Инструкция по конструированию ж.б. монолитных конструкций.

Реновация.

Содержание

1. Общие рекомендации по конструированию ж.б. монолитных конструкций……..4
2. Снятие результатов в программном комплексе Лира-САПР 2020……..…..4
   - 2.1. Продольное армирование (изополя) для пластинчатых элементов: плит перекрытия (покрытия), фундаментных плит, стен…….…….....4
   - 2.2. Поперечное армирование (изополя) для пластинчатых элементов: плит перекрытия (покрытия), фундаментных плит…….…..11
   - 2.3. Усилия в элементах расчетной схемы…….…...12
     - 2.3.1. Усилия в стержневых элементах……...13
     - 2.3.2. Усилия в пластинчатых элементах……...14
3. Особенности армирования монолитных ж.б. конструкций……....17
   - 3.1. Принцип раскладки арматуры (фоновой и допзон усиления) в плитах…….17 перекрытия (покрытия), фундаментных плитах по изополям армирования
   - 3.2. Принцип раскладки арматуры стен по изополям армирования……..22
   - 3.3. Работа со стержневыми элементами (колоннами, балками) в расчетном модуле ЛАРМ-САПР 2020 (подбор продольного и поперечного армирования)……....27
     - 3.3.1. Экспертиза колонны……...36
     - 3.3.2. Экспертиза балки……...44
     - 3.3.3. Экспертиза стены с монтажными отверстиями для крепления наружных сборных стеновых панелей…….50
   - 3.4. Расстановка хомутов в стержневых элементах (колоннах, балках)……....56
     - 3.4.1. Особенности расстановки хомутов и шпилек в теле монолитных ж.б. конструкций…….……56
     - 3.4.2. Особенности устройства хомутов от кручения……....59
   - 3.5. Подбор и конструирование поперечного армирования в зонах продавливания в плитах перекрытия (покрытия), фундаментных плитах……...60
     - 3.5.1. Продавливание плиты рядовой колонной……....64
     - 3.5.2. Продавливание рядовой колонной плиты с отверстием…….69
     - 3.5.3. Продавливание плиты угловой колонной……....70
     - 3.5.4. Продавливание рядовой колонной плиты с капителью……....70
     - 3.5.5. Продавливание плиты торцом стены……...71
     - 3.5.6. Продавливание плиты углом стены……....71
   - 3.6. Особенности использования шпилек в качестве поперечного армирования.72
   - 3.7. Особенности подбора армирования в скрытых балках между термовкладышами на основе изополей армированиЯ……...…..72
   - 3.8. Особенности обрамления отверстий (проемов) в плитах перекрытия (покрытия) и стенах при вязанной рабочей арматуре……..74
   - 3.9. Армирование поворотной рампы……...79
   - 3.10. Схема стыковки фоновой арматуры и раскладки арматуры усиления в зоне изменения направления армирования в плитах перекрытия (покрытия), фундаментных плитах……....81
4. Особенности анкеровки арматурных стержней и соединения арматуры внахлестку для различных участков ж.б. конструкций……..…..83

4.1. Физический смысл анкеровки арматурных стержней и соединения арматуры внахлестку, их отличия, универсальный принцип анкеровки арматурных стержней в любой ж.б. конструкции……...…..83
4.2. Анкеровка арматуры усиления (допзон) относительно изополей армирования……...…..87
4.3. Анкеровка арматуры обрамления отверстий в плитах перекрытия и стенах ……...87
4.4. Узлы сопряжения стен и плит перекрытия (покрытия)……...87
4.5. Узлы в зоне «складки» (перепада плит перекрытия/покрытия)…….…....90
4.6. Узел сопряжения в зоне «подвески» перекрытия к вышележащей стене (балке-стенке)……...92
4.7. Нестандартные узлы сопряжения стен……...…..95
4.8. Особенности устройства арматурных выпусков из фундаментных плит.....97
4.9. Особенности устройства арматурных выпусков под лестничный марш….103
4.10. Схемы устройства стыков продольных арматурных стержней монолитных ж.б. стоек (колонн, пилонов)……....105
4.11. Схемы устройства стыков продольных вертикальных арматурных стержней монолитных ж.б. стен……..…..106
4.12. Узлы сопряжения ригелей (балок) со стойками (колоннами, пилонами).....107
5. Особенности учета огнестойкости для расчета ж.б. конструкций……..…..110
5.1. Нормативные ссылки……..……..……..……..…....110
5.2. Термины и определения……..……..……..……....110
5.3. Нагрузки и воздействия……..……..……..……..……111
5.4. Предел огнестойкости по потере несущей способности (R)…….112
5.5. Расчет огнестойкости по потере несущей способности вертикальных конструкций…….……..……..……..……..…….…113
5.6. Расчет огнестойкости по потере несущей способности горизонтальных конструкций……..……..……..……..……126
5.7. Предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности (I)……130
5.8. Предел огнестойкости по потере целостности (E)…….……..……..130
5.9. Рекомендации по конструированию с учетом огнестойкости……...131

1. Общие рекомендации по конструированию ж.б. монолитных конструкций

Конструирование ж.б. монолитных конструкций должно производится с соблюдением нормативной документации: СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003», СП 430.1325800.2018 «Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования», СП 468.1325800.2019 «Бетонные и железобетонные конструкции. Правила обеспечения огнестойкости и огнесохранности», СП 52-103-2007 «Железобетонные монолитные конструкции зданий» и др.

При конструировании ж.б. монолитных конструкций следует обратить внимание на следующие моменты:

- Должны соблюдаться требования по минимальному проценту армирования, см. п.10.3.6 СП 63.13330.2018;
- Должны соблюдаться требования по максимальному проценту армирования, см. п.5.2.8 СП 430.1325800.2018 и п.7.5 СП 52-103-2007;
- Должны соблюдаться защитные слои. Толщину защитного слоя бетона для монолитных железобетонных конструкций следует принять согласно п.10.3.2 СП 63.13330.2018, также при назначении защитного слоя необходимо учитывать требования по пожарной безопасности (см. раздел 5.10);
- Должны быть соблюдены минимальные (см. п.10.3.5 СП 63.13330.2018) и максимальные расстояния между арматурными стержнями;
- Должна быть обеспечена анкеровка арматурных стержней, достаточная для полного использования прочности стали, т.е. арматурный стержень должен быть заведен за рассматриваемое расчетное сечение на расчетную длину анкеровки или предусмотрены иные мероприятия, обеспечивающие анкеровку;
- При стыковке арматуры должно быть обеспечено равнопрочное соединение, заменяющее сплошной неразрывный стержень;
- Для узлов сопряжения различных конструкций должно быть соответствие между моделью в расчетной схеме и принятым конструктивным решением в выпускаемой проектной документации.

2. Снятие результатов в программном комплексе Лира-САПР 2020

2.1 Продольное армирование (изополя) для пластинчатых элементов: плит перекрытия (покрытия), фундаментных плит, стен

Для того, чтобы экспортировать результаты армирования пластинчатых элементов в другие программные комплексы, такие как AutoCAD или Revit, необходимо выполнить следующие действия:

1-й способ:

1) Выполняем расчет схемы в Лира-САПР 2020 (см. рисунок 1), по умолчанию схема должна быть правильно собрана и настроена

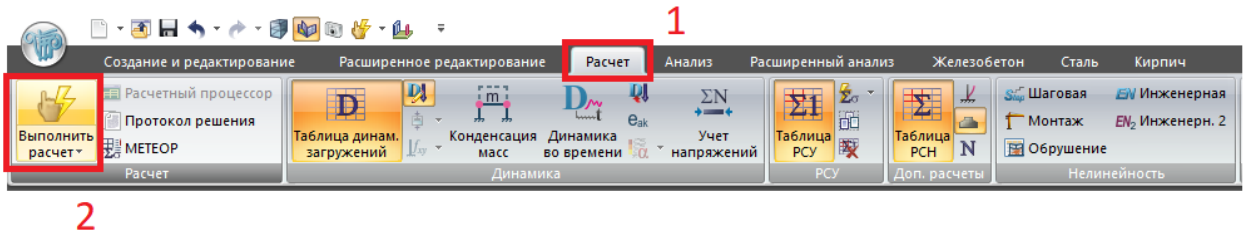


Рисунок 1

2) После выполнения расчета переходим во вкладку «Железобетон» и просматриваем армирование по осям X и Y для нижней и верхней грани конструкции (см. рисунок 2), схему расположения продольной арматуры оболочек в зависимости от направления местных осей см. рисунок 3. Чтобы отобразить местные оси пластин откроем «Флаги рисования» (см. рисунок 4), в появившемся окне (см. рисунок 5) необходимо поставить галку у цифры 1 для автоматического отображения изменений на схеме; галка у цифры 2 покажет направление местной оси Z1 (стрелка красного цвета), оси X1 и Y1 в данной ситуации нас не интересуют; галка у цифры 3 покажет направление местных осей для результатов армирования X1 и Y1 (стрелки зеленого и синего цвета соответственно), которые в данной ситуации нас и интересуют. Для настройки изополей армирования необходимо пользоваться «Шкалой значений результатов расчета» (см. рисунок 6), у цифры 2 сгруппированы настройки шага и диаметра арматуры, первое слагаемое (у цифры 4) содержит расход фонового армирования, второе слагаемое (у цифры 5) содержит расход арматуры усиления (допзон); перейдя по вкладке «Цвета» у цифры 3, можно настраивать цвета шкалы.

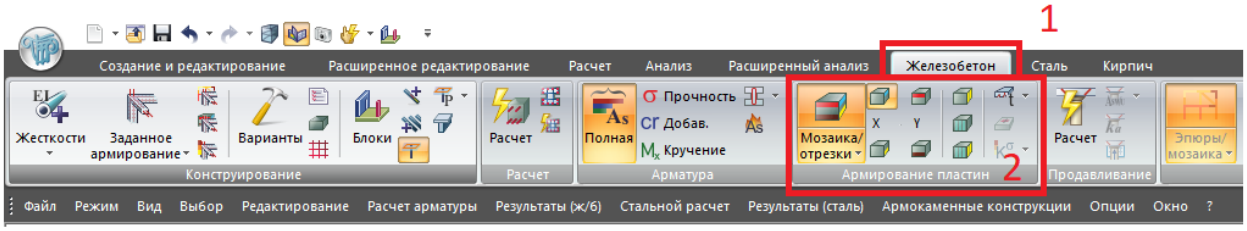


Рисунок 2

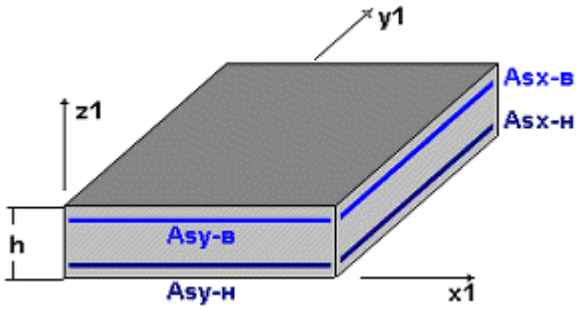


Рисунок 3

Обозначение продольной арматуры (ед. изм. в $см^2$/ м):
AS1 (ASx-н) – площадь нижней арматуры по направлению X;
AS2 (ASx-в) – площадь верхней арматуры по направлению X;
AS3 (ASy-н) – площадь нижней арматуры по направлению Y;
AS4 (ASy-в) – площадь верхней арматуры по направлению Y;

Обозначение поперечной арматуры (ед. изм. в $см^2$/ $м^2$):
ASW – поперечная арматура по направлению X.



Рисунок 4

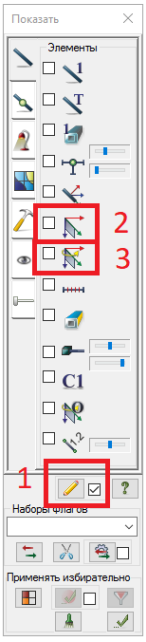


Рисунок 5

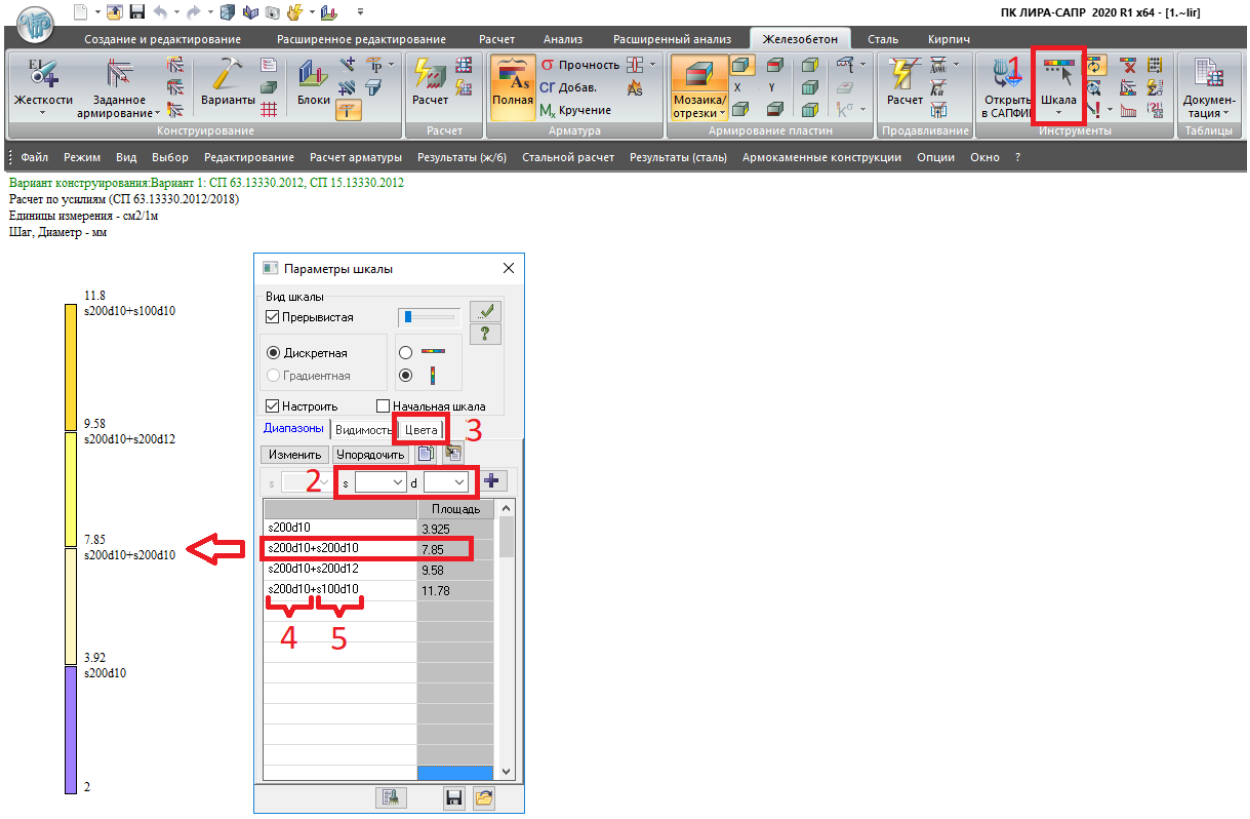


Рисунок 6

3) Сохраняем результаты армирования в формате *.dxf (см. рисунок 7). Чтобы сохранились интересующие нас результаты армирования по конкретной оси для конкретной грани конструкции, инструкцию на рисунке 6 необходимо выполнять при соответствующем активированном значке (например, на рисунке 2 активировано армирование по оси X у верхней грани)

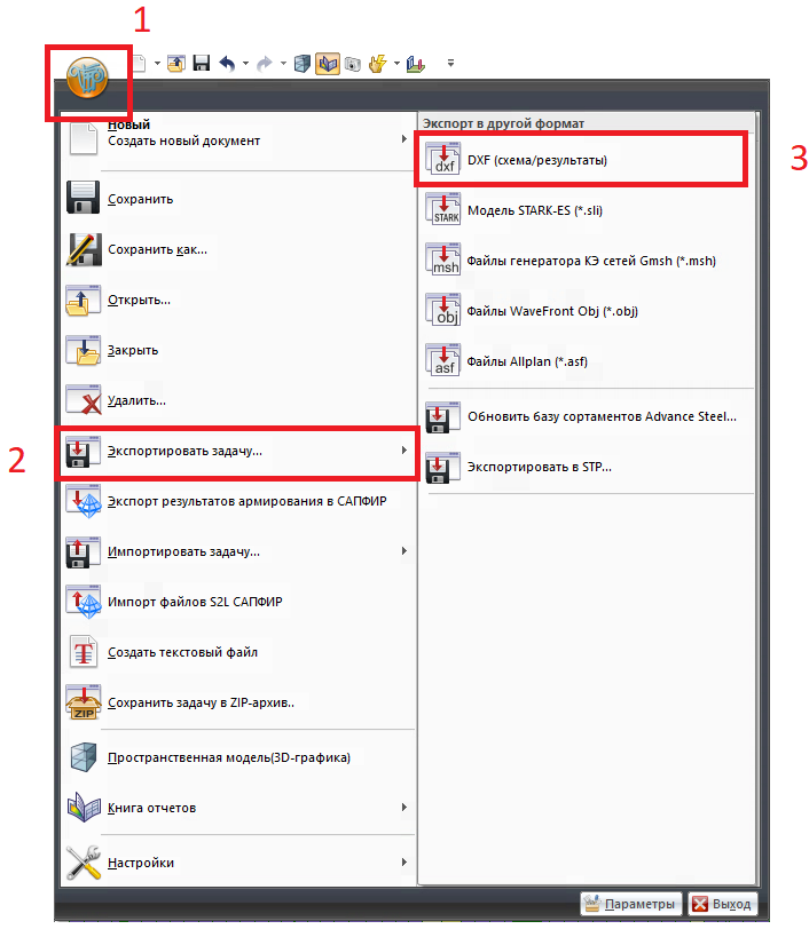
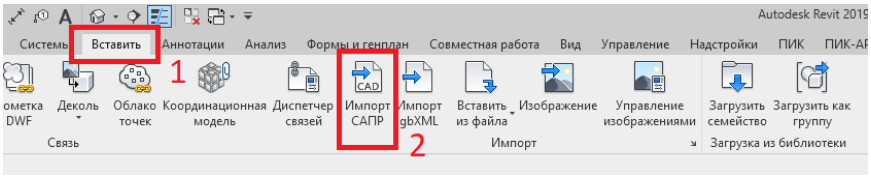


Рисунок 7

4) Открываем файл формата *.dxf в AutoCAD и для корректного экспорта в AutoCAD и Revit изменяем масштаб чертежа (если в Лира-САПР единицы измерения геометрии в метрах, а в AutoCAD и Revit - в мм, то чертеж увеличиваем в 1000 раз), отключаем или удаляем слой «PLAST», сохраняем файл в формате *.dwg.
5) Для последующей работы в AutoCAD файл готов. Если необходимо экспортировать в Revit, вставляем сохраненный в формате *.dwg файл согласно инструкции на рисунке 8.



