нагрузку на колонну с грузовой площади, $A_{гр} = 5,8 \cdot 7,6 = 44,08 \text{ м}^2$, соответствующей заданной сетке колонн и коэффициентом надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$.

Нагрузка от перекрытия одного этажа с учетом увеличения временной нагрузки на перекрытие на 70%:

$$N_{пер} = [(g + v)A_{гр} + (bhL\rho\gamma_f)]\gamma_n = \\ [14,05 \cdot 44,08 + (0,6 \cdot 0,25 \cdot 7,6 \cdot 25 \cdot 1,1)] \cdot 0,95 = 618,14 \text{ кН}$$

Нагрузка от покрытия:

$$N_{пок} = [(g + S)A_{гр} + (bhL\rho\gamma_f)]\gamma_n = \\ = [(3,85 + 1,176) \cdot 44,08 + 0,25 \cdot 0,6 \cdot 7,6 \cdot 25 \cdot 1,1] \cdot 0,95 = 240,25 \text{ кН}$$

где $S = 1,176 \text{ кН/м}^2$ – снеговая нагрузка на покрытие (г. Иркутск).

Нагрузка от собственного веса колонны (сечение колонны – 300*300 мм).

$$G_{с.в.к.} = a_{кол} b_{кол} H_{кол} n_{эт} \gamma_f \gamma_n \rho_{ж/б} = \\ = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 25 = 42,32 \text{ кН}$$

$$N_{max} = N_{пер}(n - 1) + N_{пок} + G_{с.в.к.} = \\ = 618,14 \cdot (6 - 1) + 240,25 + 42,32 = 3373,27 \text{ кН.}$$

Характеристики бетона и арматуры для колонны. Бетон тяжелый класса В30, $R_b = 17 \text{ МПа}$.

Расчетное сопротивление рабочей арматуры растяжению для заданного класса А400 и полученная по расчету площадь сечения растянутой и сжатой арматуры равны:

$$R_s = 350 \text{ МПа}, A_{s,tot} = 1520 \text{ мм}^2 (4\emptyset 22 \text{ А400})$$

Фактическая несущая способность расчетного сечения колонны будет равна

$$N_u = \varphi(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) = 0,915 \cdot (17 \cdot 300^2 + 350 \cdot 1520) = 1886.7 \text{ кН} < N = 3373.27 \text{ кН}.$$

$$\left(\frac{N_{max} - N_u}{N} \right) \cdot 100\% = \left(\frac{3373.27 - 1886.7}{3373.27} \right) \cdot 100 = 44 \%$$

Следовательно, несущая способность колонны не обеспечена и требуется ее усиление.

Вариант 1. Усиление сборной колонны с помощью железобетонной обоймы

Принимаем бетон обоймы класса В30 тяжелый аналогично классу и виду бетона самой колонны. Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $R_b = 17,0$ МПа. Продольную рабочую арматуру обоймы принимаем в количестве 8 стержней минимальным диаметром для сжатых колонн – 16 мм, класса А400, расчетное сопротивление растяжению $R_s = 350$ МПа, $A_{ss} = 1608 \text{ мм}^2$, поперечную арматуру обоймы принимаем по условию сварки с рабочей $\varnothing 4$ класса Вр500.

Находим требуемую площадь обоймы:

$$A_{bs} = \frac{\frac{N_{max}}{\varphi} - (R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot})}{\gamma_{ch}(R_{bs} + 0,01 R_{sc})} = \frac{\frac{3373,27 \cdot 10^3}{0,915} - (17 \cdot 300^2 + 350 \cdot 1520)}{0,8(17,0 + 0,01 \cdot 350)} = 99063.04 \text{ мм}^2$$

где γ_{ch} – коэффициент условий работы обоймы, принимаемый равным:

$\gamma_{ch} = 0,9$ при поперечной арматуре с предварительным напряжением;

$\gamma_{ch} = 0,8$ при поперечной арматуре в виде обычных замкнутых хомутов;

Принимаем ширину обойму конструктивно $d = 80$ мм, тогда $A_{bs} = 460^2 - 300^2 = 121600 \text{ мм}^2 > 99063,04 \text{ мм}^2$

Проверяем условие:

$$\begin{aligned} N_u &= \varphi[(R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot})\eta + \gamma_{ch}(R_{bs} A_{bs} + R_{scs} A_{ss})] = \\ &= 0,915 \cdot [(17 \cdot 300^2 + 350 \cdot 1520) \cdot 1 + 0,8 \cdot] \\ &\cdot (17 \cdot 121600 + 350 \cdot 1608)] = 3990,73 > N = 3373,27 \text{ кН} \end{aligned}$$

где η – коэффициент условий работы, принимаемый равным:

$\eta=0,9$ при $h_{\text{кол}} < 200$ мм; $\eta = 1,0$ при $h_{\text{кол}} > 200$ мм;

Следовательно, несущая способность усиленной железобетонной колонны обеспечена.

Техническое решение по усилению железобетонной сборной колонны каркаса установкой железобетонной обоймы представлено на рис. 1.