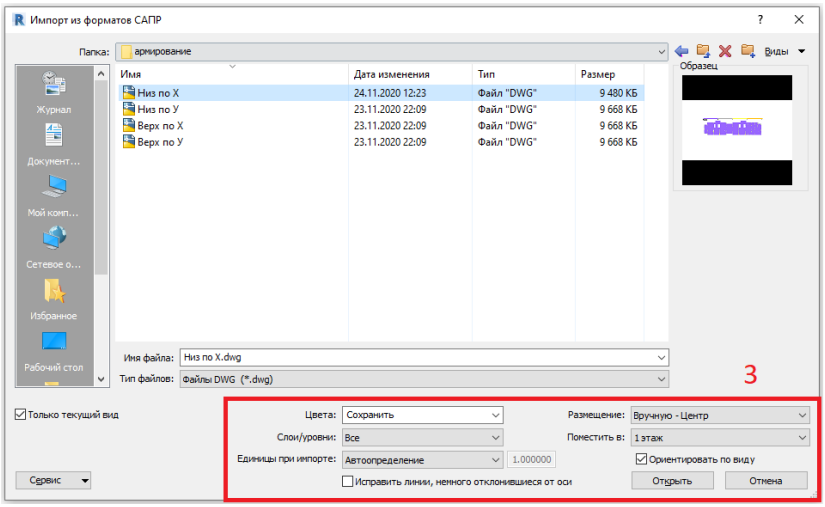


Рисунок 8

2-й способ:

1) Аналогично 1-му способу.
2) Аналогично 1-му способу.
3) Сохраняем результаты армирования в формате растрового изображений (*.bmp, *.jpg, *.jpeg, *.png, *.tif), см. рисунки 9 и 10.

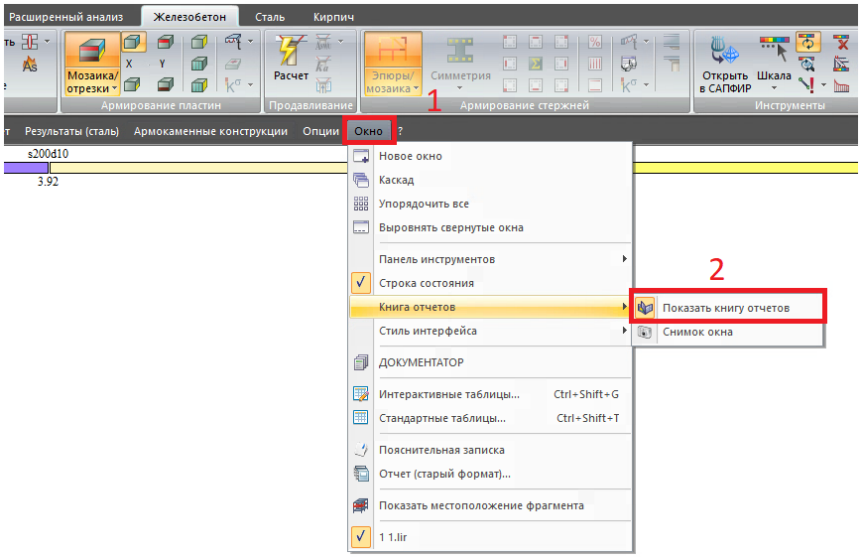


Рисунок 9

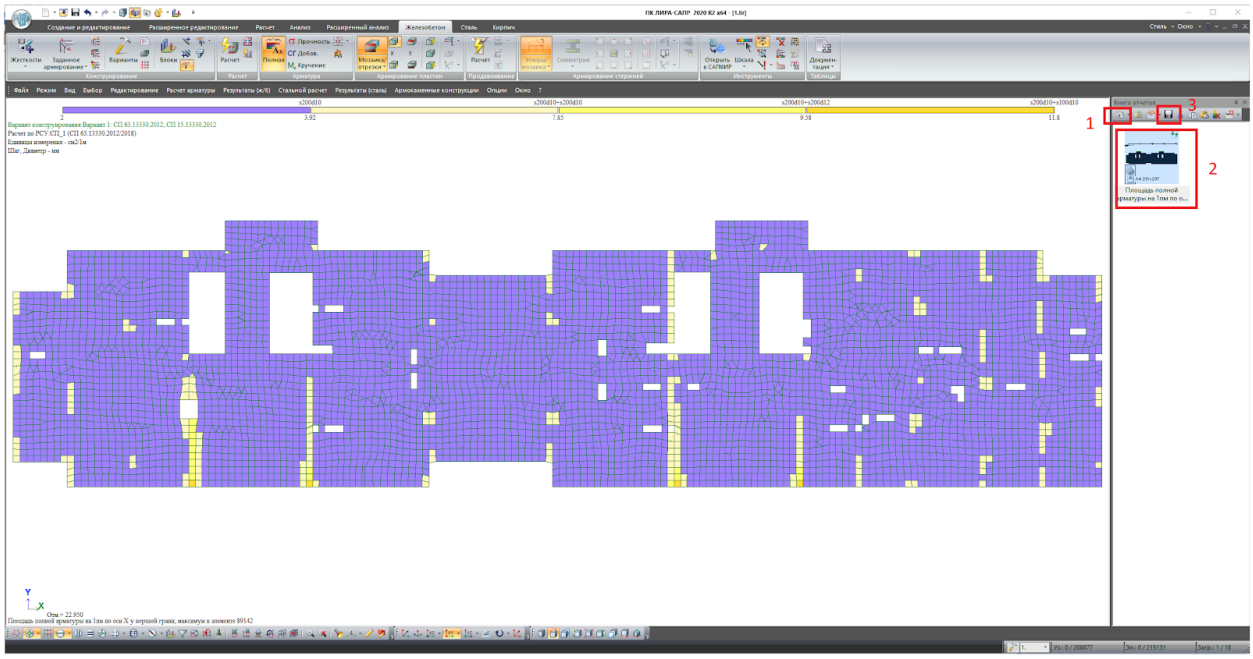


Рисунок 10

4) Для экспорта растрового изображения в AutoCAD использовать любой из известных способов. Для того, чтобы отмасштабировать и вписать изображение в контуры плиты использовать команду «_ALIGN» (после вписывания изображения в контуры плиты нужно проверить, чтобы контуры вертикальных конструкций на изображении совпадали с осевыми линиями вертикальных конструкций чертежа, дабы исключить в последующем не точную раскладку допзон армирования, поскольку на практике не всегда бывает точное соответствие геометрии). Для удобства работы можно полностью заблокировать выбор изображения на чертеже, для этого изображение нужно отнести к слою «Defpoints», слой «0» должен быть без принадлежности к нему каких-либо элементов чертежа, далее в «Свойствах слоев» для слоев «Defpoints» и «0» установить настройки (см. рисунок 11).

Если необходимо экспортировать в Revit, вставляем сохраненный файл согласно инструкции на рисунке 12.

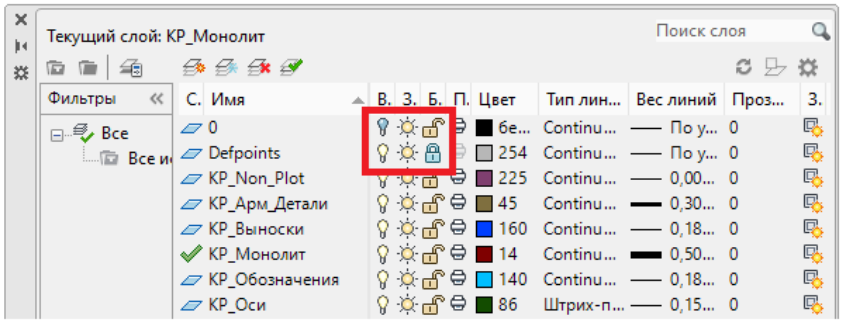


Рисунок 11

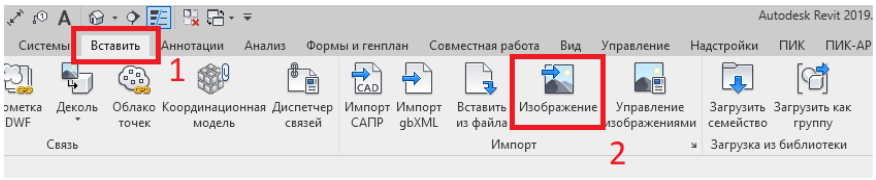


Рисунок 12

2.2 Поперечное армирование (изополя) для пластинчатых элементов: плит перекрытия (покрытия), фундаментных плит

Для просмотра результатов поперечного армирования необходимо активировать соответствующую кнопку на «ленте» (см. рисунок 13), для экспорта результатов в AutoCAD и Revit необходимо выполнить действия, аналогичные п. 2.1.

Следует учитывать, что расчетная площадь поперечной арматуры подбирается в расчете на 1 м2 (Asw). Чтобы получить значение поперечной арматуры для выбранного шага, следует значение расчетной площади умножить на s1*s2/(1000 мм *1000 мм), где s1, s2 – выбранные шаги расстановки по направлениям местных осей X1, Y1, мм. Рекомендуется назначать s1=s2. Такой пересчет можно автоматически выполнить с помощью настройки шкалы мозаик в формульном виде (см. рисунок 14).

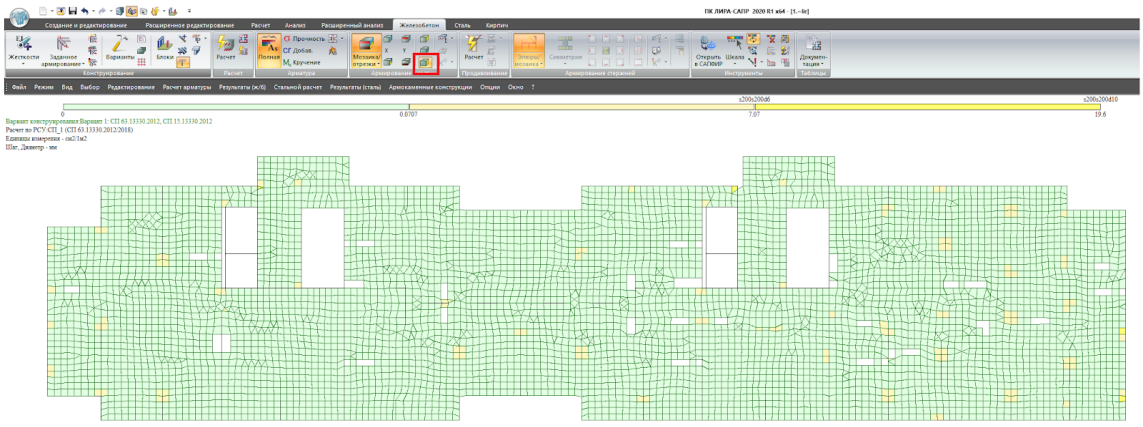


Рисунок 13

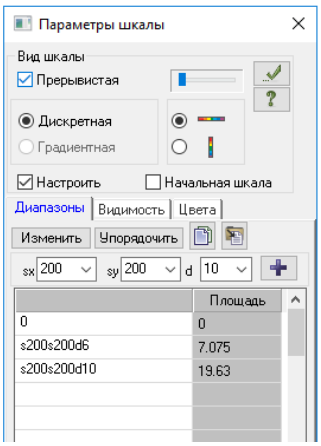


Рисунок 14

В пластинчатых элементах Лира адекватно показывает результаты поперечного армирования, однако в некоторых элементах могут быть всплески усилий. Это элементы «плохой» формы (например, чрезмерно вытянутая трех-узловая или четырех-узловая пластина с очень острыми углами), элементы, примыкающие одним узлом к АЖТ (абсолютно жесткому телу). Важным фактором является форма конечных элементов. Так четырехугольные конечные элементы являются более точными по сравнению с треугольными. Равносторонние конечные элементы более предпочтительны по сравнению с элементами, имеющими ярко выраженную неравномерность сторон. Последние ухудшают обусловленность матрицы канонических уравнений МКЭ (метода конечных элементов), поэтому при триангуляции следует отдавать предпочтение равносторонним КЭ (конечным элементам).

Помимо анализа подбора поперечного армирования в плитах перекрытия при расчете на конструирование в Лира-САПР необходимо дополнительно выполнять анализ возможных схем продавливания на углах и торцах стен и пилонов, особенно если в области продавливания есть отверстия в плитах (тем более, если эти отверстия не учтены в Расчетной Схеме), и края плиты, что существенно уменьшает периметр контура продавливания, а значит и сопротивление сечения плиты продавливанию. Данная дополнительная проверка особенно важна в зонах сопряжения плит с вертикальными несущими конструкциями, расположенными вдоль наружного периметра и на углах здания. Подробно см. раздел 3.5, а также 3.5.2, 3.5.3, 3.5.5, 3.5.6.

2.3 Усилия в элементах расчетной схемы

Расчетная схема представлена в виде набора тел стандартного типа (стержней, пластин и др.), называемых конечными элементами (далее КЭ) и присоединенных к узлам.

Такие конструктивные элементы здания, как балки, колонны, пилоны (если есть необходимость) моделируются в расчетной схеме с помощью универсального пространственного стержневого КЭ (тип 10). Такие конструктивные элементы здания, как плиты перекрытия (покрытия), фундаментные плиты, стены, балки-стенки, пилоны (если есть необходимость) моделируются в расчетной схеме с помощью пластин, в качестве которых используются универсальные КЭ оболочки (типы 41, 42, 44)

Расчетная пространственная модель, состоящая из КЭ, указанных выше, называется оболочечно-стержневой.

2.3.1 Усилия в стержневых элементах

Правило чтения усилий в стержневом КЭ

Правило чтения усилий в стержневом КЭ (тип 10) отображены в таблице 1 и на рисунке 15 (X1, Y1, Z1 – местные оси стержней).

Таблица 1

№ п/п	Индекс	Размерность	Описание	Положительный знак усилия определяет
1	N	т	Осевое усилие	Растяжение
2	Mx	т·м	Крутящий момент относительно оси X1	Действие против часовой стрелки, если смотреть с конца оси X1, на сечение, принадлежащее концу стержня
3	My	т·м	Изгибающий момент относительно оси Y1	Растяжение нижнего волокна (относительно направления оси Z1)
4	Qz	т	Перерезывающая сила вдоль оси Z1	Совпадение с направлением оси Z1 для сечения, принадлежащего концу стержня
5	Mz	т·м	Изгибающий момент относительно оси Z1	Действие против часовой стрелки, если смотреть с конца оси Z1, на сечение, принадлежащее концу стержня
6	Qy	т	Перерезывающая сила вдоль оси Y1	Совпадение с направлением оси Y1 для сечения, принадлежащего концу стержня

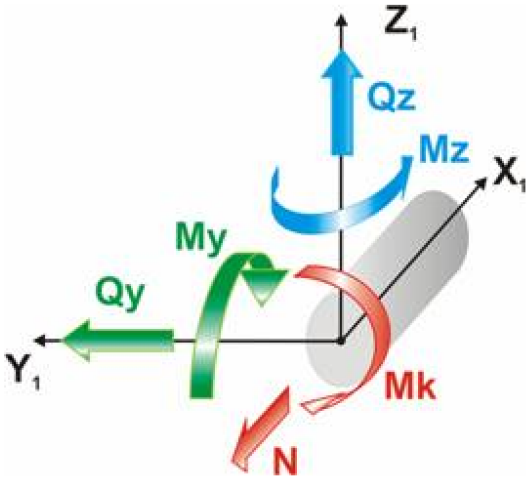


Рисунок 15

2.3.2 Усилия в пластинчатых элементах

Правило чтения усилий в КЭ оболочки

Правило чтения усилий в КЭ оболочки (типы 41, 42, 44) отображены в таблице 2 и на рисунке 16 (X1, Y1, Z1 – местные оси пластин).

Таблица 2

№ п/п	Индекс	Размерность	Описание	Положительный знак усилия определяет
1	Nx	т/м^2	Нормальное напряжение вдоль оси X1	Растяжение
2	Ny	т/м^2	То же вдоль оси Y1	Растяжение
3	Txy	т/м^2	Сдвигающее напряжение	Удлинение диагонали 1-4 четырехугольного КЭ или медианы треугольного КЭ, выходящей из узла 1
4	Mx	(т·м)/м	Момент, действующий на сечение, ортогональное оси X1	Растяжение нижнего относительно оси Z1 волокна
5	My	(т·м)/м	То же, относительно оси Y1	Растяжение нижнего относительно оси Z1 волокна
6	Mxy	(т·м)/м	Крутящий момент	Кривизна диагонали 1-4 или медианы, выходящей из узла 1, направленная относительно оси Z1 выпуклостью вниз
7	Qx	т/м	Перерезывающая сила вдоль оси Z1 в сечении, ортогональном оси X1	Совпадение с направлением оси Z1 на той части КЭ, в которой отсутствует узел 1
8	Qy	т/м	То же, в сечении, ортогональном оси Y1	Совпадение с направлением оси Z1 на той части КЭ, в которой отсутствует узел 1
9	Rz	т/м^2	Давление на грунт	Растяжение грунта

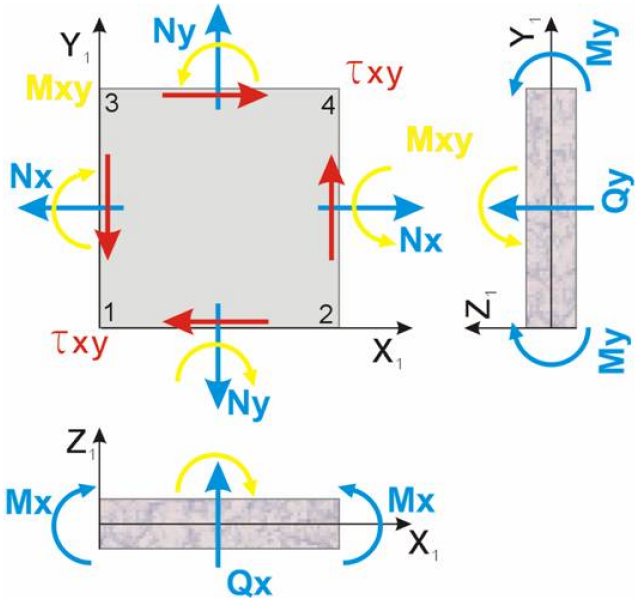


Рисунок 16

Определение сосредоточенных продольной силы N и изгибающего момента M для четырехузлового КЭ оболочки

Методика определения сосредоточенных продольной силы N и изгибающего момента M для четырехузлового КЭ оболочки является частным случаем методики, изложенной ниже (см. формулы 1 и 3).

Определение сосредоточенных продольной силы N и изгибающего момента M для пилона, замоделированного пластинчатыми четыреху-зловыми КЭ

Рассмотрим случай, когда пилон замоделирован пластинчатыми четырех-узловыми КЭ (универсальные элементы оболочки тип 41 или тип 44). Вдоль длинной стороны поперечного сечения (по горизонтали) пилон ограничен n-м количеством КЭ (в последующем примере рассмотрим пилон, ограниченный тремя КЭ).

Сосредоточенная продольная сила в пилоне N (в тоннах) определяется по формуле:

$$N = \sum_{i=1}^{n} N_i \bullet S_i \ , \qquad (1)$$

где N_i - нормальное напряжение в i-м КЭ (ориентировано вертикально)

S_i - площадь поперечного сечения пластины i-го КЭ, $S_i = a_i \bullet t_i$,

a_i - ширина i-го КЭ (по горизонтали),

t_i - толщина i-го КЭ (по горизонтали)

Если пилон разбит на КЭ одинаковой длины, то сосредоточенная продольная сила в пилоне N (в тоннах) определяется по формуле:

$$N = a \bullet t \bullet \sum_{i=1}^{n} N_i \ , \qquad (2)$$

где N_i - нормальное напряжение в i-м КЭ (усилие ориентировано вертикально)

a - ширина КЭ (по горизонтали),

t - толщина КЭ (по горизонтали)

Сосредоточенный изгибающий момент в пилоне M (в т·м) определяется по формуле:

$$M = \sum_{i=1}^{n} M_i \bullet a_i \ , \qquad (3)$$

где M_i - изгибающий момент в сечении i-го КЭ (в вертикальной плоскости),

a_i - ширина i-го КЭ (по горизонтали)

Если пилон разбит на КЭ одинаковой длины, то изгибающий момент в пилоне M (в т·м) определяется по формуле:

$$M = a \bullet \sum_{i=1}^{n} M_i \ , \qquad (4)$$

где M_i - изгибающий момент в сечении i-го КЭ (в вертикальной плоскости),

a - ширина КЭ (по горизонтали)

Пример 1.