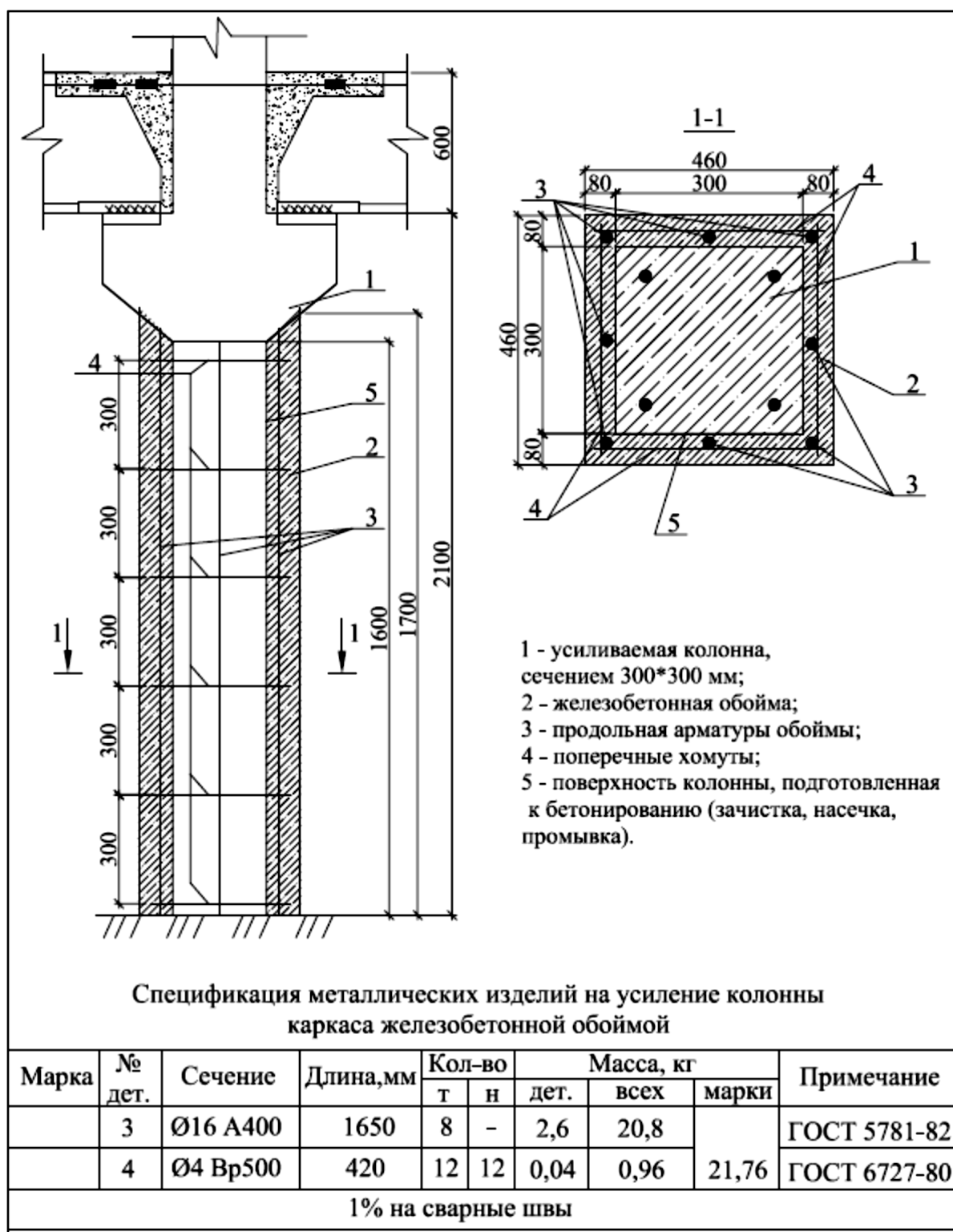


Рис. 1. Техническое решение по усилению железобетонной колонны каркаса устройством железобетонной обоймы

*Оценка несущей способности и усиление железобетонной колонны
устройством металлической обоймы, в результате увеличения временной
нагрузки на перекрытие*

Оценка несущей способности сборной железобетонной колонны

Определим нагрузку на колонну с грузовой площади, $A_{гр} = 5,8 \cdot 7,6 = 44,08 \text{ м}^2$, соответствующей заданной сетке колонн и коэффициентом надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$.

Нагрузка от перекрытия одного этажа с учетом увеличения временной нагрузки на перекрытие на 70%:

$$N_{пер} = [(g + v)A_{гр} + (bhL\rho\gamma_f)]\gamma_n =$$
$$[14,05 \cdot 44,08 + (0,6 \cdot 0,25 \cdot 7,6 \cdot 25 \cdot 1,1)] \cdot 0,95 = 618,14 \text{ кН}$$

Нагрузка от покрытия:

$$N_{пок} = [(g + S)A_{гр} + (bhL\rho\gamma_f)]\gamma_n =$$
$$= [(3,85 + 1,176) \cdot 44,08 + 0,25 \cdot 0,6 \cdot 7,6 \cdot 25 \cdot 1,1] \cdot 0,95 = 240,25 \text{ кН}$$

где $S = 1,176 \text{ кН/м}^2$ – снеговая нагрузка на покрытие (г. Иркутск).

Нагрузка от собственного веса колонны (сечение колонны – 300*300 мм).

$$G_{с.в.к.} = a_{кол} b_{кол} H_{кол} n_{эт} \gamma_f \gamma_n \rho_{ж/б} =$$
$$= 0,3 \cdot 0,3 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 25 = 42,32 \text{ кН}$$

$$N_{max} = N_{пер}(n - 1) + N_{пок} + G_{с.в.к.} =$$
$$= 618,14 \cdot (6 - 1) + 240,25 + 42,32 = 3373,27 \text{ кН.}$$

Характеристики бетона и арматуры для колонны. Бетон тяжелый класса В30, $R_b = 17 \text{ МПа}$.

Расчетное сопротивление рабочей арматуры растяжению для заданного класса А400 и полученная по расчету площадь сечения растянутой и сжатой арматуры равны:

$$R_s = 350 \text{ МПа}, A_{s,tot} = 1520 \text{ мм}^2 (4\emptyset 22 \text{ А400})$$

Фактическая несущая способность расчетного сечения колонны будет равна

$$N_u = \varphi(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) = 0,915 \cdot (17 \cdot 300^2 + 350 \cdot 1520) = 1886.7 \text{ кН} < N = 3373.27 \text{ кН}.$$

$$\left(\frac{N_{max} - N_u}{N} \right) \cdot 100\% = \left(\frac{3373.27 - 1886.7}{3373.27} \right) \cdot 100 = 44 \%$$

Следовательно, несущая способность колонны не обеспечена и требуется ее усиление.

Вариант 2. Усиление сборной колонны с помощью стальной облоймы

Ветви облоймы рассчитывают как центрально сжатые элементы на прочность и устойчивость. *Вычислим требуемую площадь поперечного сечения 4-х уголков усиления из условия прочности и устойчивости:*

По условию прочности:

$$A_{ss} \geq \frac{(N_{max} - N_u)}{R_y \gamma_c} = \frac{(3373,27 - 1886.7) \cdot 10^3}{240 \cdot 0,9} = 6882.27 \text{ мм}^2$$

По условию устойчивости:

$$A_{ss} \geq \frac{(N_{max} - N_u)}{R_y \gamma_c \varphi} = \frac{(3373,27 - 1886.7) \cdot 10^3}{240 \cdot 0,9 \cdot 0,915} = 7521.6 \text{ мм}^2$$

где A_{ss} - площадь сечения ветвей облоймы;

$\gamma_c=0,9$ – коэффициент условия работы ветвей облоймы;

R_y - расчетное сопротивление стали уголков при сжатии, принимаемое в среднем 240 МПа.

φ – коэффициент продольного изгиба, принимаемый как при расчете железобетонных элементов со случайным эксцентриситетом.

Таким образом, требуемая площадь одного уголка усиления колонны стальной обоймы составит:

$$A_{ss1} = \frac{7521.6}{4} = 1880.4 \text{ мм}^2$$

По сортаменту принимаем 4 уголка минимальным сечением для обоймы 100x100x10 мм, с площадью поперечного сечения одного уголка - $A_{ss1} = 1924 \text{ мм}^2$ и общей площадью сечения четырех уголков - $A_{ss} = 1924 \cdot 4 = 7696 \text{ мм}^2 > 7521.6 \text{ мм}^2$

Соединительные планки рассчитываем как элементы безраскосных ферм.

Определим условную поперечную силу (кН) продольного изгиба, принимаемую постоянной по всей длине стержня в зависимости от его сечения по формуле:

для принятой стали уголков:

$$Q_{fic} = 0,4 \cdot A_{ss1} = 0,4 \cdot 19,24 = 7,7 \text{ кН},$$

где A_{ss1} – сечение уголка обоймы, см².

Тогда условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости будет равна:

$$Q_s = \frac{Q_{fic}}{2} = \frac{7,7}{2} = 3,85 \text{ кН}.$$

Условный момент, изгибающий планку в ее плоскости:

$$M_1 = \frac{Q_s l}{2} = \frac{3,85 \cdot 10^3 \cdot 300}{2} = 577,5 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Задаемся размерами поперечного сечения металлических планок 10*80 мм, длиной 280 мм.

Определим напряжения от изгиба для планки:

$$\sigma = \frac{M_1}{W} = \frac{M_1}{0,7t_{\text{пл}}l_{\text{пл}}^2} = \frac{577,5 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 10 \cdot 280^2} = 1,05 \text{ МПа.}$$

Требуемое сечение планок определяем по формуле:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_1}{R_y} = \frac{577,5 \cdot 10^3}{240} = 2406,25 \text{ мм}^3.$$

Определим момент сопротивления для принятых планок:

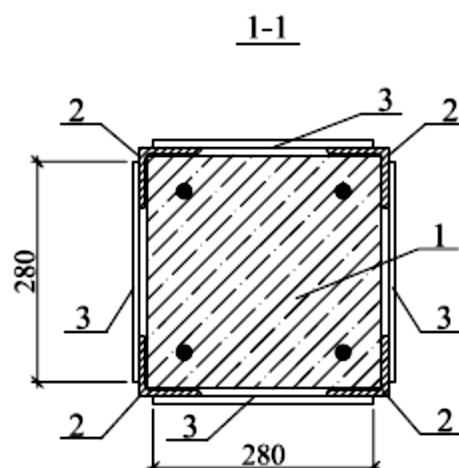
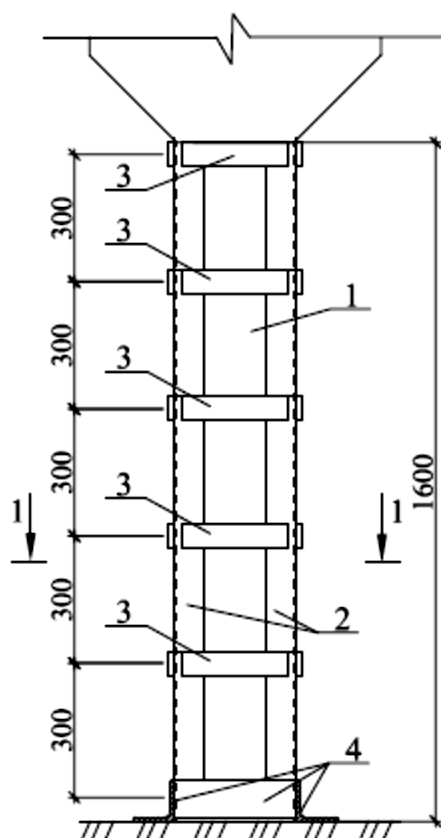
$$W = \frac{t_{\text{пл}}d_{\text{пл}}^2}{\sigma} = \frac{10 \cdot 80^2}{1,05} = 60952,4 \text{ мм}^3 > W_{\text{тр}} = 2406,25 \text{ мм}^3,$$

где $t_{\text{пл}}, d_{\text{пл}}$ – соответственно толщина и высота планок.

l – расстояние между осями планок, принимаем равным ширине колонны 300 мм.

Следовательно, размеры планки приняты достаточными.

Техническое решение по усилению железобетонной сборной колонны каркаса установкой стальной обоймы представлено на рис. 1.



- 1 - усиливаемая колонна, сечением 300*300 мм;
 2 - уголки стальной обоймы;
 3 - планки, соединяющие уголки обоймы;
 4 - упорные элементы (уголки).

Спецификация металлических изделий на усиление колонны
 каркаса стальной обоймой

Марка	№ дет.	Сечение	Длина, мм	Кол-во		Масса, кг			Примечание
				т	н	дет.	всех	марки	
	2	└ 100x100x10	1600	2	2	24,16	96,64	135,08	ГОСТ 8509-93
	3	— 10x80	280	10	10	0,17	3,4		ГОСТ 27772-88
	4	└ 150x150x12	320	4	-	8,76	35,04		ГОСТ 8509-93
								135,08	
1% на сварные швы									

Рис. 1. Техническое решение по усилению железобетонной колонны каркаса устройством стальной обоймы

Оценка несущей способности и усиление железобетонной многопустотной плиты перекрытия с применением сталефибробетона, в результате увеличения временной нагрузки на перекрытие

В ходе предстоящей реконструкции здания требуется увеличение временной нагрузки на перекрытие. Необходимо проверить несущую способность железобетонной плиты перекрытия, балки, колонны. Разработать усиление конструкций, несущая способность которых не обеспечена.

Данные, необходимые для решения практических задач:

1	Шаг колонн в продольном направлении, L, м	6,0
2	Шаг колонн в поперечном направлении, В, м	6,2
3	Ширина плиты перекрытия, м	1,2
4	Размеры сечения балки перекрытия b,h, мм	250, 600
5	Размер стороны квадратной колонны, мм	300
6	Врем.нормат. нагр. на перекрытие, кН/м ²	5,0
7	Пост.нормат. нагр. от массы пола, кН/м ²	2,5
8	Расчетная нагрузка на колонну N, кН	4500
9	Увеличение полезной нагрузки на перекрытие при реконструкции, %	70
10	Класс бетона для сборных конструкций	B30
11	Класс арматуры сборных ненапрягаемых конструкций	A400
12	Класс предварительно напрягаемой арматуры в плите перекрытия	A600
13	Количество и диаметр рабочей арматуры в плите	4Ø16
14	Количество и диаметр рабочей арматуры в балке	6Ø25
15	Количество и диаметр рабочей арматуры в колонне	4Ø16
16	Класс сооружения	II

* Данные по фибре: коэффициент фибрового армирования (μ_{fv}) принимать 2%, длина фибр (l_f) = 40 мм, размеры поперечного сечения фибры – 0,4*0,6 мм, вид фибры – резаная из стальной полосы, расчетное сопротивление стальной фибры растяжению (R_f) = 460 МПа.