Пилон имеет сечение 1200x300 мм и по горизонтали (вдоль местной оси X) состоит из трех пластин (ширина каждой пластины 400 мм), см. рисунок 17.

Нормальное напряжение в первой пластине – «минус» 882 т/м2, во второй – «минус» 855 т/м2, в третей – «минус» 818 т/м2, тогда сосредоточенная продольная сила N (в тоннах) в пилоне равна сумме напряжений в каждом пластинчатом КЭ, умноженной на площадь поперечного сечения пластины (см. формулу 2):

$$N = a \bullet t \bullet (N_1 + N_2 + N_3) = -0,4 \cdot 0,3 \cdot (882 + 855 + 818) = -306,6 \text{ т}$$

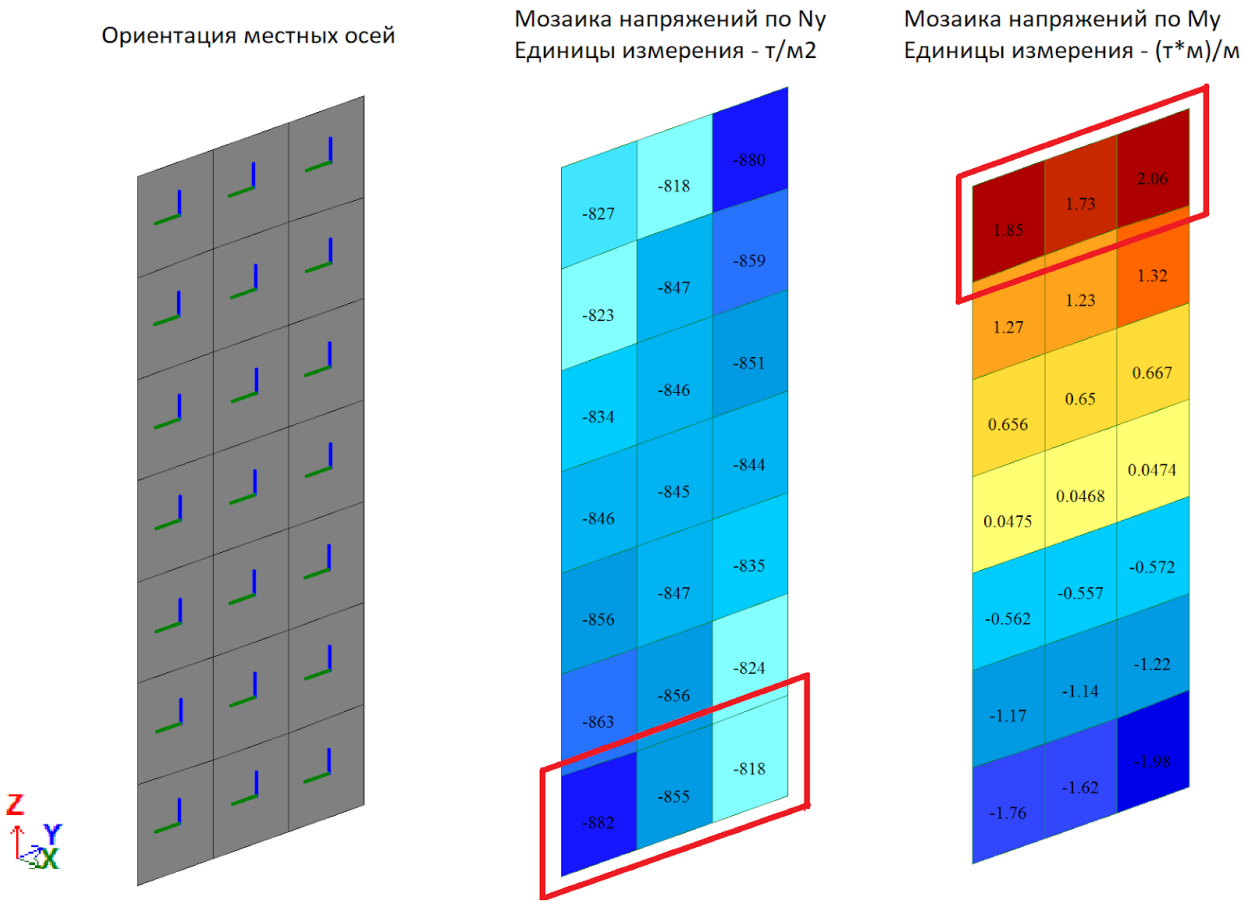


Рисунок 17

Изгибающий момент в первой пластине – 1,85 (т·м)/м, во второй – 1,73 (т·м)/м, в третей – 2,06 (т·м)/м, тогда сосредоточенный изгибающий момент М (в т·м) в пилоне равен сумме моментов в каждом пластинчатом КЭ, умноженной на ширину пластины (см. формулу 4):

$$M = a \bullet (M_1 + M_2 + M_3) = 0,4 \cdot (1,85 + 1,73 + 2,06) = 2,26 \text{ т·м}$$

3. Особенности армирования монолитных ж.б. конструкций

3.1 Принцип раскладки арматуры (фоновой и допзон усиления) в плитах перекрытия (покрытия), фундаментных плитах по изополям армирования

На рисунке 18 (для удобства указаны конкретные диаметры и шаги арматуры) отображен общий принцип раскладки и анкеровки арматуры усиления (допзон) относительно изополей армирования. Должны одновременно выполняться следующие условия:

$$L_1 \geq L_{an1}; \quad (5)$$

$$L_2 \geq L_{an2}; \quad (6)$$

$$L_3 \geq L_{an3}; \quad (7)$$

$$L_4 \geq 0. \quad (8)$$

$L_{an\ldots}$ - длина анкеровки, отсчитываемая от границы изополя армирования (в любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее $15d_s$ и 200 мм, а для ненапрягаемых стержней также не менее $0,3l_{0,an}$, см. п.п. 10.3.25 СП 63.13330.2018).

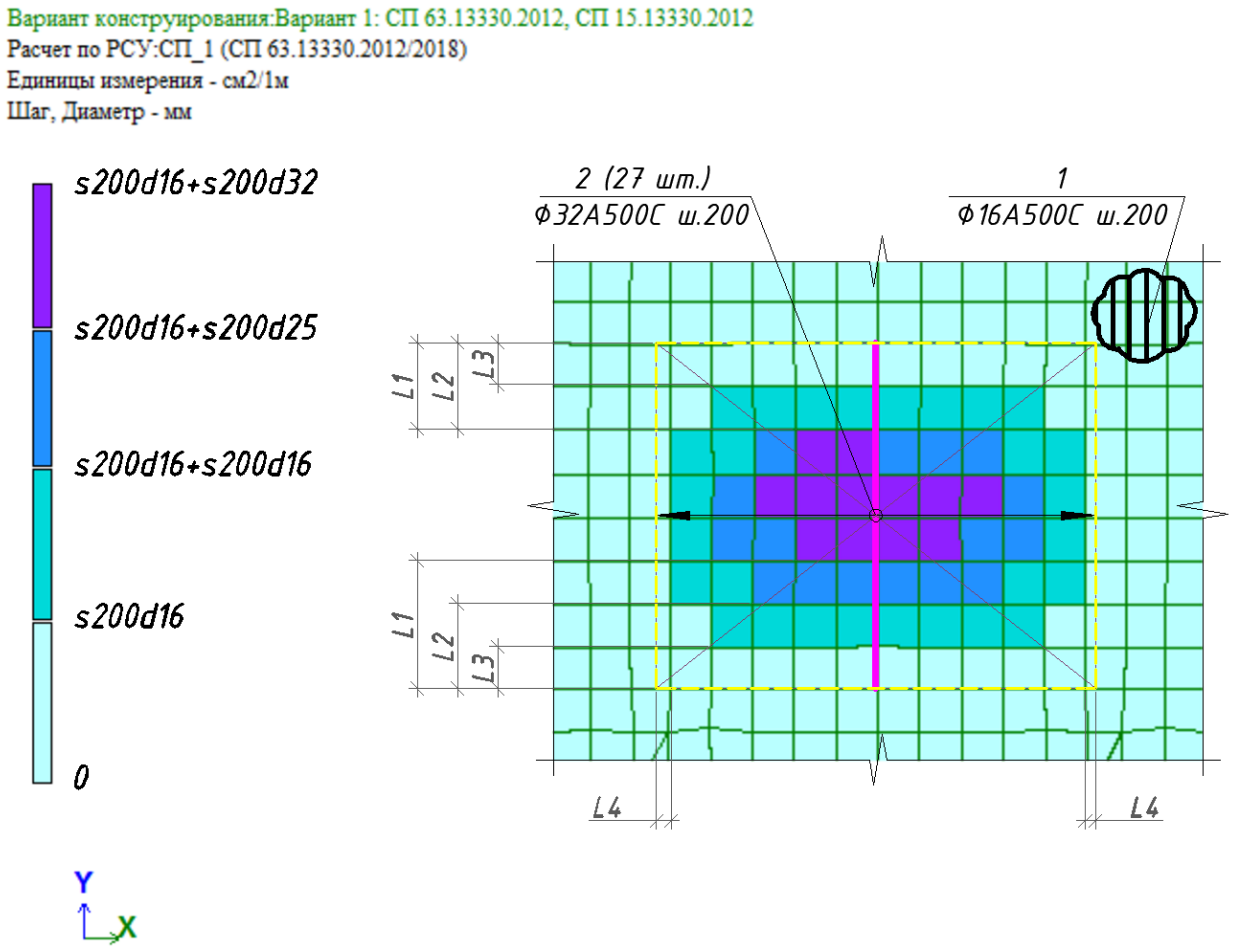


Рисунок 18

Пример 1.

В ж.б. конструкциях из бетона класса В30 и арматуры класса А500С для диаметров арматуры, указанных на рисунке 18, длины анкеровки с учетом коэффициента использования арматуры $K_{\text{исп}} = \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$ (согласно п.10.3.25 СП 63.13330.2018) равны:

$$L_{an1} = 1210 \text{ мм } (K_{\text{исп}} = 1);$$

$$L_{an2} = 738 \text{ мм } (K_{\text{исп}} = 0,61);$$

$$L_{an3} = 480 \text{ мм } (K_{\text{исп}} = 0,25)$$

В данном примере четырех-узловые КЭ имеют размерность 400х400 мм. Определяем, какое из условий (5, 6, 7) является наихудшим (наибольшее удаление границы допзоны от изополя бирюзового цвета). Для некоторых неравенств отнимаем длины КЭ.

Для нижней границы допзоны:

$$L_1 - 400 - 400 \geq 1210 - 400 - 400 = 410;$$

$$L_2 - 400 \geq 738 - 400 = 338;$$

$$L_3 \geq \mathbf{480}.$$

Для верхней границы допзоны:

$$L_1 - 400 \geq 1210 - 400 = \mathbf{810};$$

$$L_2 - 400 \geq 738 - 400 = 338;$$

$$L_3 \geq 480.$$

Длина стержня допзоны равна $480 + 400 \cdot 6 + 810 = 3690$ мм , принимаем 3900 мм (11700 / 3 = 3900). Ширина изополя армирования равна $400 \cdot 10 = 4000$ мм , принимаем 4200 мм, привязка допзоны с каждой стороны по 100 мм (условие 8 выполнено, $L_4 = 100 \geq 0$).

На практике при импорте изополей армирования и вписывания их в контуры конструкций могут быть неточности, поэтому рекомендуется длину анкеровки брать с небольшим запасом в большую сторону.

На рисунке 19 показан пример раскладки арматуры усиления (допзон). Расстояние между крайними стержнями смежных допзон должно равняться шагу раскладки арматурных стержней одной из граничащих допзон в зависимости от конкретной ситуации.

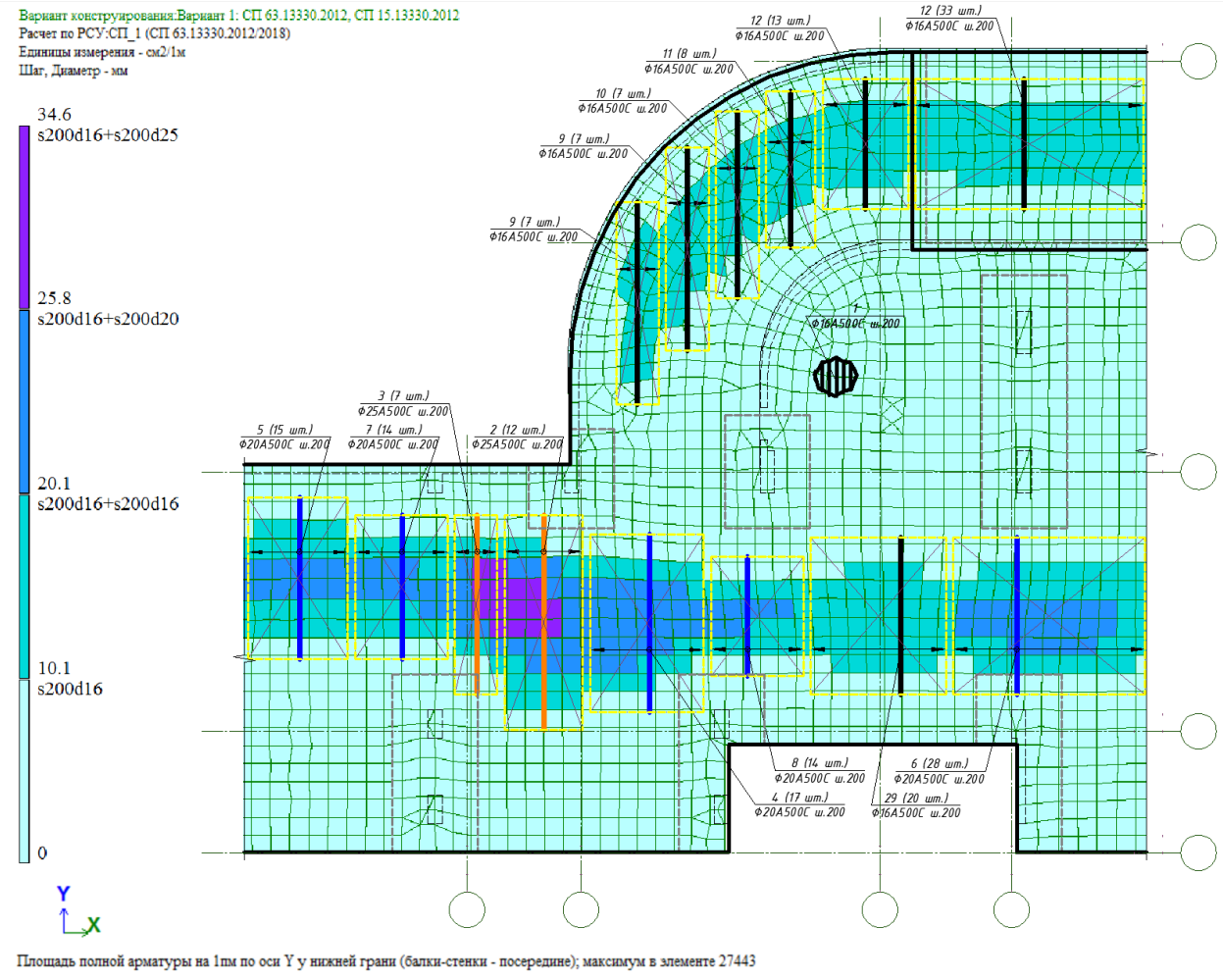
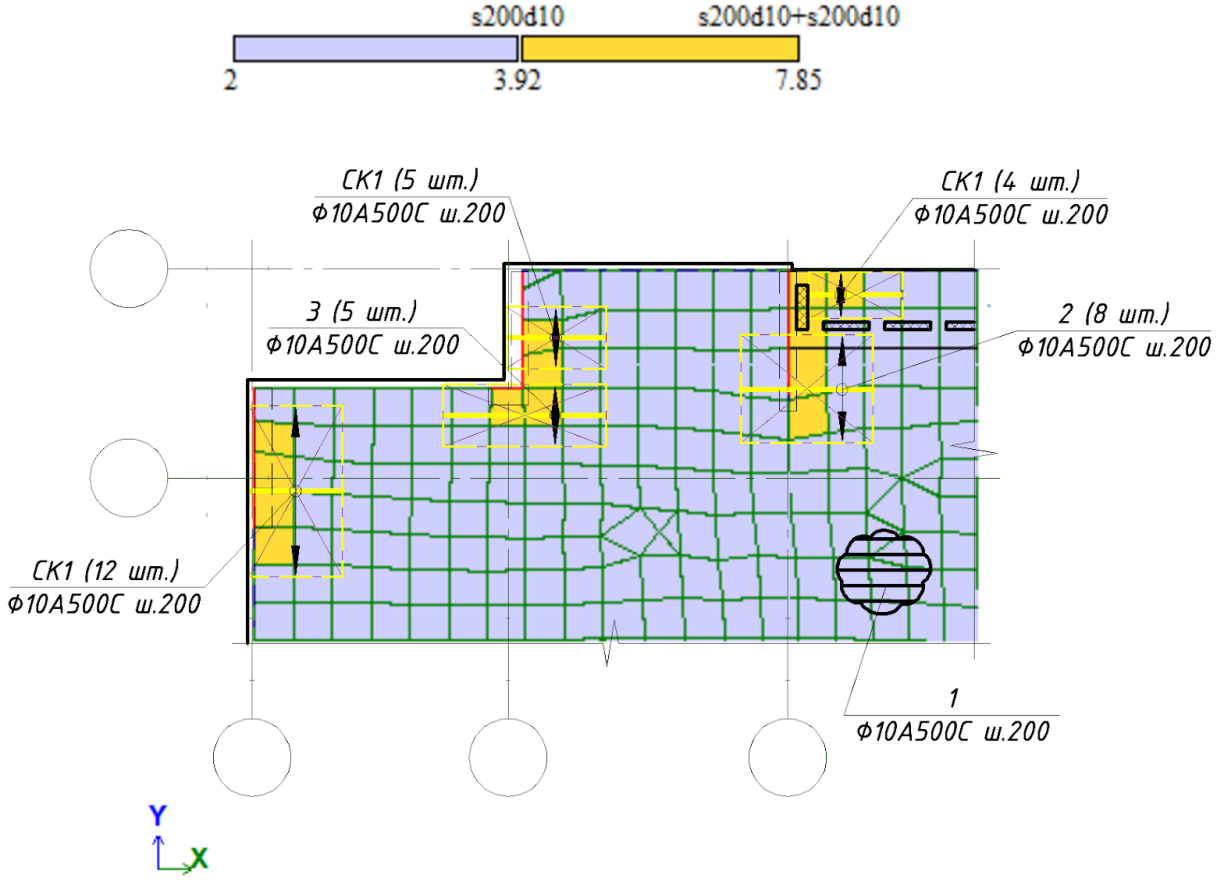


Рисунок 19

Порядок раскладки арматуры усиления (допзон) следующий:

1) анализируем изополя армирования на предмет наиболее целесообразного и рационального (экономичного, но при этом с минимизацией количества допзон) расположения допзон (пример см. рисунок 19);
2) раскладываем допзоны с соблюдением анкеровки арматурных стержней (см. рисунок 18) и расстояния между крайними стержнями смежных допзон;
3) унифицируем длины стержней: разбежку в длинах стержней одного диаметра и класса арматуры рекомендуется делать не менее 300 мм; желательно округлять длины стержней до заданных типоразмеров, которые получаются при делении прокатной длины 11700 мм на целые числа (идеальный ряд длин: 1300 мм, 1670 мм, 1950 мм, 2340 мм, 2920 мм, 3900 мм, 5850 мм, 11700 мм), в противном случае округлять длины до 50 мм.
4) проставляем размерные привязки допзон к разбивочным осям (пример см. рисунок 21)

В случае, если арматура усиления (допзона) требуется у торца плиты (в том числе, края плиты у отверстия или термовкладышей), и нет возможности обеспечить анкеровку арматурного стержня его прямым окончанием, либо ее недостаточно, необходимо сами арматурный стержни усиления выполнить в виде «Г-образных» или «Т -образных» арматурных деталей (на рисунке 20 и 21 «Т -образные» детали замаркированы как СК1, на рисунке 22 показано сечение по торцу плиты в зоне усиления). Рисунки 20, 21, 22 даны в качестве примеров по раскладке арматура усиления у торца плиты, в том числе, на рисунке 21 показан пример нанесения размерных привязок.



Площадь полной арматуры на 1пм по оси X у верхней грани; максимум в элементе 1

Рисунок 20

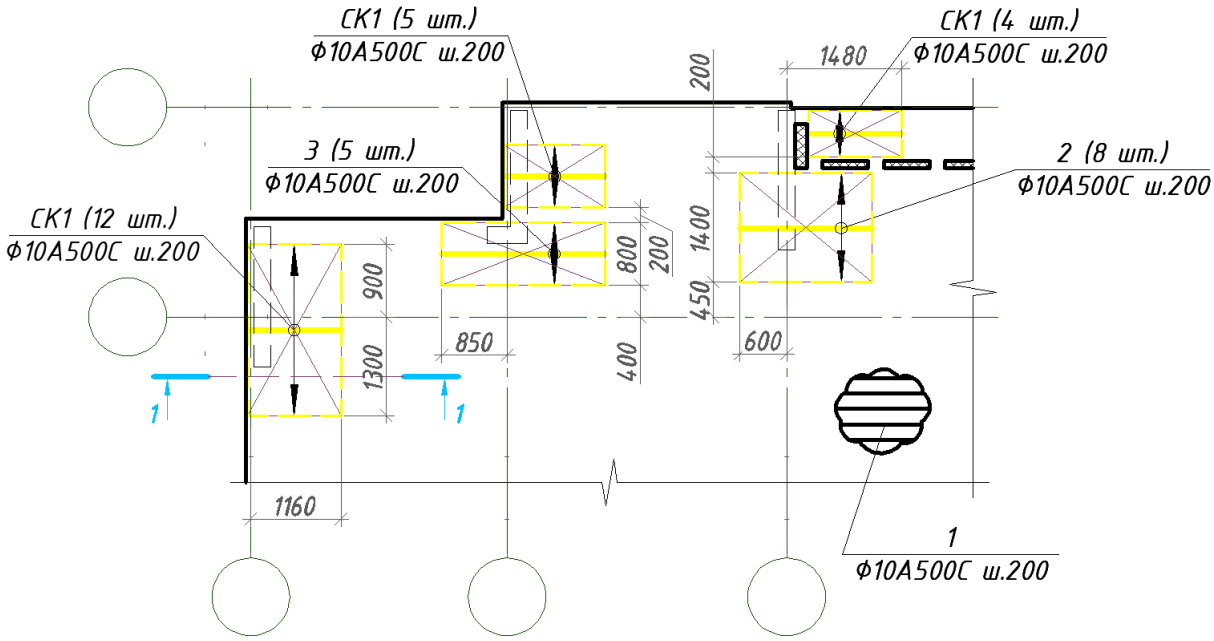
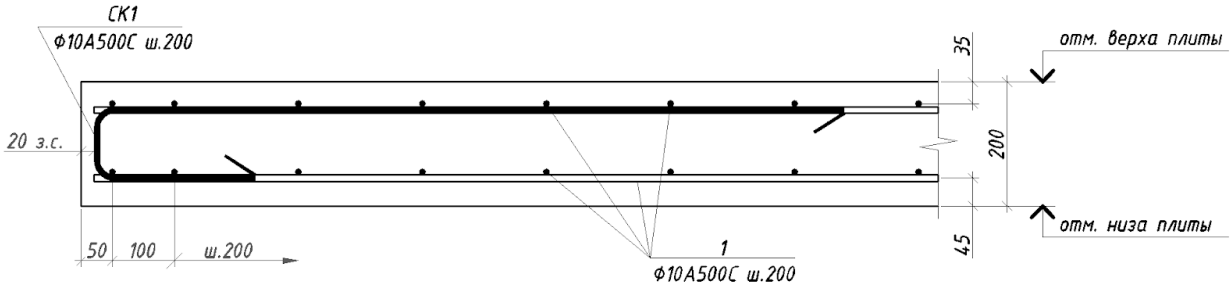


Рисунок 21

1 - 1



(скобы на торце для фонового армирования условно не показаны)

Рисунок 22

3.2 Принцип раскладки арматуры стен по изополям армирования

На рисунке 23 в качестве примера показан фрагмент плана наружных стен подземной автостоянки (стены разбиты на типы в зависимости от армирования). Изополя армирования данных стен отображены на рисунках 24 и 25 (рисунок 24 – вертикальное армирование, рисунок 25 – горизонтальное армирование). Раскладка арматуры в стенах показана на рисунках 26 и 27.

Порядок и правила раскладки арматуры стен следующий:

1) анализируем изополя армирования на предмет наиболее целесообразного и рационального (экономичного, но при этом с минимизацией количества типов стен) деления стен на типы (см. рисунки 23, 24, 24), на практике дополнительные типы могут появляться из-за отличий в опалубке стен;
2) основное (фоновое) армирование стен необходимо назначать согласно рекомендациям документа «Стандарт проектирования. Конструктивные решения», например, для стен автостоянки основное армирование рекомендуется принять: вертикальное - Ø12 шаг 200 мм, горизонтальное - Ø12 шаг 200 мм (данное армирование является унифицированным, и, если по расчету требуется армирование такое же или меньше, то принимаем его, если же требуется больше, **то:**

   - ***для горизонтального армирования*** в качестве фонового принимаем то, которое прописано в данном стандарте (например, для стен автостоянки это Ø12 шаг 200 мм), а недостаток добираем усилением из арматурных стержней такого же или большего диаметра (рекомендуемые диаметры: 10 мм, 12 мм, 16 мм, 20 мм, 25 мм, 32 мм) с таким же шагом (200 мм) или учащенным (100 мм),

   - ***для вертикального армирования*** повышаем диаметр (рекомендуемые диаметры: 16 мм, 20 мм, 25 мм, 32 мм), или учащаем шаг (Ø12 шаг 100 мм), или повышаем диаметр вместе с учащением шага (например, Ø20 шаг 100 мм) в зависимости от ситуации;
3) основное (фоновое) горизонтальное армирование считается неразрывным, т.е. стержни не обрываются на «границе зоны смены сечений», а тянутся на всю длину стены независимо от того, на сколько типов она разбита (рекомендуется дать примечание по этому поводу на листе), если длина стены превышает 11740 мм (11700 + 20 +20 = 11740), то стержни соединяются с помощью перехлеста;
4) в случаях, когда требуется усиление основного (фонового) горизонтального армирования, необходимо предусматривать расположение «границ зон смены сечений» таким образом, чтобы была обеспечена анкеровка стержней усиления относительно изополей армирования (принципы анкеровки стержней аналогичны принципам, изложенным в разделе 3.1 (см. рисунок 23 и условия 5, … , 7), так же следует учесть, что, если усиление требуется в нескольких типах стен, соседствующих друг с другом, то арматуру усиления, аналогично предыдущему пункту, не нужно обрывать на «границе зоны смены сечений» (рекомендуется дать примечание по этому поводу на листе);
5) возможен вариант подачи армирования стен, предусматривающий назначение типов армирования стен только по параметру вертикальной арматуры и опалубке, а зоны усиления горизонтальной арматуры дополнительно показывать на плане стен фигурными скобками с выносками, описывающими горизонтальную арматуру усиления, либо для горизонтальной арматуры дать вообще отдельный план (данные варианты немного экономит арматуру, но увеличивают количество сечений и усложняют чтение чертежей исполнителями на стройке);
6) при расстановке вертикального армирования изополя армирования, расположенные в верхней зоне стены и требующие усиления, помимо фонового армирования, рекомендуется перекрывать «Г-образными» арматурными элементами с маркировкой ГС…, изополя армирования, расположенные в нижней зоне стены и требующие усиления, помимо фонового армирования, рекомендуется перекрывать за счет

арматурных выпусков из нижележащих конструкций (следует выпуски для данного места принять более длинными с учетом анкеровки), изополя армирования, расположенные в средней зоне стены рекомендуется перекрывать самой фоновой арматурой;

7) унифицируем диаметры и длины стержней (количество применяемых диаметров и длин стержней д. б. небольшим, ограниченным), длины стержней округляем кратно 50 мм в большую сторону, за исключением горизонтального основного (фонового) армирования, т.к. расход по ним дается в погонных метрах;
8) для одного или двух конечных элементов, требующих по изополям армирования усиления помимо фонового армирования, допускается не предусматривать усиления в случае, если требуемая площадь расчетной арматуры соседних конечных элементов (необходимо посмотреть в Лире) ощутимо меньше площади принятой фоновой арматуры, т.е. среднее арифметическое требуемой площади расчетной арматуры рассматриваемого КЭ и соседнего с ним КЭ меньше площади принятой фоновой арматуры.

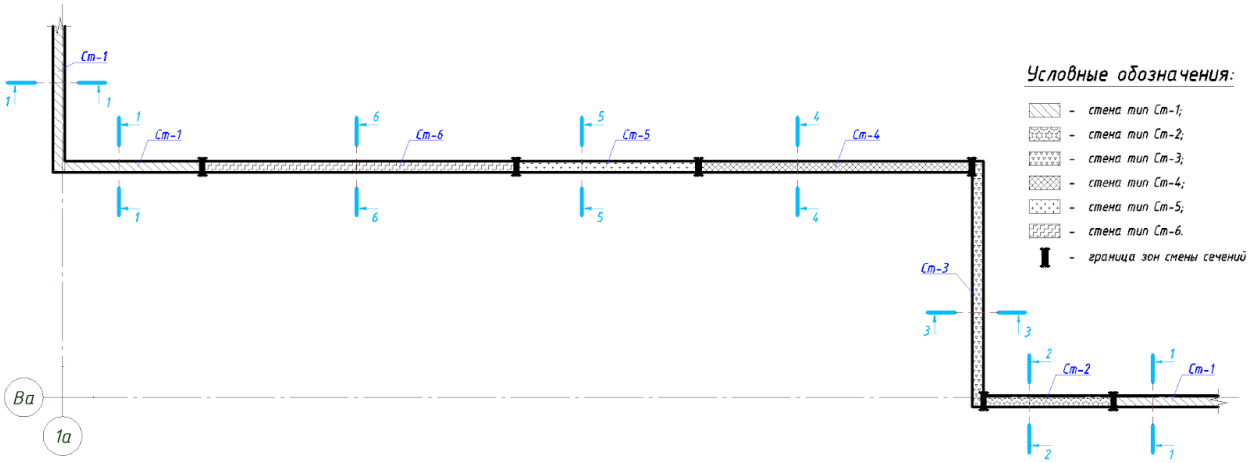
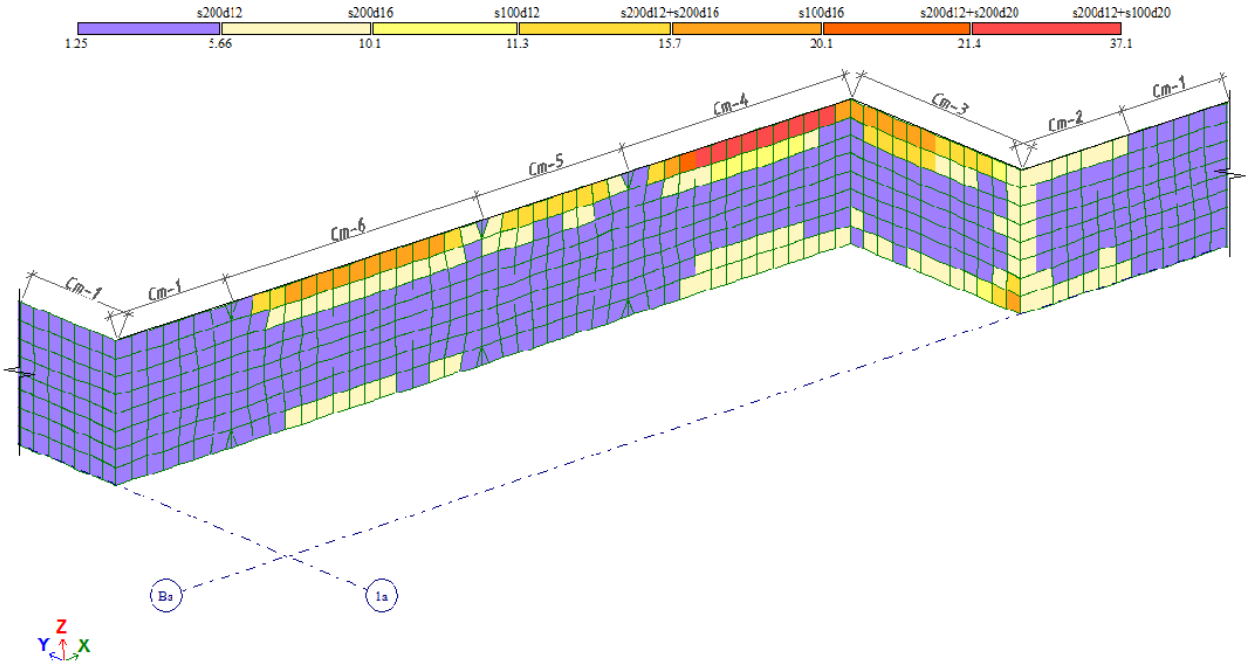
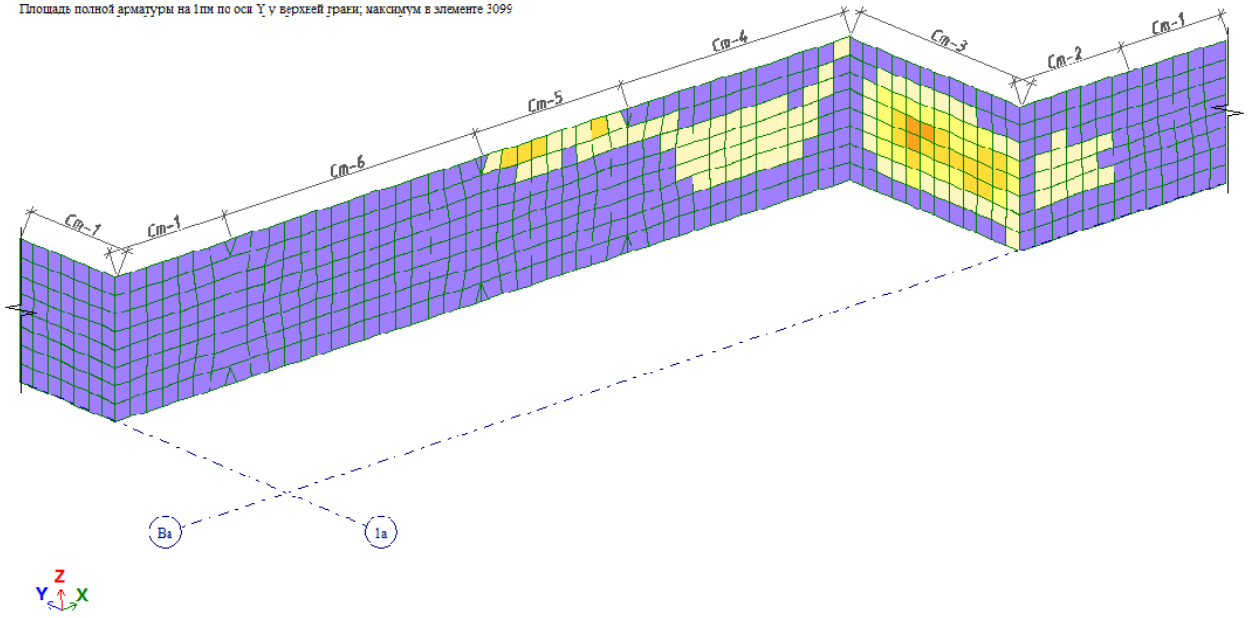


Рисунок 23

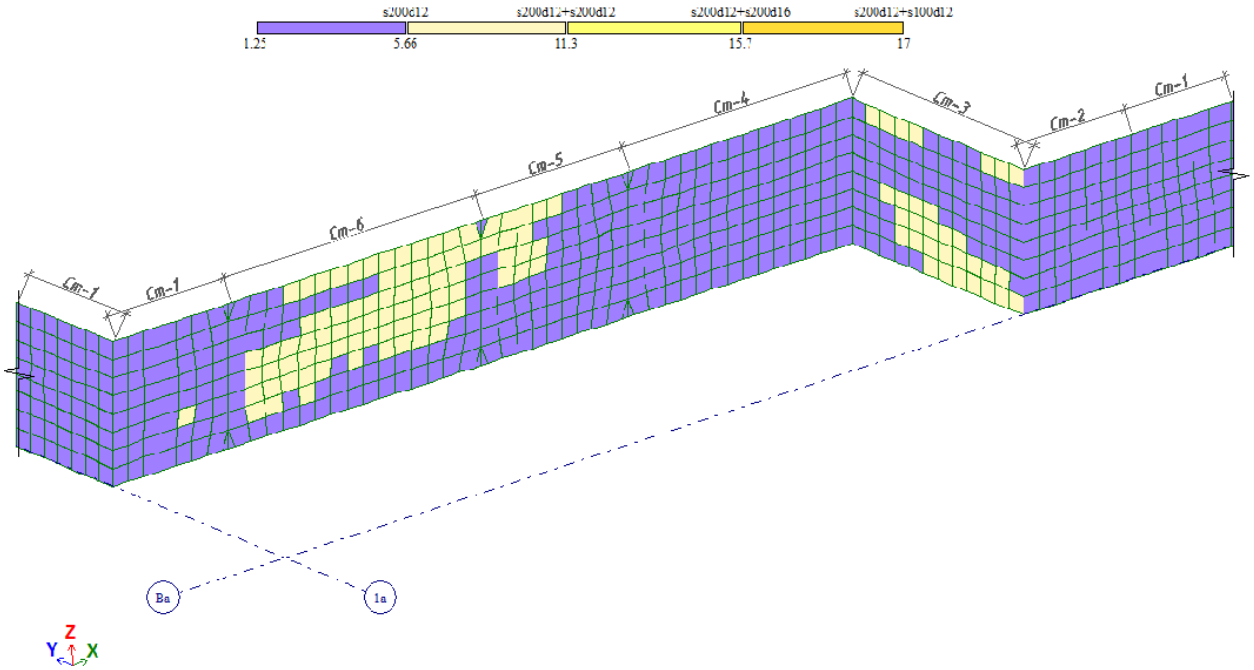


Площадь полной арматуры на 1пи по оси Y у верхней грани; максимум в элементе 3099