Расчет усиления многопустотной железобетонной плиты перекрытия наращиванием сжатой зоны

- Определяем расчетную нагрузку на плиту перекрытия с учетом изменения полезной нагрузки в процессе реконструкции:

$$\begin{aligned} q &= (g_{\text{св}} \cdot 1,1 + g_{\text{пола}} \cdot 1,2 + g_{\text{перег}} \cdot 1,2 + v \cdot k \cdot 1,2) \cdot B_{\text{пл}} \cdot \gamma_n \\ &= (0,12 \cdot 25 \cdot 1,1 + 2,5 \cdot 1,2 + 0,5 \cdot 1,2 + 5 \cdot 1,7 \cdot 1,2) \cdot 1,2 \cdot 1 \\ &= 20,52 \text{ кН/м} \end{aligned}$$

- Вычисляем расчетный пролет плиты перекрытия:

$$l_0 = L - 125 = 6000 - 125 = 5875$$

- Вычисляем изгибающий момент в плите:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{20,52 \cdot 5,875^2}{8} = 88,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- расчетные характеристики бетона и арматуры, площадь установленной в плите рабочей арматуры:

$$R_b = 17 \text{ МПа},$$

$$R_s = 520 \text{ МПа},$$

$$A_s = 804 \text{ мм}^2$$

- высота сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b'_f} = \frac{520 \cdot 804}{17 \cdot 1140} = 21,57 \text{ мм}$$

- где $b'_f = 1200 - 40 = 1140 \text{ мм}$

- рабочая высота сечения плиты:

$$h_0 = h - a = 220 - 28 = 192 \text{ мм}$$

- несущая способность плиты:

$$\begin{aligned} M_u &= R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = \\ &= 17 \cdot 1140 \cdot 21,57 \cdot (192 - 0,5 \cdot 21,57) = 75,75 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

- произведем оценку несущей способности плиты перекрытия, выявим процент перегрузки:

$$\left(\frac{M - M_u}{M} \right) \cdot 100\% = \left(\frac{88,53 - 75,75}{88,53} \right) \cdot 100 = 14,43 \%$$

требуемая высота наращиваемого слоя h_{fb} :

$$h_{fb} = 2 \cdot \left(\frac{M}{R_s A_s} - h_0 \right) = 2 \cdot \left(\frac{88,53 \cdot 10^6}{520 \cdot 804} - 192 \right) = 39,5 \text{ мм}$$

Принимаем толщину наращивания по минимальному конструктивному требованию, равную 50 мм.

- Расчетное сопротивление сталефибробетона при сжатии:

$$R_{fb} = R_b + (k_n^2 \cdot \varphi_f \cdot \mu_{fv} \cdot R_f) =$$

$$17 + (0,515^2 \cdot 3,15 \cdot 0,02 \cdot 460) = 24,68 \text{ МПа}$$

$$\varphi_f = \frac{5 + L}{1 + 4,5L} = \frac{5 + 0,14}{1 + 4,5 \cdot 0,14} = 3,15$$

$$L = \frac{k_n^2 \mu_{fv} R_f}{R_b} = \frac{0,515^2 \cdot 0,02 \cdot 460}{17} = 0,14$$

- пересчитаем высоту сжатой зоны у усиленного сечения:

$$x_1 = \frac{R_s A_s}{R_{fb} b'_f} = \frac{520 \cdot 804}{24,68 \cdot 1140} = 14,85 \text{ мм}$$

- рабочая высота усиленного сечения:

$$h_{01} = h - a = 270 - 28 = 242 \text{ мм}$$

- находим несущую способность усиленной конструкции:

$$M_u = R_{fb} \cdot b \cdot x_1 \cdot (h_{01} - 0,5 \cdot x_1)$$

$$= 24,68 \cdot 1160 \cdot 14,85 \cdot (242 - 0,5 \cdot 14,85) = 99,72 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- оцениваем несущую способность сравнением с действующим изгибающим моментом:

$$M_{u1} > M$$

$$99,72 > 88,53$$

Рассчитанный вариант усиления многопустотной плиты перекрытия представлен на рисунке 1.