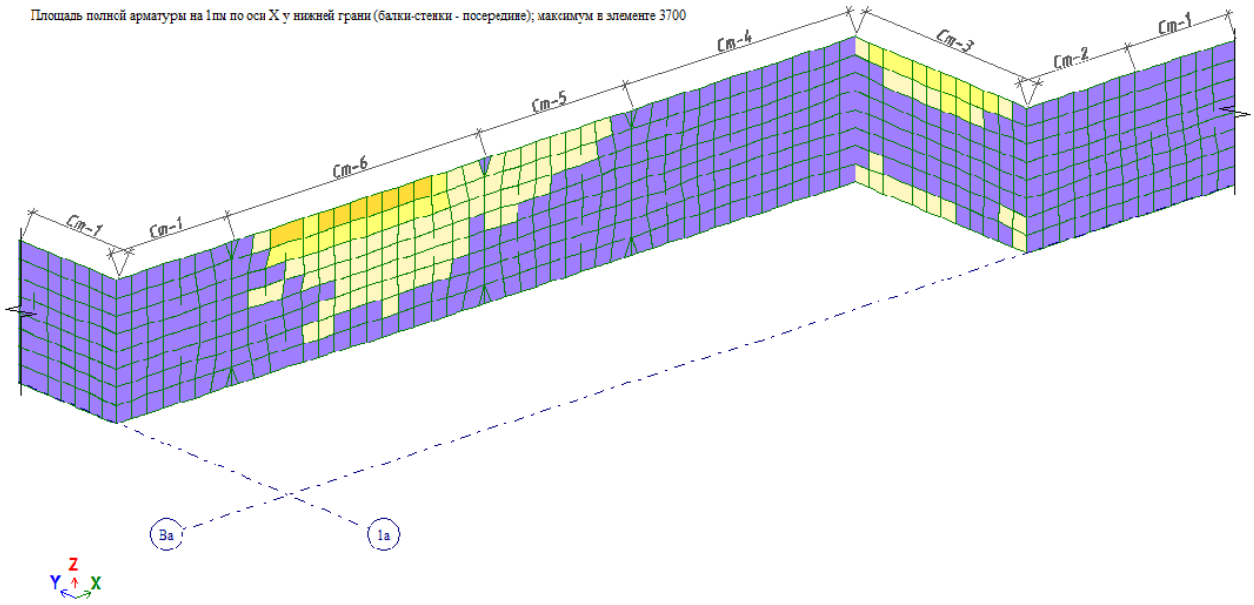


Площадь полной арматуры на 1пи по оси Y у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 3050

Рисунок 24



Площадь полной арматуры на 1пм по оси X у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 3700



Площадь полной арматуры на 1пм по оси X у верхней грани; максимум в элементе 3700

Рисунок 25

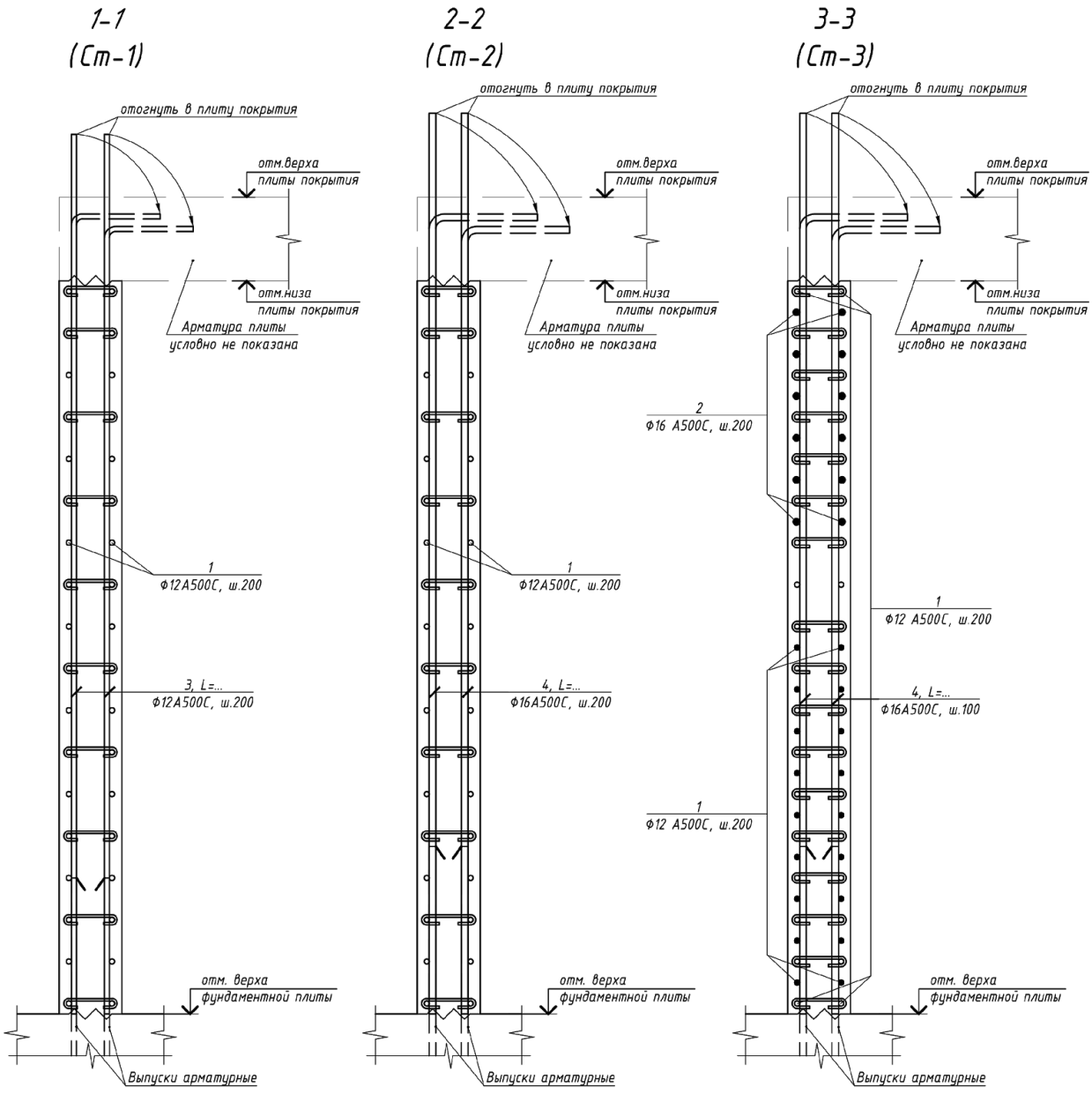

1-1
(Ст-1)
2-2
(Ст-2)
3-3
(Ст-3)
отогнуть в плиту покрытия
отм.верха
плиты покрытия
отм.низа
плиты покрытия
Арматура плиты
условно не показана
1
Ф12 А500С, ш.200
3, L=...
Ф12 А500С, ш.200
4, L=...
Ф16 А500С, ш.200
2
Ф16 А500С, ш.200
1
Ф12 А500С, ш.200
4, L=...
Ф16 А500С, ш.100
1
Ф12 А500С, ш.200
отм. верха
фундаментной плиты
Выпуски арматурные

Рисунок 26

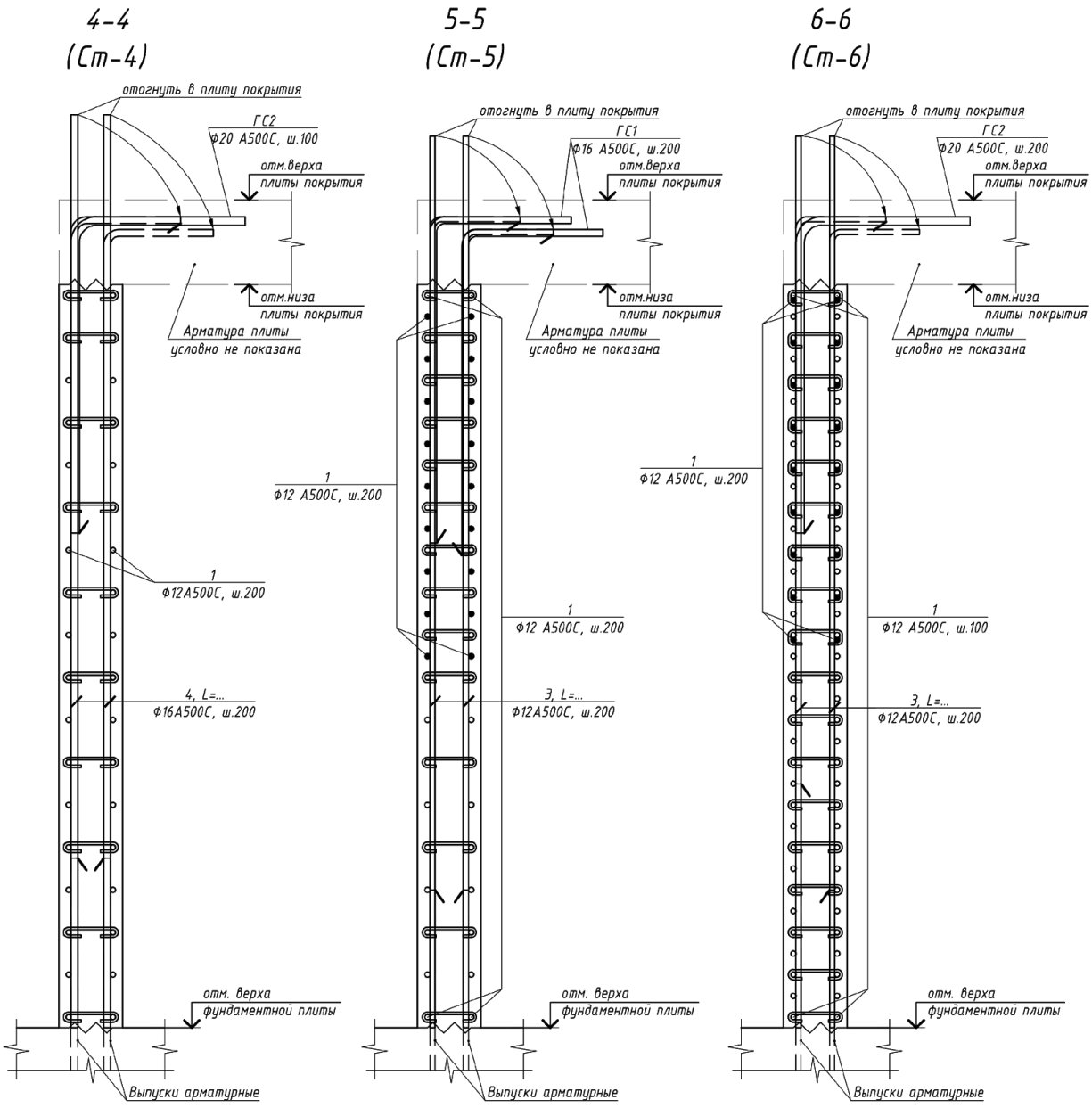


Рисунок 27

3.3 Работа со стержневыми элементами (колоннами, балками) в расчетном модуле ЛАРМ-САПР 2020 (подбор продольного и поперечного армирования)

Алгоритм расчета и конструирования стержневых элементов:

1) Проверка и уточнение параметров расчетной схемы;
2) Расчет и анализ армирования;
3) Создание типов заданного армирования (ТЗА) и назначение их элементам схемы;
4) Проверка заданного армирования (расчет);
5) Конструирование элементов.

Проверка и уточнение параметров расчетной схемы.

Перед экспертизой стержневых элементов подразумевается, что расчетная схема в программном комплексе Лира-САПР 2020 собрана корректно. Особое внимание следует уделить нескольким моментам.

Расчетные сечения стержней.

По умолчанию в стержневом конечном элементе задано 2 расчетных сечения, которые соответствуют первому и второму узлу элемента.

Для изгибаемых элементов (балка, ригель) этого количества расчетных сечений недостаточно, если ригель задан одним КЭ на пролёт. Нужно задать большее количество расчетных сечений. Количество расчетных сечений зависит от характера эпюры изгибающих моментов, а соответственно и особенностей нагружения элемента. Так, при симметричной эпюре моментов достаточно 3-х сечений, при несимметричной – 5-7.

Если ригель по длине пролёта разбит на 6 и более элементов (например, задан совместно с монолитной плитой перекрытия) или в каждом месте приложения существенной сосредоточенной нагрузки вставлен узел, то необходимости задавать большее количество сечений нет необходимости, достаточно 2-х по умолчанию.

Для колонн, как правило, достаточно 2-х сечений, даже если колонна задана в расчете одним конечным элементом на этаж, поскольку максимальные моменты возникают именно по верху и низу колонны, в местах примыкания балок и перекрытий, но также можно задать большее количество расчетных сечений, 3-5.

Для задания расчетных сечений нужно (см. рисунок 28):

- выделить на схеме элементы;
- перейти в контекстную вкладку Стержни;
- вызвать диалоговое окно «Расчетные сечения»;
- задать количество расчетных сечений и нажать «Применить»

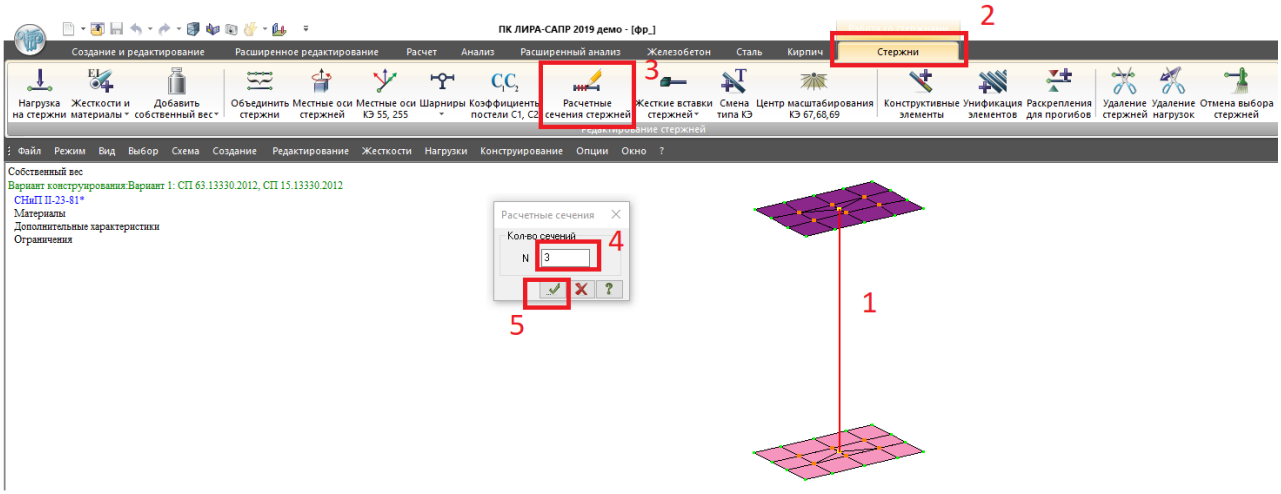


Рисунок 28

Абсолютно жесткие тела (АЖТ) и жесткие вставки (ЖВ).

Пример использования АЖТ — моделирование опирания плиты перекрытия/покрытия на колонну: в уровне плиты создается ряд узлов, расположенных точно по контуру сечения колонны, затем, эти узлы объединяются в АЖТ.

Жесткие вставки используются при нарушении соосности стыковки пластин в узлах, например, наличие эксцентриситета при стыковке пластин разной толщины, что часто

встречается при моделировании капителей колонн, плит перекрытия разной толщины при общей отметке верха, или при сопряжении стен и пилонов разной толщины при общей единой поверхности одной из плоскостей.

На рисунках 29, …, 36 показаны рекомендуемые способы стыковки стержневых элементов (колонны/пилоны, балки) с пластинчатыми (плиты перекрытия/покрытия, фундаментные плиты, стены).

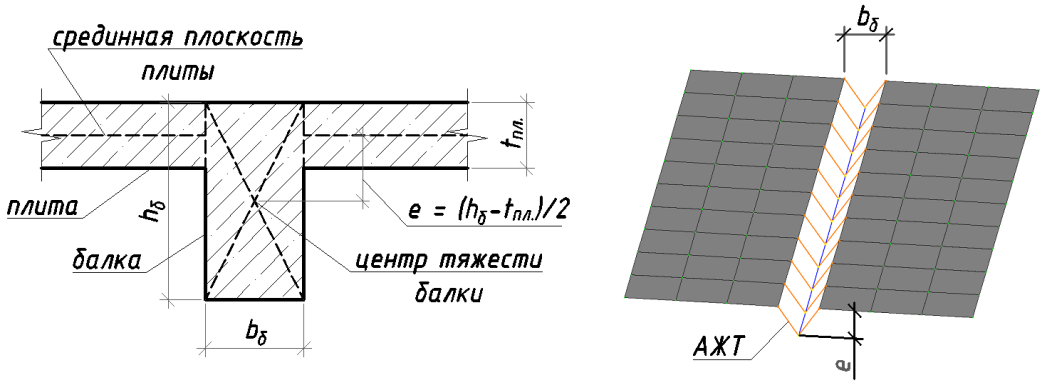


Рисунок 29

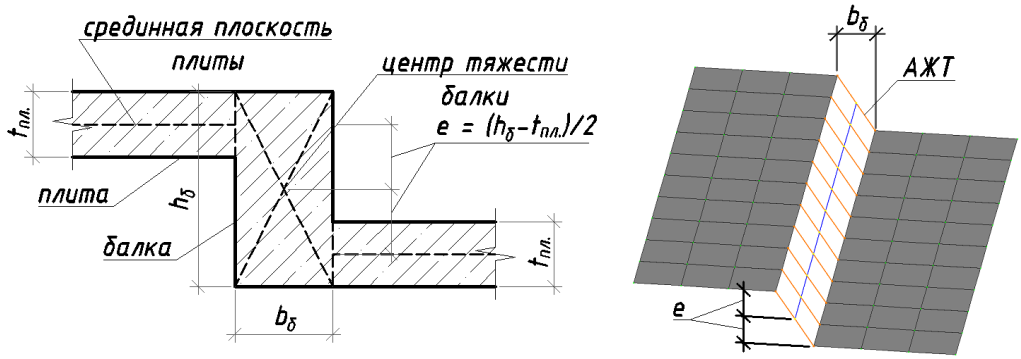


Рисунок 30

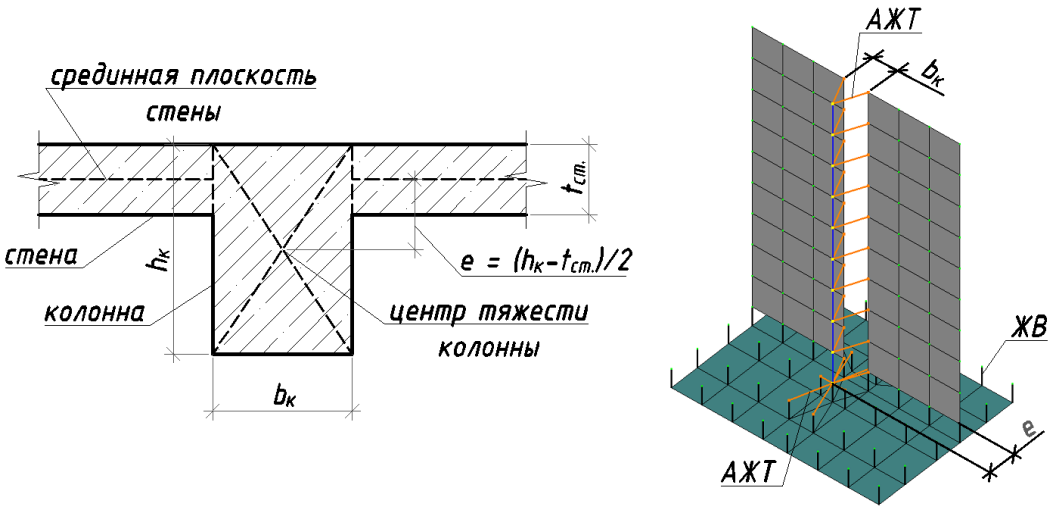


Рисунок 31

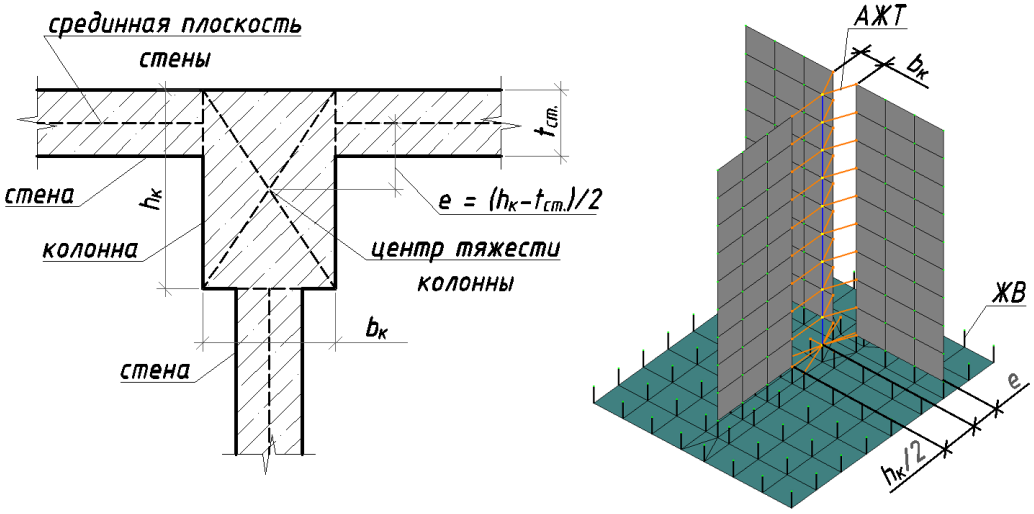
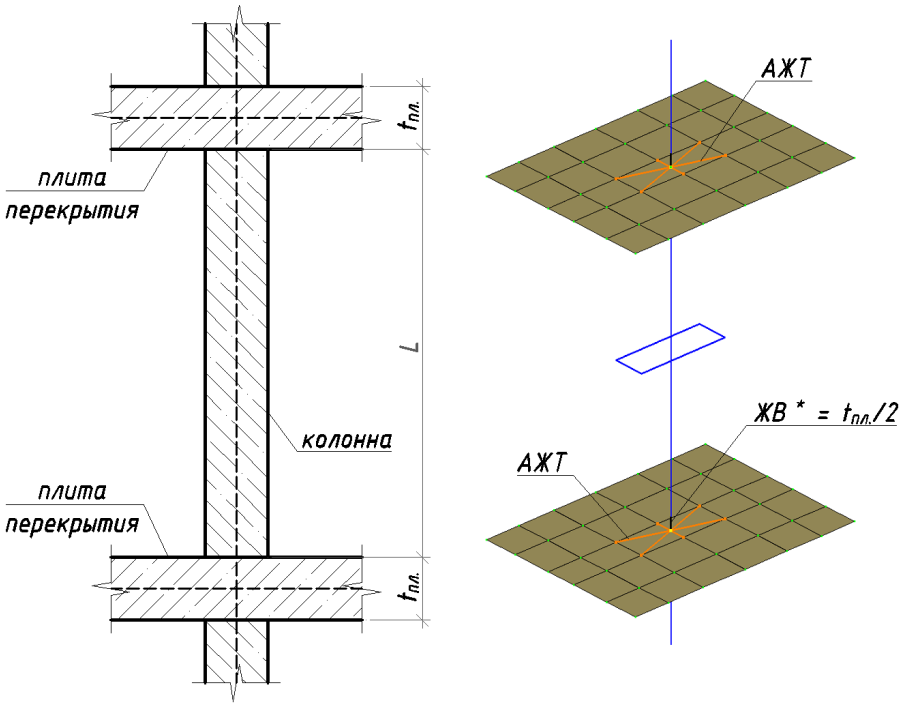


Рисунок 32



* – с обоих концов стержня, для тонких плит ЖВ можно пренебречь

Рисунок 33

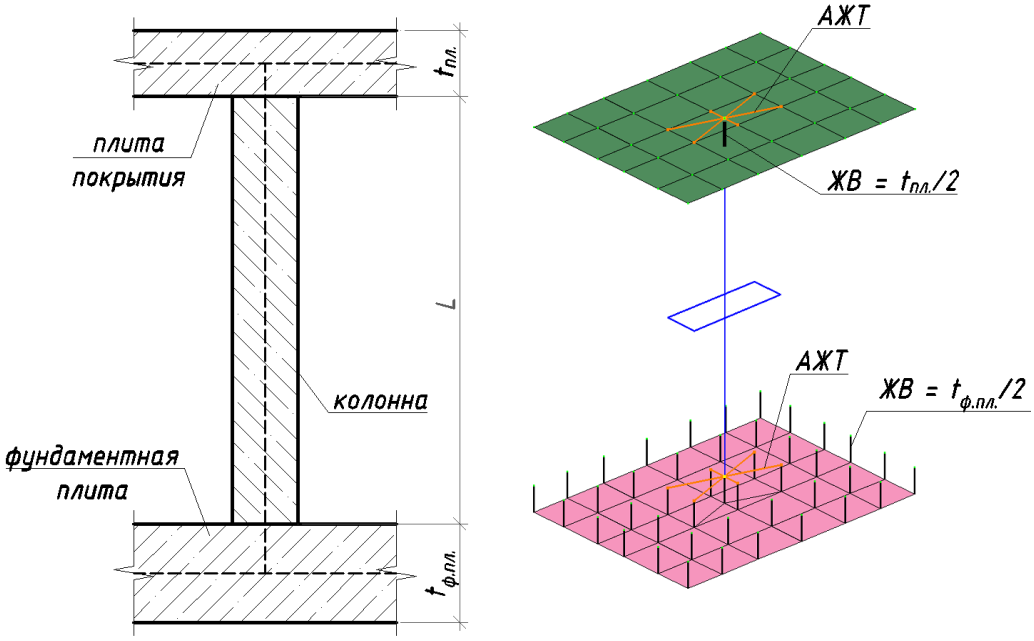


Рисунок 34

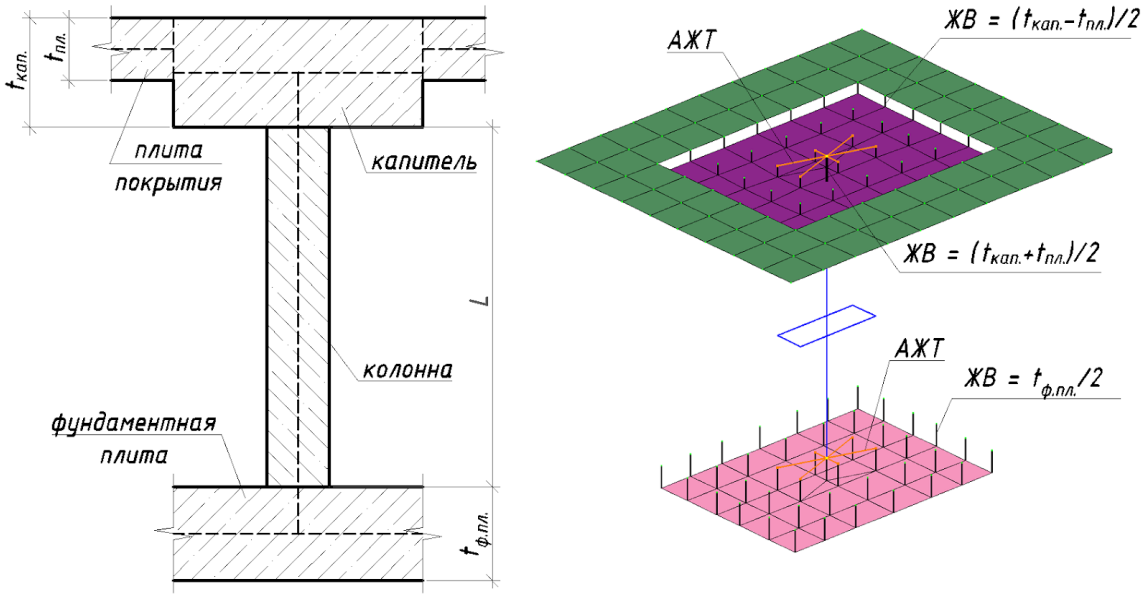


Рисунок 35

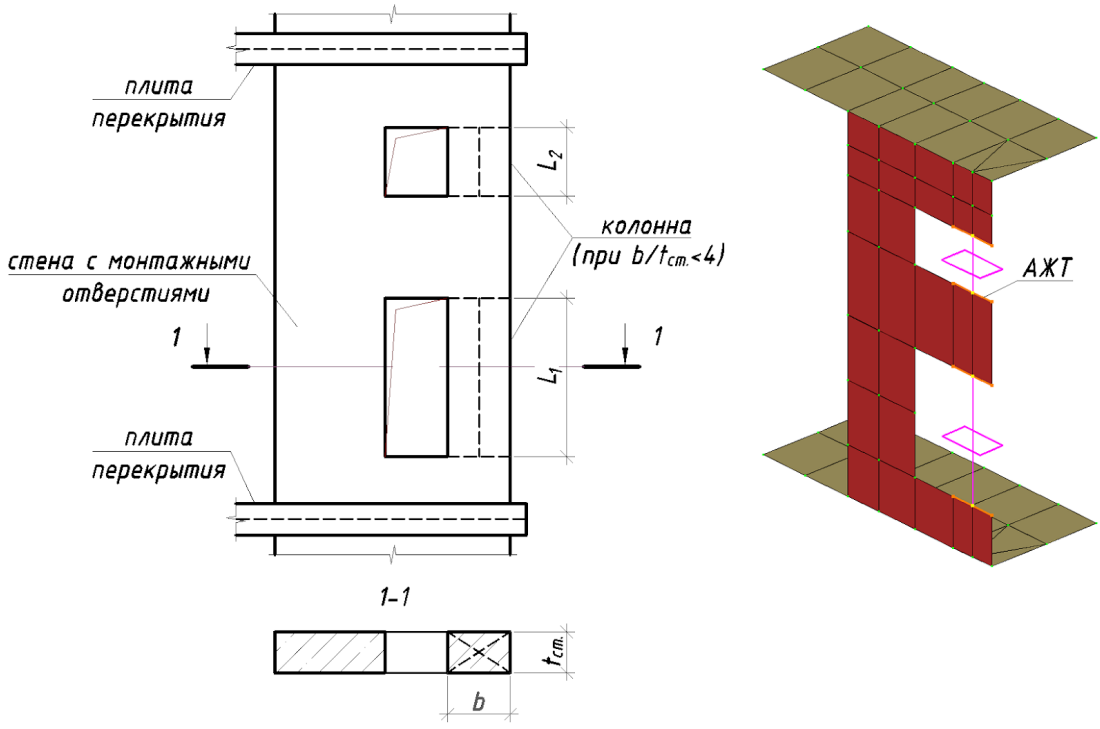


Рисунок 36

Расчет и анализ армирования

Выполняется расчет и анализ арматуры интересующих нас стержневых ж.б. элементов (см. рисунок 37), с учетом требований нормативной документации и конструктивных рекомендаций разделов 3.4, 3.6, 4.12 предварительно назначается продольное и поперечное армирование.

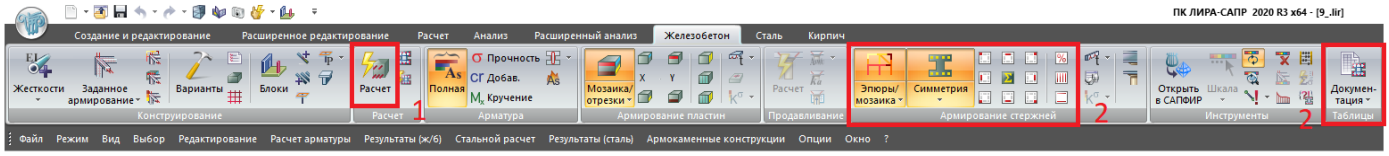


Рисунок 37

Создание типов заданного армирования (ТЗА) и назначение их элементам схемы

Для создания и назначения ТЗА необходимо перейти в ЛАРМ-САПР_2020 (см. рисунки 38 и 39) или воспользоваться диалоговым окном «Жесткости и материалы» (см. рисунок 40), последний способ наиболее удобный (ТЗА назначаются элементам схемы аналогично жесткостям).

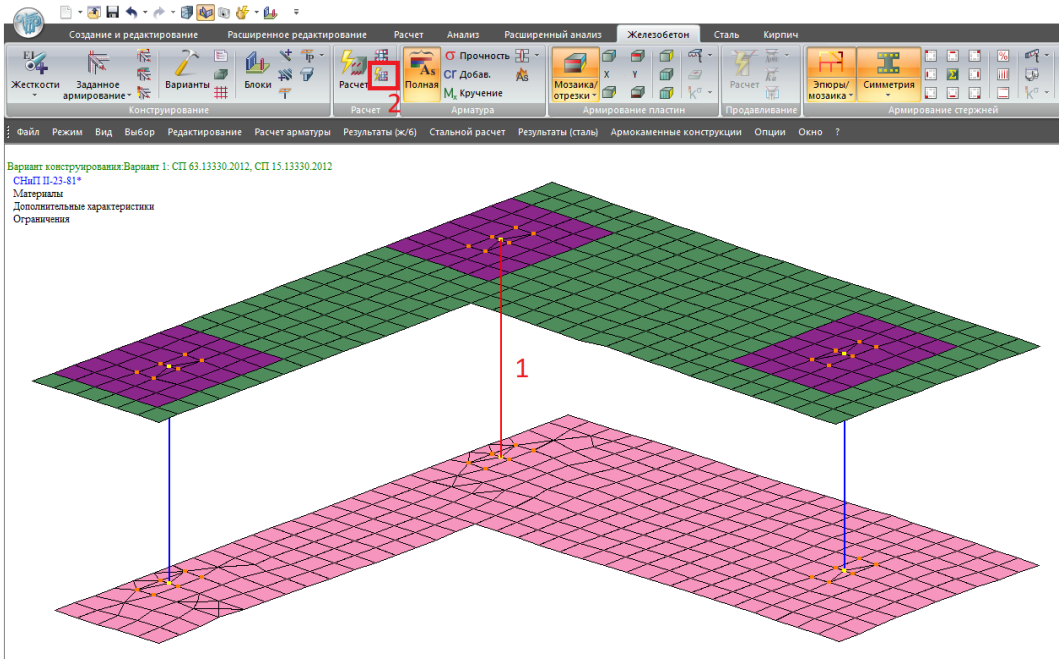


Рисунок 38

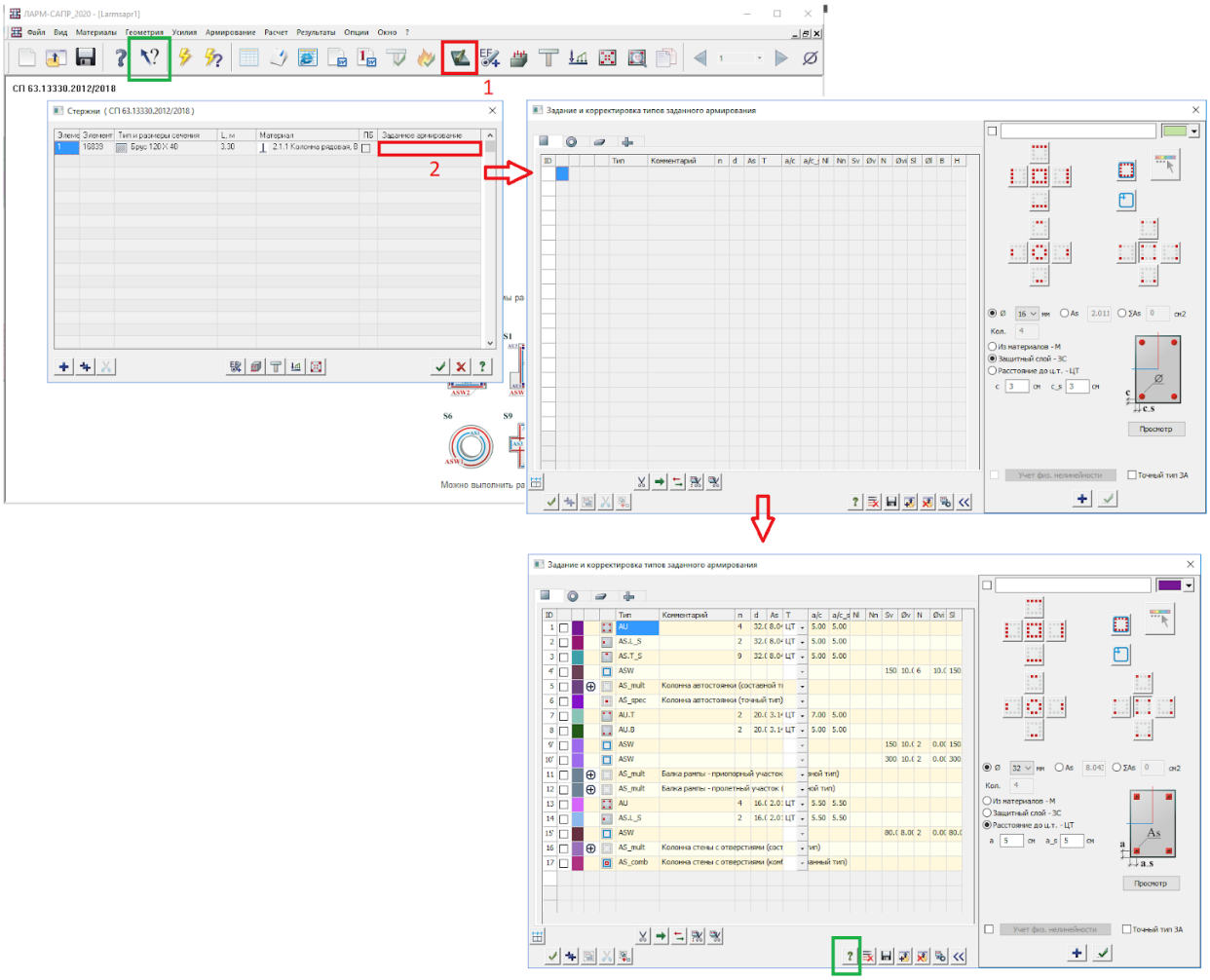

1
2
Стержни (СП 63.13330.2012/2018)
Задание и корректировка типов заданного армирования