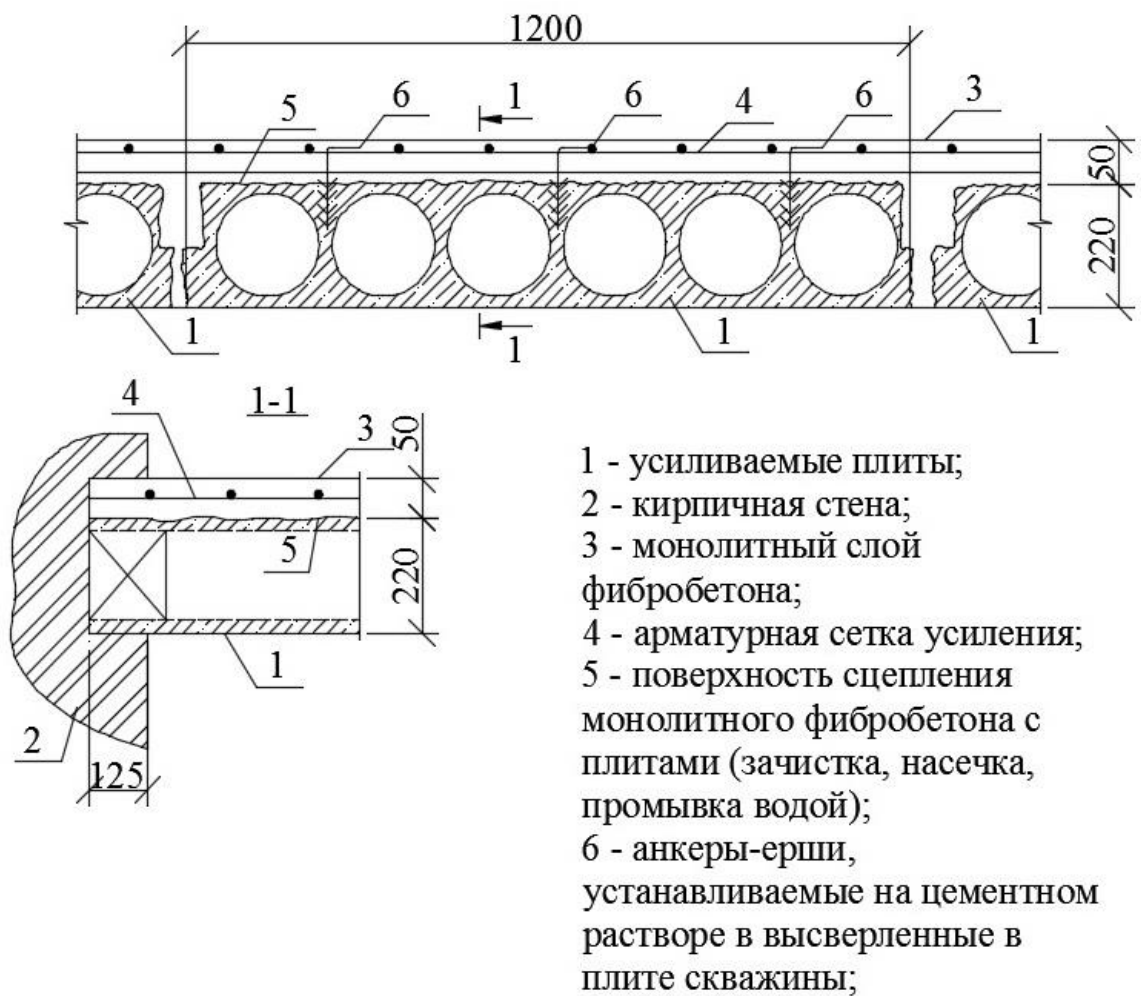


Рисунок 1 – Вариант усиления многопустотной плиты перекрытия наращиванием сжатой зоны сталефибробетоном

Оценка несущей способности и усиление железобетонного ригеля перекрытия и колонны каркаса с применением сталефибробетона, в результате увеличения временной нагрузки на перекрытие

В ходе предстоящей реконструкции здания требуется увеличение временной нагрузки на перекрытие. Необходимо проверить несущую способность железобетонной плиты перекрытия, балки, колонны. Разработать усиление конструкций, несущая способность которых не обеспечена.

Данные, необходимые для решения практических задач:

1	Шаг колонн в продольном направлении, L, м	6,0
2	Шаг колонн в поперечном направлении, В, м	6,2
3	Ширина плиты перекрытия, м	1,2
4	Размеры сечения балки перекрытия b,h, мм	250, 600
5	Размер стороны квадратной колонны, мм	300
6	Врем.нормат. нагр. на перекрытие, кН/м ²	5,0
7	Пост.нормат. нагр. от массы пола, кН/м ²	2,5
8	Расчетная нагрузка на колонну N, кН	4500
9	Увеличение полезной нагрузки на перекрытие при реконструкции, %	70
10	Класс бетона для сборных конструкций	B30
11	Класс арматуры сборных ненапрягаемых конструкций	A400
12	Класс предварительно напрягаемой арматуры в плите перекрытия	A600
13	Количество и диаметр рабочей арматуры в плите	4Ø16
14	Количество и диаметр рабочей арматуры в балке	6Ø25
15	Количество и диаметр рабочей арматуры в колонне	4Ø16
16	Класс сооружения	II

* Данные по фибре: коэффициент фибрового армирования (μ_{fv}) принимать 2%, длина фибр (l_f) = 40 мм, размеры поперечного сечения фибры – 0,4*0,6 мм, вид фибры – резаная из стальной полосы, расчетное сопротивление стальной фибры растяжению (R_f) = 460 МПа.

Расчет усиления железобетонной балки перекрытия наращиванием растянутой зоны

Определяем расчетную нагрузку на балку перекрытия с учетом изменения полезной нагрузки в процессе реконструкции:

$$q = g_{св} \cdot 1,1 + (g_{свпл} \cdot 1,1 + g_{пола} \cdot 1,2 + g_{перег} \cdot 1,2 + v \cdot k \cdot 1,2) \cdot L\gamma_n = 0,25 \cdot 0,6 \cdot 1,1 + (0,12 \cdot 25 \cdot 1,1 + 2,5 \cdot 1,2 + 0,5 \cdot 1,2 + 5 \cdot 1,7 \cdot 1,2) \cdot 6 \cdot 1 = 102,76 \text{ кН/м}$$

- вычисляем расчетный пролет балки перекрытия:

$$l_0 = 6200 - 250 = 5950 \text{ мм}$$

- вычисляем изгибающий момент в балке:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{102,76 \cdot 5,95^2}{8} = 454,74 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- расчетные характеристики бетона и арматуры, площадь установленной в плите рабочей арматуры:

$$R_b = 17 \text{ МПа,}$$

$$R_s = 350 \text{ МПа,}$$

$$A_s = 2945 \text{ мм}^2$$

- высота сжатой зоны бетона с учетом верхней конструктивной арматуры 3Ø12 A400:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{350 \cdot 2945 - 350 \cdot 339}{17 \cdot 250} = 214,6 \text{ мм}$$

- рабочая высота сечения балки:

$$h_0 = h - a = 600 - 73 = 527 \text{ мм}$$

- вычисляем несущую способность балки:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = 17 \cdot 250 \cdot 214,6 \cdot (527 - 0,5 \cdot 214,6) \\ = 382,78 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- выполним оценку несущей способности балки перекрытия, выявим процент перегрузки:

$$\left(\frac{M - M_u}{M} \right) \cdot 100\% = \left(\frac{454,74 - 382,78}{454,74} \right) \cdot 100 = 15,82 \%$$

- значение расчетного сопротивления фибробетона растяжению (для второго случая исчерпания сопротивления растяжению сталефибробетона):

$$R_{fbt} = m_1 \cdot R_b \cdot \left(K_T \cdot \frac{k_{or}^2 \cdot \mu_{fv} \cdot l_f}{8 \cdot \eta_f \cdot d_{f,red}} + 0,08 - 0,5 \cdot \mu_{fv} \right) \\ = 1,1 \cdot 17 \cdot \left(0,91 \cdot \frac{0,525^2 \cdot 0,02 \cdot 40}{8 \cdot 0,6 \cdot 0,55} + 0,08 - 0,5 \cdot 0,02 \right) \\ = 2,73 \text{ МПа}$$

$$K_T = \sqrt{1 - (1,2 - 80\mu_{fv})^2} = \sqrt{1 - (1,2 - 80 \cdot 0,02)^2} = 0,91$$

$$d_{f,red} = 1,13 \sqrt{S_f} = 1,13 \cdot \sqrt{(0,4 \cdot 0,6)} = 0,55 \text{ мм}$$

- задаемся величиной наращивания сталефибробетоном $h_{fbt} = 50 \text{ мм}$;

задаемся количеством дополнительных стержней - 3 стержня;

класс дополнительной арматуры – А400;

определим требуемую площадь дополнительной арматуры:

$$A_{ss} = \frac{M - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) - R_{fbt} \cdot b \cdot h_{fbt} \cdot (a + 0,5 \cdot h_{fbt})}{R_{ss} \cdot h_{0s}} \\ = \frac{454,74 \cdot 10^6 - 17 \cdot 250 \cdot 214,6 \cdot (527 - 0,5 \cdot 214,6) - 2,73 \cdot 250 \cdot 50 \cdot (73 + 0,5 \cdot 50)}{350 \cdot \left(73 + \frac{50}{2} \right)} \\ = 2000,24 \text{ мм}^2$$

По сортаменту принимаем диаметр дополнительной арматуры - 3Ø32 А400 ($A_{ss} = 2413 \text{ мм}^2$). При таком диаметре дополнительной арматуры увели-

чиваем высоту наращивания до 100 мм, чтобы обеспечить защитный слой для арматуры усиления.

- находим несущую способность усиленной конструкции:

$$\begin{aligned} M_u &= R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 x) + R_{ss} \cdot A_{ss} \cdot h_{0s} + \\ &\quad + R_{fbt} \cdot b \cdot h_{fbt} \cdot (a + 0.5 \cdot h_{fbt}) \\ &= 17 \cdot 250 \cdot 214,6 \cdot (527 - 0,5 \cdot 214,6) + 350 \cdot 2413 \cdot 123 + 2,73 \\ &\quad \cdot 250 \\ &\quad \cdot 100 \cdot (73 + 0,5 \cdot 100) = 495 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

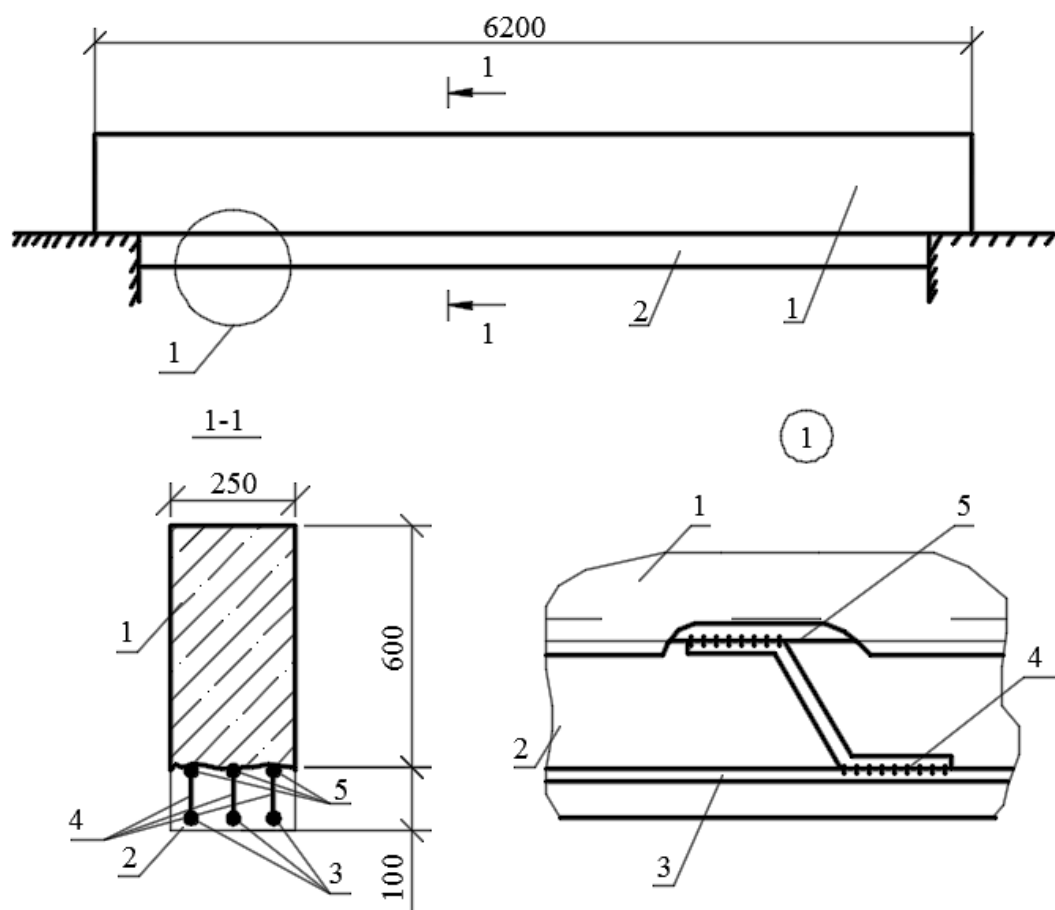
$$h_{0s} = a + \frac{h_{fbt}}{2} = 73 + \frac{100}{2} = 123 \text{ мм}$$

- оцениваем несущую способность сравнением с действующим изгибающим моментом:

$$M_u > M$$

$$495 > 454.74$$

Рассчитанный вариант усиления балки перекрытия представлен на рисунке 1.