Рисунок 39

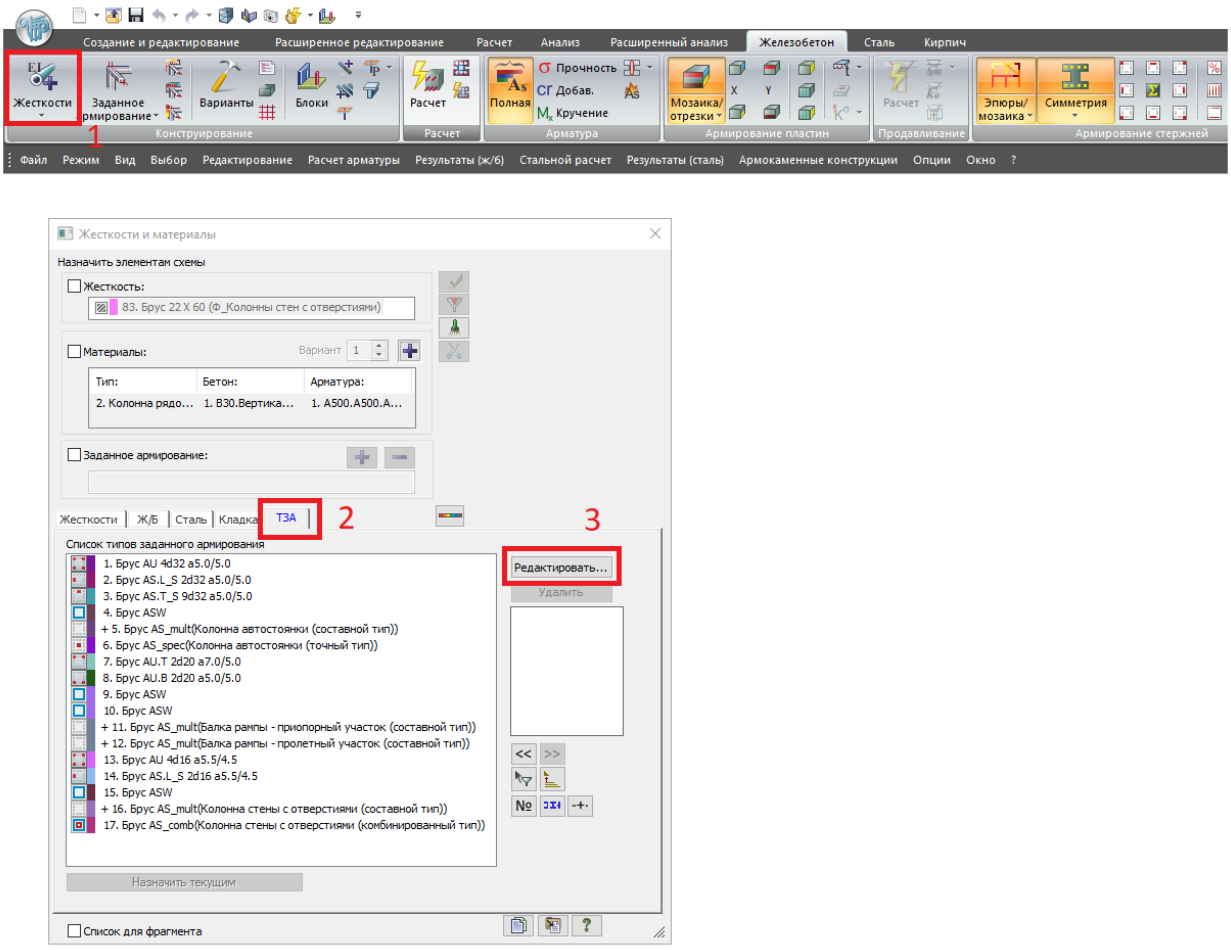


Рисунок 40

Диалоговое окно «Задание и корректировка типов заданного армирования» (см. рисунок 39) предназначено для формирования списка типов заданного армирования. Само понятие тип заданного армирования (ТЗА) можно сравнить с понятием тип жесткости, но, если в жесткостях задаются параметры сечений стержней и пластин, то тут задаются параметры арматурных стержней и их расположение в сечении элемента. Прочностные характеристики арматурных стержней принимаются в соответствии с нормами конструирования ж.б. конструкций, назначенными для текущего варианта конструирования.

В закладке «Стержень прямоугольного сечения (Брус)» типы заданного армирования (ТЗА) можно задать разными способами. Применение каждого из них имеет свои особенности. Различают следующие ТЗА:

– простой (только продольная арматура);
– комбинированный (продольная и поперечная арматура);
– поперечная арматура;
– точный;
– составной.

К **простым** относятся: **AUAS** – нижние/верхние/боковые/все угловые и промежуточные стержни, **AU** – нижние/верхние/боковые/все только угловые стержни; **AS** – нижние/верхние/боковые/все только промежуточные стержни.

При использовании **комбинированного типа AS_comb** можно задать разный диаметр для каждой категории стержней (угловые/нижние/верхние/боковые) и разное количество промежуточных стержней (нижние/верхние/боковые) вдоль граней сечения. Кроме того, одновременно можно задать параметры поперечной арматуры. Особенностью комбинированного ТЗА является то, что в качестве параметров стержней всегда задается их диаметр и защитный слой.

Точный тип заданного армирования **AS_spec** имеет наиболее трудоемкий способ задания, но с его помощью можно задать произвольные варианты расстановки арматурных стержней, не охватываемые остальными шаблонами. Особенностью точного ТЗА есть то, что для него нужно указывать точные размеры сечения элемента B и H, но при этом можно задавать как группы стержней в категориях (угловые/нижние/верхние/боковые), так и отдельные стержни с произвольной привязкой. Также можно задать параметры поперечной арматуры. Еще одной особенностью точного ТЗА является то, что его нельзя добавлять в составной ТЗА.

Составной тип заданного армирования **AS_mult** формируется уже после того, как заданы ТЗА, из которых его можно составить. Такой тип можно создать из любого набора простых и комбинированных ТЗА, с помощью операций со списком ТЗА. Чтобы задать составной ТЗА, нужно отметить строки входящих ТЗА и нажать кнопку «Создать составной ТЗА».

Более подробное описание всех функций «кнопок» дано в справке (см. в зеленой рамке на рисунке 39). Примеры заполнения ТЗА показаны ниже.

Проверка заданного армирования (расчет)

После назначения ТЗА элементам запускаем проверку заданного армирования (см. рисунок 41) и оцениваем результат (коэффициенты запаса д.б. больше единицы).

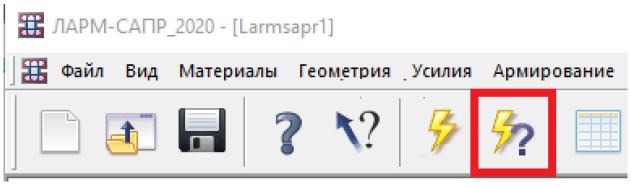


Рисунок 41

Конструирование элементов

На данном этапе происходит окончательное назначение подтвержденного расчетом армирования, вычерчиваются узлы армирования, сечения и т.д. (см. примеры ниже).

3.3.1 Экспертиза колонны

Рассмотрим в качестве примера колонну (пилон), обозначенную на фрагменте расчетной схемы (см. рисунок 42). Усилия в стержне по результатам расчета см. на рисунке 43, подобранное армирование см. на рисунке 44.

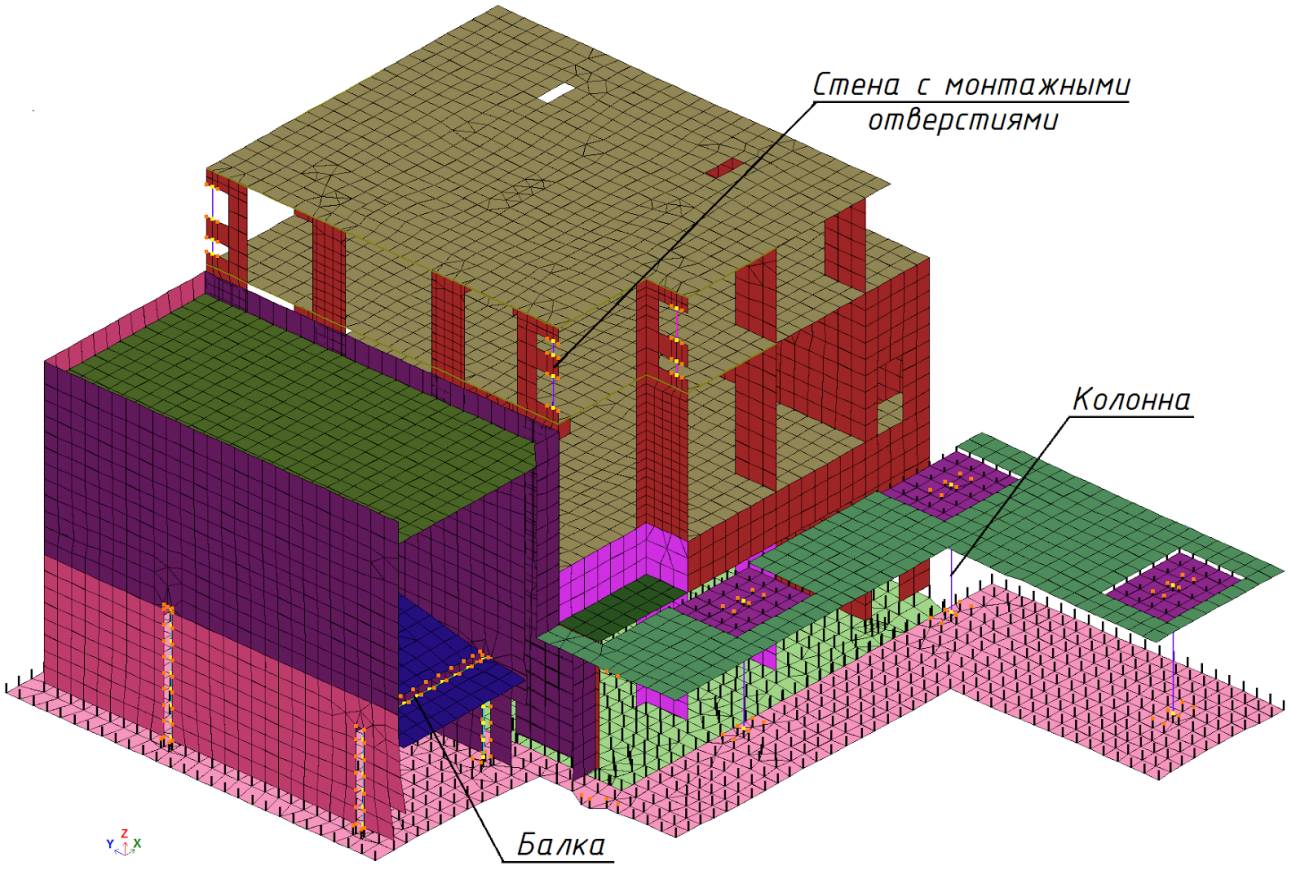


Рисунок 42

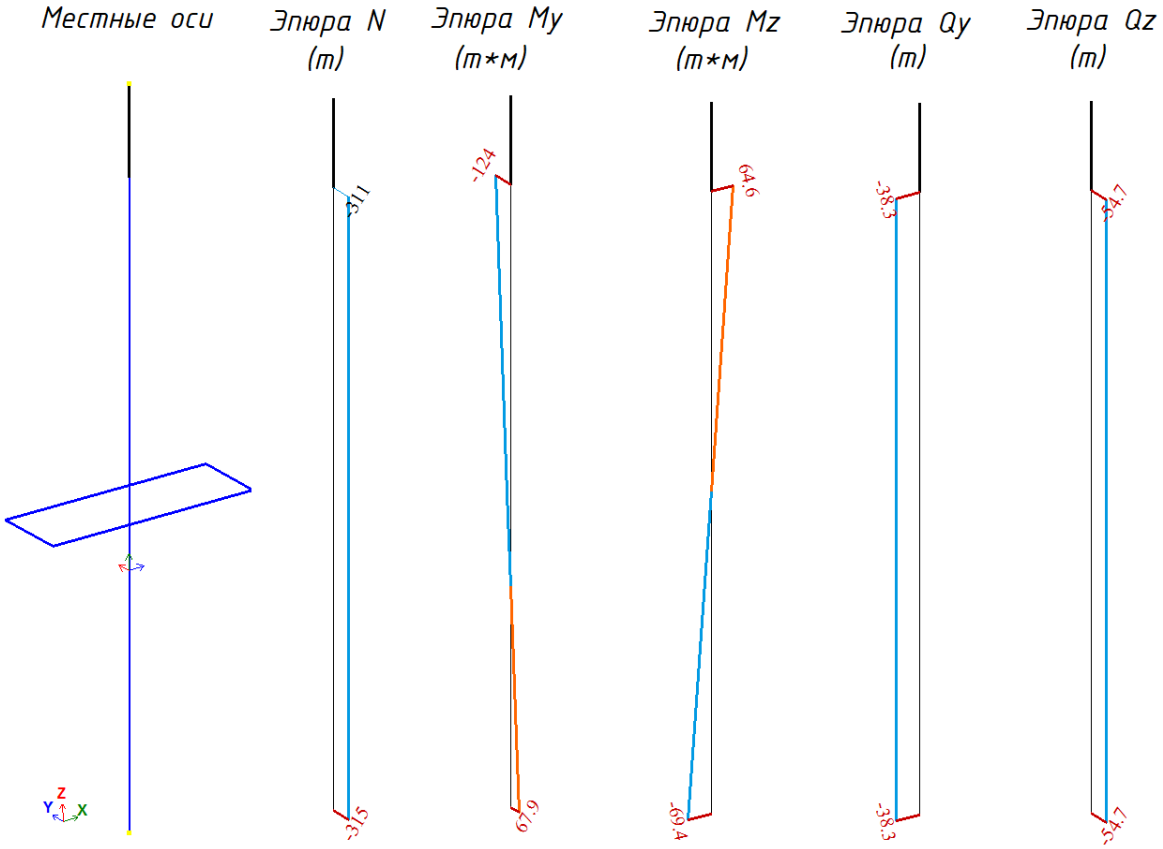
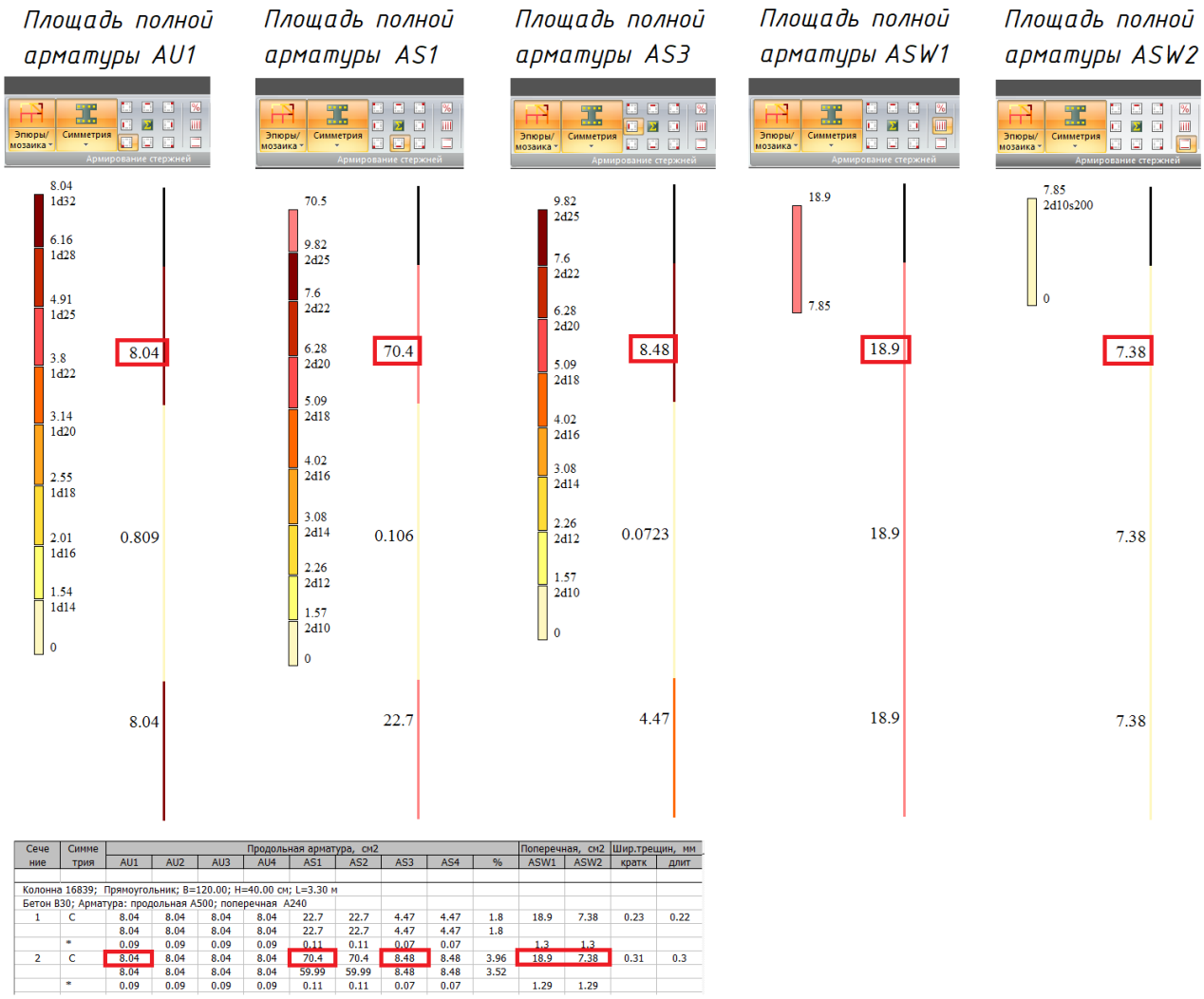


Рисунок 43



Сечение	Симметрия	Продольная арматура, см2									Поперечная, см2		Шир.трещин, мм	
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	ASW1	ASW2	кратк	длит
Колонна 16839; Прямоугольник; B=120.00; H=40.00 см; L=3.30 м														
Бетон B30; Арматура: продольная A500; поперечная A240														
1	C	8.04	8.04	8.04	8.04	22.7	22.7	4.47	4.47	1.8	18.9	7.38	0.23	0.22
		8.04	8.04	8.04	8.04	22.7	22.7	4.47	4.47	1.8				
	*	0.09	0.09	0.09	0.09	0.11	0.11	0.07	0.07		1.3	1.3		
2	C	8.04	8.04	8.04	8.04	70.4	70.4	8.48	8.48	3.96	18.9	7.38	0.31	0.3
		8.04	8.04	8.04	8.04	59.99	59.99	8.48	8.48	3.52				
	*	0.09	0.09	0.09	0.09	0.11	0.11	0.07	0.07		1.29	1.29		

Рисунок 44

Предварительно принимаем следующее армирование колонны: продольное угловое - 4Ø32 A500C (по одному стержню в каждом углу колонны); продольное промежуточное - 22Ø32 A500C (по два стержня у каждой грани колонны вдоль короткой ее стороны и по девять стержней у каждой грани колонны вдоль длинной ее стороны); поперечное – Ø10 A240 шаг 150 мм вдоль колонны (в нормальном сечении колонны два среза стержней поперечного армирования, ориентированных вдоль длинной стороны колонны и шесть срезов стержней поперечного армирования, ориентированных вдоль короткой стороны колонны).