- 1 - усиливаемая балка;
- 2 - слой наращивания из сталефибробетона;
- 3 - дополнительная арматура усиления;
- 4 - конструктивные гнутые коротыши, Ø 10 A400;
- 5 - поверхность сцепления монолитного фибробетона с бетоном балки (зачистка, насечка, промывка водой);

Рисунок 1 – Вариант усиления балки перекрытия наращиванием растянутой зоны сталефибробетоном

Расчет усиления железобетонной колонны устройством сталефибробетонной обоймы

Принимаем бетон сталефиброжелезобетонной обоймы аналогичным классу и виду бетона самой колонны – В30. Продольную рабочую арматуру обоймы принимаем в количестве 4 стержней диаметром – 16 мм, класса А400, расчетное сопротивление растяжению $R_{ss} = 350$ МПа, $A_{ss} = 804$ мм², поперечную арматуру обоймы принимаем по условию сварки с рабочей Ø4 класса

Вр500, устанавливаемую с шагом 300 мм по высоте. Расчетная нагрузка, действующая на колонну - $N = 4500$ кН

- определяем расчетные характеристики бетона и арматуры (классы бетона и арматуры колонны даны в задании), по сортаменту определяем площадь установленной в колонне рабочей арматуры:

$$R_b = R_{bs} = 17 \text{ МПа},$$

$$R_{sc} = R_{ss} = 350 \text{ МПа},$$

$$A_{s,tot} = 804 \text{ мм}^2,$$

$$A_{ss} = 804 \text{ мм}^2,$$

- несущая способность колонны:

$$N_u = \varphi(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) = 0,9(17 \cdot 300 \cdot 300 + 350 \cdot 804) = 1630,26 \text{ кН}$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, принимаем равным 0,9;

- произведем оценку несущей способности колонны, выявим процент перегрузки:

$$\left(\frac{N - N_u}{N}\right) \cdot 100\% = \left(\frac{4500 - 1630,26}{4500}\right) \cdot 100 = \text{более, чем на } 100\%$$

- расчетное сопротивление сталефибробетона при сжати:

$$R_{fb} = R_b + (k_n^2 \cdot \varphi_f \cdot \mu_{fv} \cdot R_f) =$$

$$17 + (0,533^2 \cdot 3,07 \cdot 0,02 \cdot 460) = 25,02 \text{ МПа}$$

$$\varphi_f = \frac{5 + L}{1 + 4,5L} = \frac{5 + 0,15}{1 + 4,5 \cdot 0,15} = 3,07$$

$$L = \frac{k_n^2 \mu_{fv} R_f}{R_b} = \frac{0,533^2 \cdot 0,02 \cdot 460}{17} = 0,15$$

- требуемая площадь облоймы:

$$A_{bs} = A_{bs} = \frac{\frac{N}{\varphi} - (R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot} + R_{ss} A_{ss})}{\gamma_{ch} R_{fbt}}$$

$$= \frac{\frac{4500 \cdot 10^3}{0,9} - (17 \cdot 300 \cdot 300 + 350 \cdot 804 + 350 \cdot 804)}{0,8 \cdot 25,02} = 145243,8 \text{ мм}^2$$

где γ_{ch} – коэффициент условий работы обоймы, принимаемый равным:
 $\gamma_{ch} = 0,8$ при поперечной арматуре в виде обычных замкнутых хомутов;
 - определим размер стороны монолитной железобетонной обоймы:

$$b_{ss} = h_{ss} = \sqrt{A_{bs} + a_{кол}^2} = 485 \text{ мм}$$

Тогда толщина обоймы будет равна:

$$d = (485 - 300) / 2 = 92.5 \text{ мм}$$

Следовательно, принимаем толщину обоймы, равную 100 мм.

- находим несущую способность усиленной конструкции:

$$N_u = \varphi [(R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot}) \eta + \gamma_{ch} (R_{fbt} A_{bs} + R_{ss} A_{ss})] =$$

$$0,9 [(17 \cdot 300 \cdot 300 + 350 \cdot 804) \cdot 1 + 0,8 (25,02 \cdot 160000 + 350 \cdot 804)]$$

$$= 4715,17 \text{ кН}$$

где η – коэффициент условий работы, принимаемый равным:

$\eta = 0,9$ при $h_{кол} < 200 \text{ мм}$; $\eta = 1,0$ при $h_{кол} > 200 \text{ мм}$;

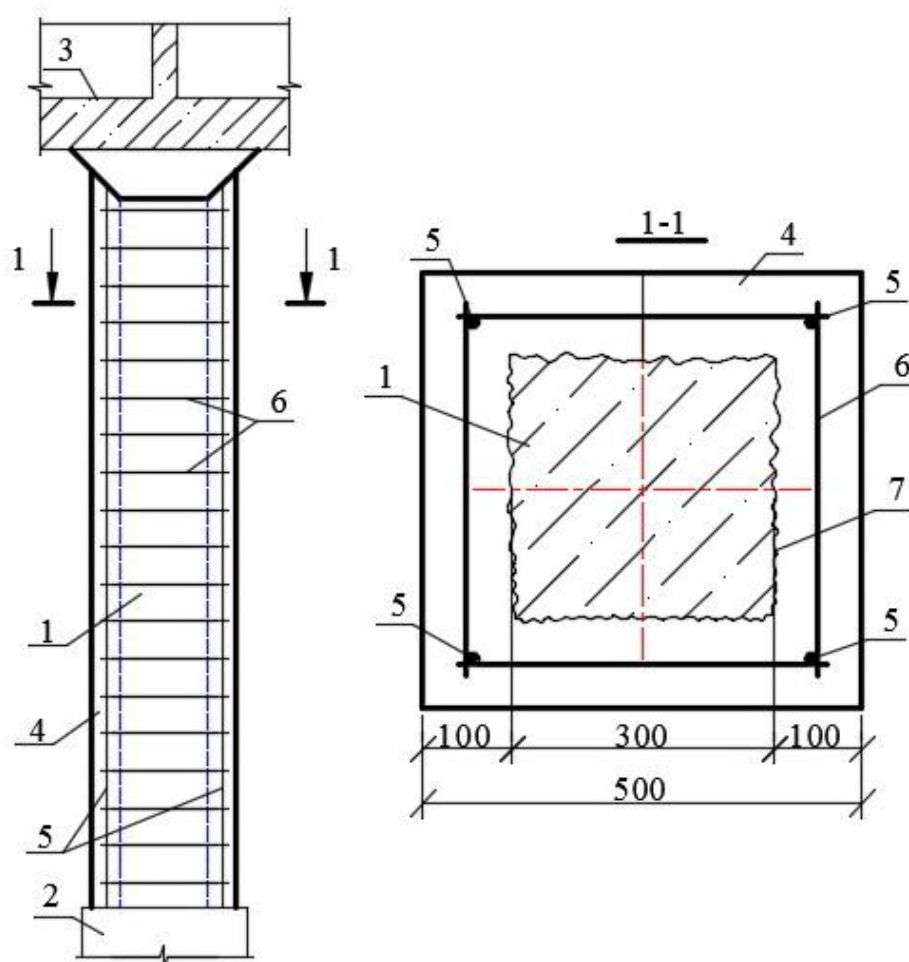
$$A_{bs} = d^2 - a^2 = 500^2 - 300^2 = 160000 \text{ мм}^2$$

- оцениваем несущую способность сравнением с действующим изгибающим моментом:

$$N_u > N$$

$$4715,17 > 4500$$

Рассчитанный вариант усиления колонны представлен на рисунке 2.



- 1 - усиливаемая колонна;
- 2 - фундамент;
- 3 - перекрытие;
- 4 - фибробетонная обойма;
- 5 - продольная арматура обоймы;
- 6 - поперечная арматура обоймы;
- 7 - поверхность колонны, подготовленная к бетонированию (зачистка, насечка, промывка водой за 1-1,5 часа до бетонирования).

Рисунок 2 – Вариант усиления колонны устройством сталефибробетонной обоймы

Исходные данные для проработки различных вариантов усиления железобетонных конструкций на практических занятиях при изучении раздела дисциплины: *Восстановление и усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений*, а также для выполнения практической работы №7

Данные по фибре: коэффициент фибрового армирования (μ_{fv}) принимать 2%, длина фибр (l_f) = 40 мм, размеры поперечного сечения фибры – 0,4*0,6 мм, вид фибры – резаная из стальной полосы, расчетное сопротивление стальной фибры растяжению (R_f) = 460 Мпа.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Шаг колонн в продольном направлении, L, [м]	6,0	6,1	6,2	6,5	5,8	5,9	6,0	5,9	5,6	6,5	6,2	6,3	6,4	5,8	5,6	5,9	6,0	6,2	6,3	6,5	6,3	6,5	6,8	6,2	6,0	6,1	6,8	6,3	6,0	6,2
Шаг колонн в поперечном направлении, B, [м]	6,5	6,2	6,8	7,0	7,2	6,5	6,6	6,4	6,2	7,0	7,1	6,8	6,7	6,2	6,1	6,3	6,5	6,6	6,8	6,8	7,0	6,8	6,9	7,1	6,8	7,0	7,2	7,1	7,0	6,9
Ширина плиты перекрытия, [м]	1,2	1,1	1,0	1,5	1,6	1,4	1,2	1,6	1,8	1,7	1,2	1,1	1,0	1,5	1,6	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,1	1,0	1,5	1,4	1,2	1,1	1,6	1,3	1,4
Размеры сечения балки перекрытия b,h, [мм]	300, 650	250, 600	250, 500	250, 650	300, 700	300, 650	250, 600	250, 650	250, 550	250, 700	300, 600	300, 650	300, 700	300, 600	250, 650	250, 700	250, 550	300, 600	300, 650	250, 600	250, 600	300, 600	300, 650	250, 650	300, 600	250, 650	250, 700	300, 700	250, 600	250, 650
Размер стороны квадратной колонны, [мм]	300	350	400	300	350	450	300	350	400	300	350	400	300	350	400	300	350	400	300	350	300	350	400	300	350	400	300	350	400	300
Врем.нормат. нагр. на перекрытие, [кН/м²]	5,0	4,5	5,5	6,0	5,0	5,5	6,0	6,5	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	5,0	5,5	5,0	5,5	4,5	6,0	5,5	5,0	6,5	6,0	5,5	5,0
Пост.нормат. нагр. от массы пола, [кН/м²]	2,5	2,0	3,0	2,8	2,6	2,7	2,4	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	2,5	2,6	2,7	2,8	3,0	3,2	2,5	2,0	3,2	2,8	3,0	2,5	2,8	2,6	2,8	3,0
Расчетная нагрузка на колонну N, [кН]	4200	4300	4500	4000	3800	4000	4200	4300	4400	4500	4000	3800	3900	4100	4200	4300	4400	4500	4600	4800	4200	4300	4500	4000	3800	4000	3800	4200	4200	4000

Увеличение полезной нагрузки на перекрытие при реконструкции, %	70	50	60	65	75	55	65	60	75	70	65	55	60	75	70	60	65	75	65	70	70	75	65	60	75	70	65	70	60	65
Класс бетона для сборных конструкций	B30	B35	B25	B30	B35	B30	B40	B25	B30	B35	B25	B30	B35	B25	B30	B35	B25	B30	B35	B30	B25	B30	B20	B40	B25	B30	B35	B30	B20	B30
Класс арматуры сборных ненапрягаемых конструкций	A400	A500	A400	A500	A400	A500	A400	A500	A400	A500	A400	A500	A400	A500	A400	A500	A400	A500	A400	A500	A400	A500	A400	A500	A400	A500	A400	A500	A400	A500
Класс предварительно напрягаемой арматуры в плите перекрытия	A800	A600	A800	A600	A800	A600	A800	A600	A800	A600	A800	A600	A800	A600	A800	A600	A800	A600	A800	A600	A800	A600	A800	A600	A800	A600	A800	A600	A800	A600
Количество и диаметр рабочей арматуры в плите	4Ø16	4Ø14	4Ø18	6Ø14	6Ø16	6Ø18	4Ø16	6Ø18	6Ø16	6Ø14	4Ø16	4Ø14	4Ø18	6Ø16	6Ø14	6Ø18	6Ø16	6Ø14	6Ø16	6Ø16	4Ø16	4Ø14	4Ø18	4Ø16	4Ø14	4Ø18	4Ø16	4Ø14	4Ø18	4Ø16
Количество и диаметр рабочей арматуры в балке	6Ø20	6Ø18	6Ø28	4Ø25	4Ø28	4Ø32	4Ø36	6Ø20	6Ø22	6Ø20	4Ø25	4Ø28	4Ø32	4Ø36	6Ø25	6Ø22	6Ø20	4Ø25	4Ø28	4Ø32	6Ø20	6Ø18	6Ø28	4Ø25	4Ø28	6Ø20	6Ø18	6Ø28	4Ø25	4Ø28
Количество и диаметр рабочей арматуры в колонне	4Ø16	6Ø16	8Ø16	4Ø16	6Ø16	8Ø20	4Ø16	6Ø16	8Ø16	4Ø16	6Ø16	8Ø16	4Ø16	6Ø16	8Ø16	4Ø16	6Ø16	8Ø16	4Ø16	6Ø16	4Ø16	6Ø16	8Ø16	4Ø16	6Ø16	8Ø16	4Ø16	6Ø16	8Ø16	4Ø16
Класс сооружения	II	I	III	I	III	II	II	I	III	III	I	I	II	II	III	III	I	II	I	II	II	I	III	II	I	III	II	I	III	II