Задание ТЗА для угловых стержней показано на рисунке 45.

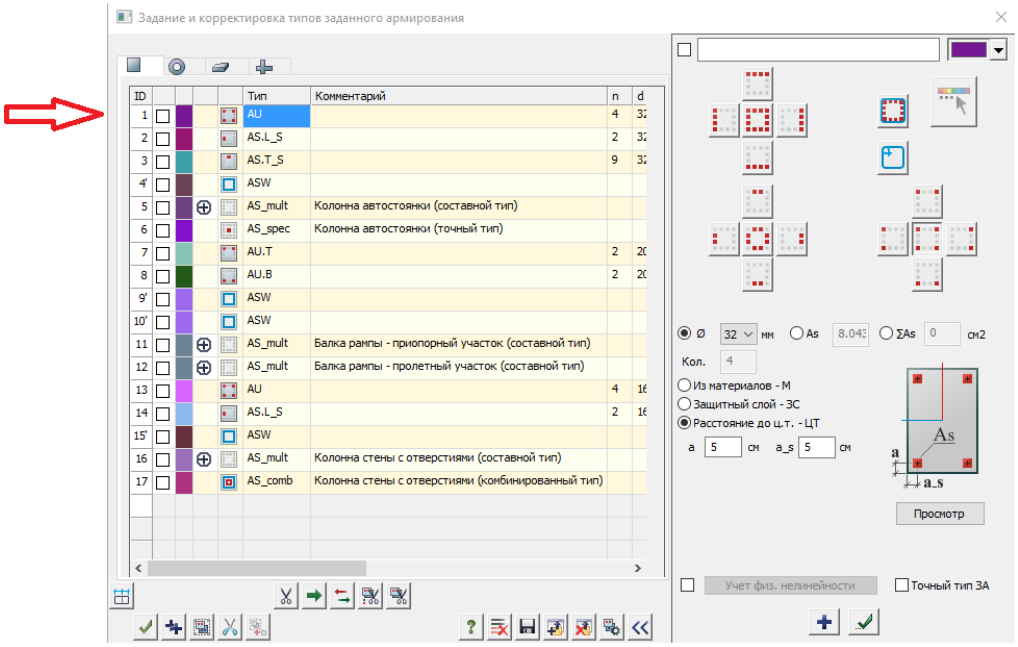


Рисунок 45

Задание ТЗА для промежуточных стержней у грани колонны вдоль короткой стороны показано на рисунке 46.

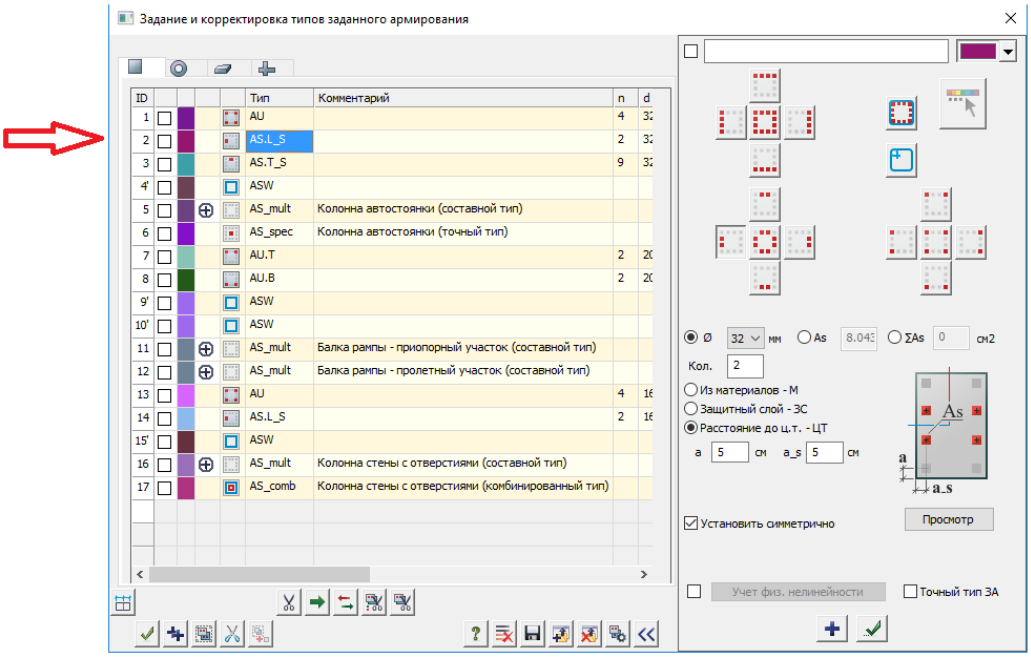


Рисунок 46

Задание ТЗА для промежуточных стержней у грани колонны вдоль длинной стороны показано на рисунке 47.

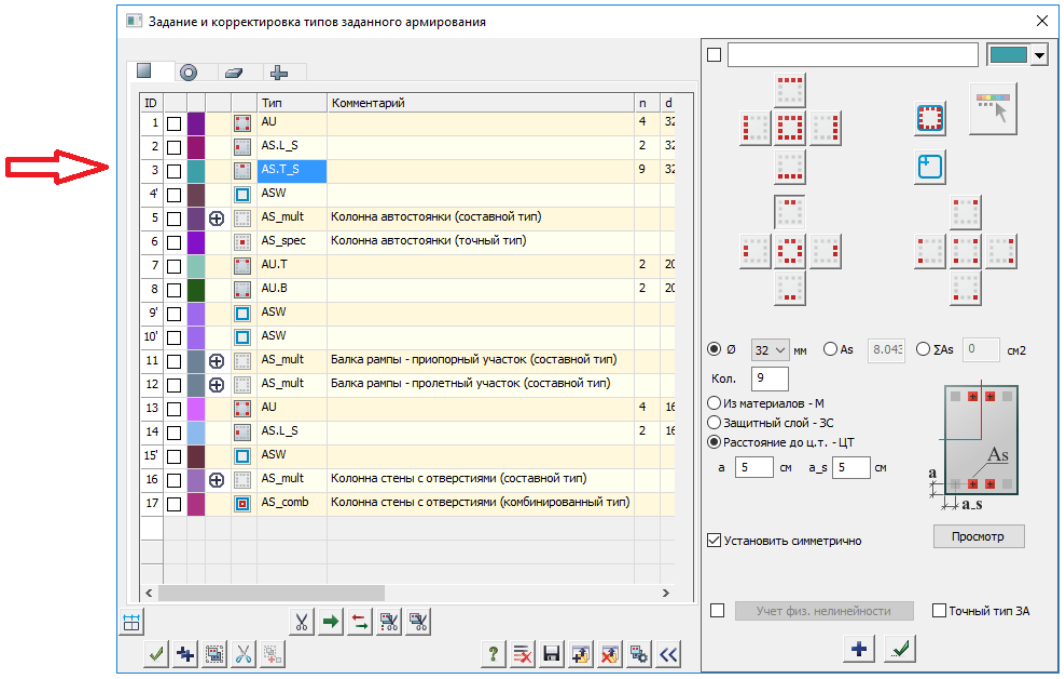


Рисунок 47

Задание ТЗА для поперечного армирования показано на рисунке 48.

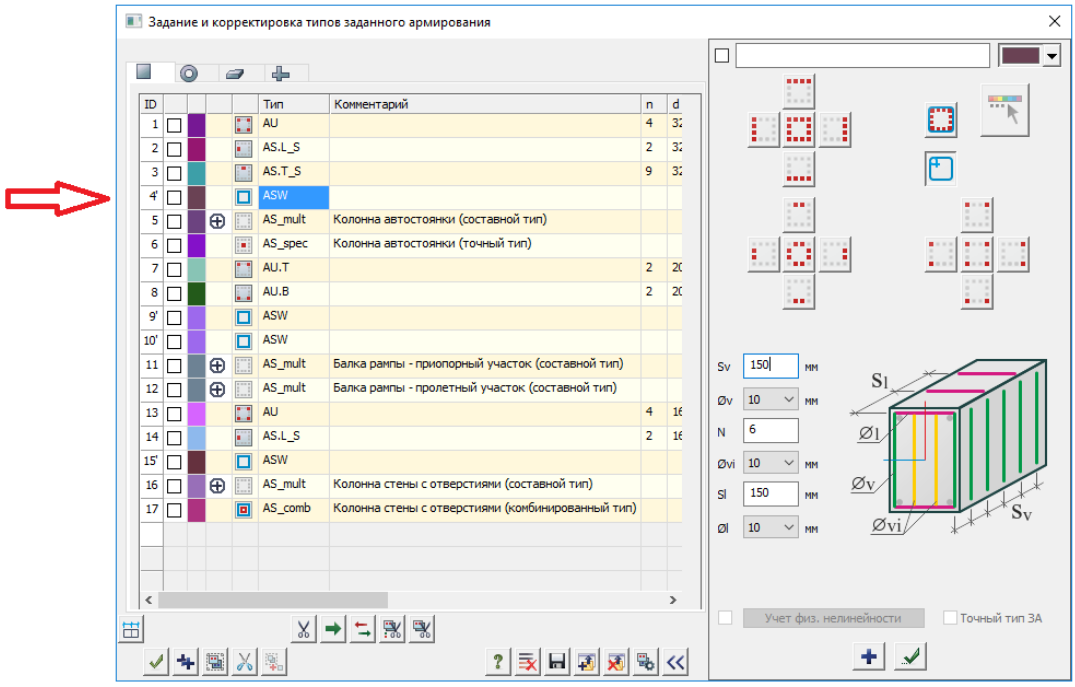


Рисунок 48

На рисунке 49 показано задание составного ТЗА (как вариант, для удобства задания элементам схемы, также можно элементу назначить и несколько простых ТЗА).

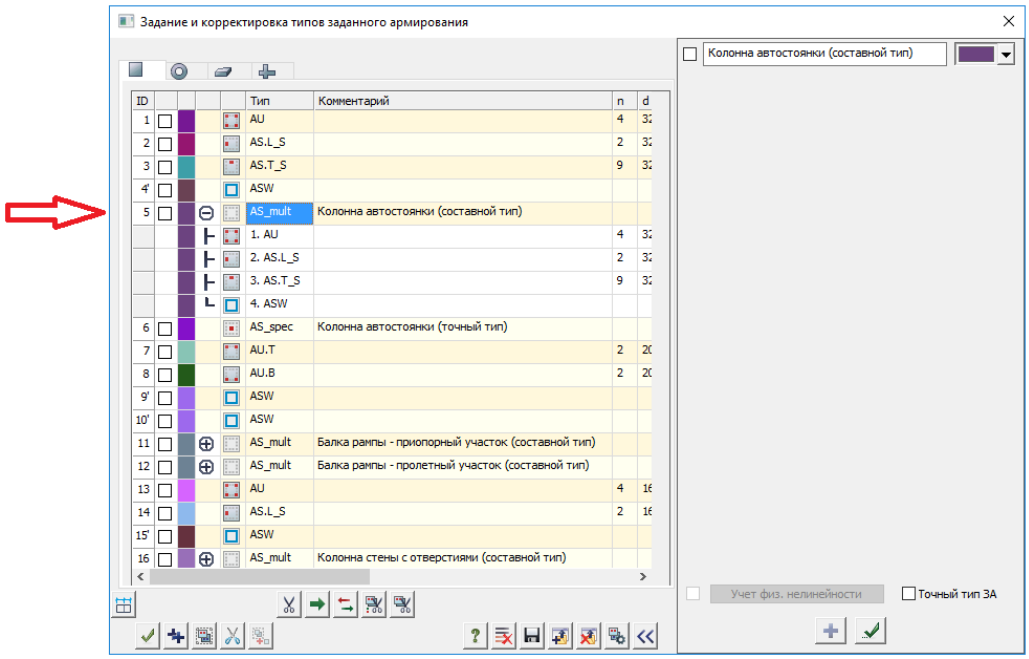


Рисунок 49

На рисунке 50 показано задание точного ТЗА (как вариант).

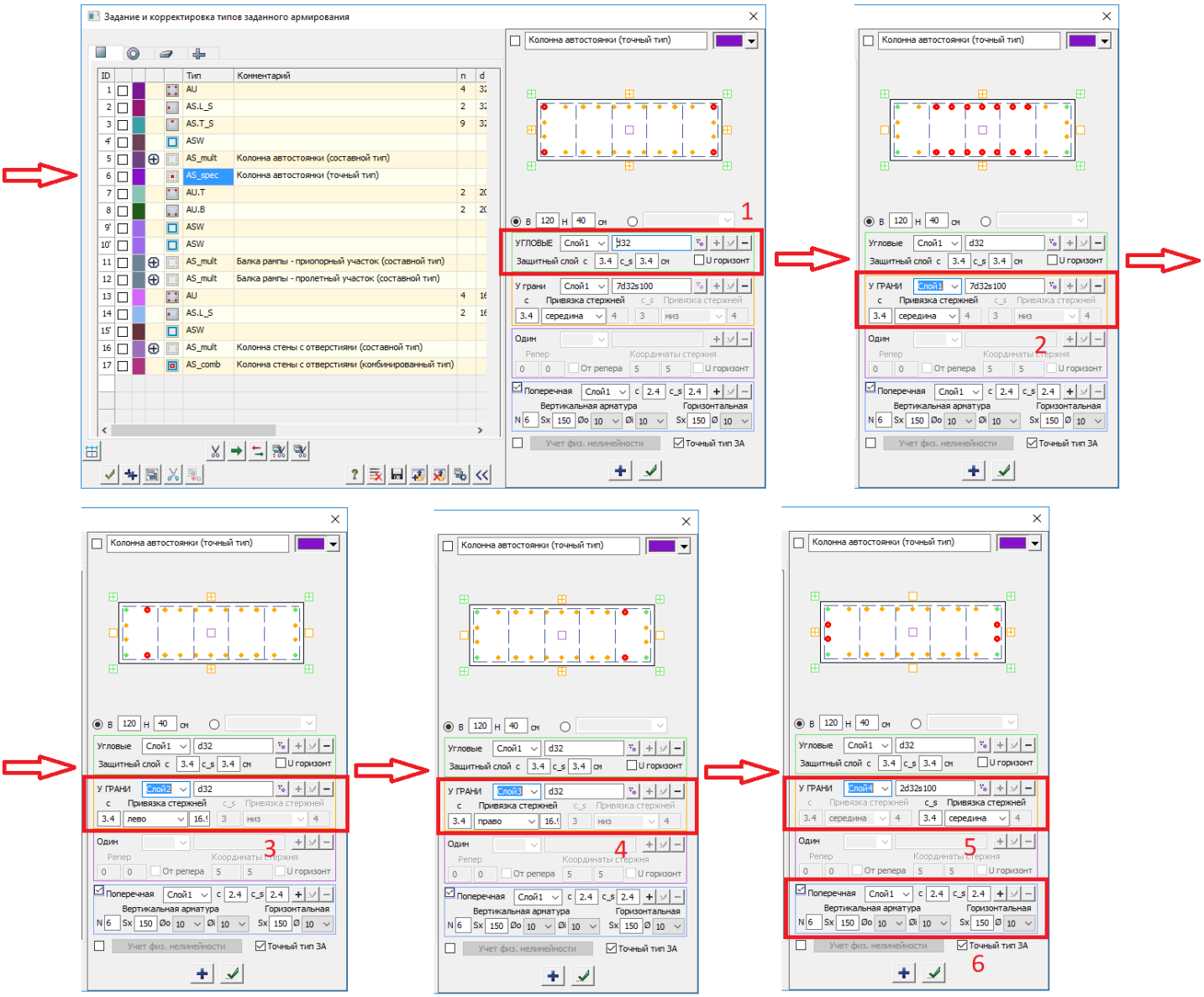


Рисунок 50

После формирования ТЗА и назначения их элементу схемы выполняем проверку заданного армирования (см. рисунок 51, вариант 1) – сечения проходят (результат одинаков как при назначении составного ТЗА, так и при назначении точного ТЗА). На данном рисунке также показан пример, когда колонне назначено больше двух расчетных сечений (см. рисунок 51, вариант 2), результат аналогичен.

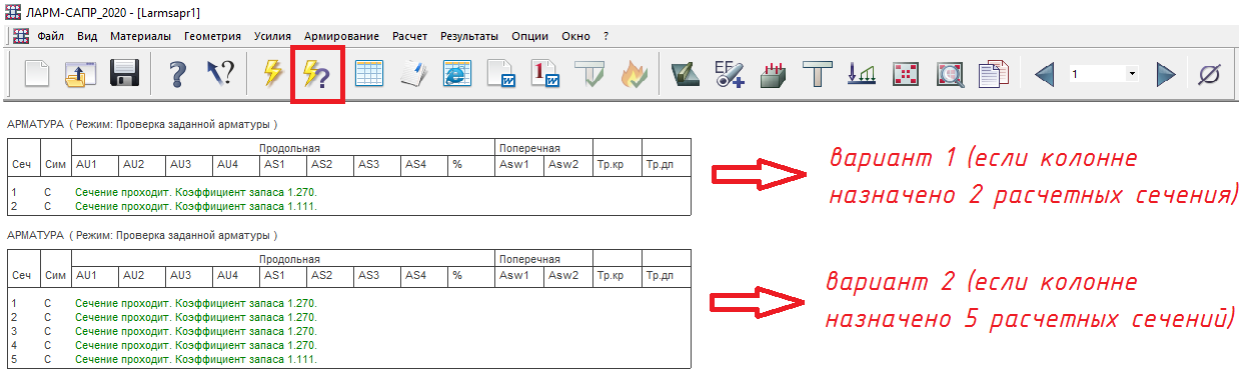


Рисунок 51

Армирование колонны показано на рисунках 52, 53 и 54. Расшифровку обозначений на данных рисунках см. в разделе 4.8 (расшифровка обозначений к рисункам 116 и 117).

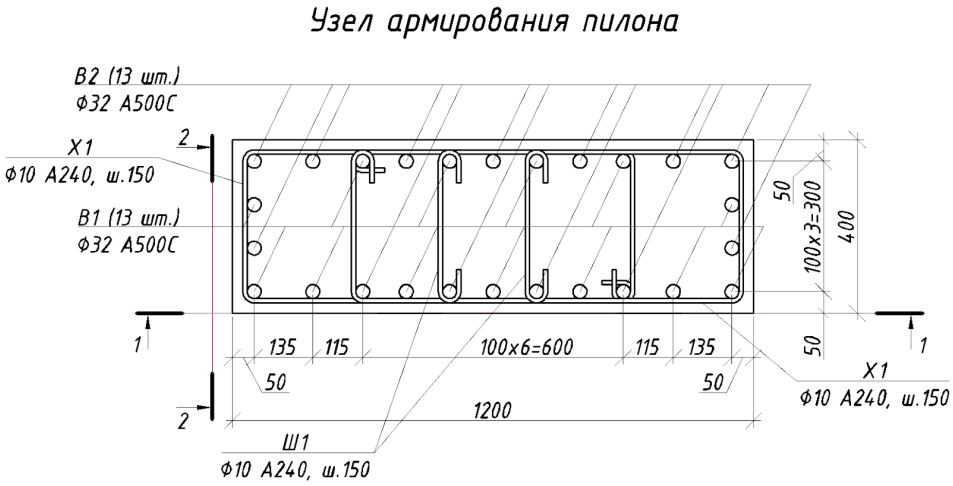


Рисунок 52

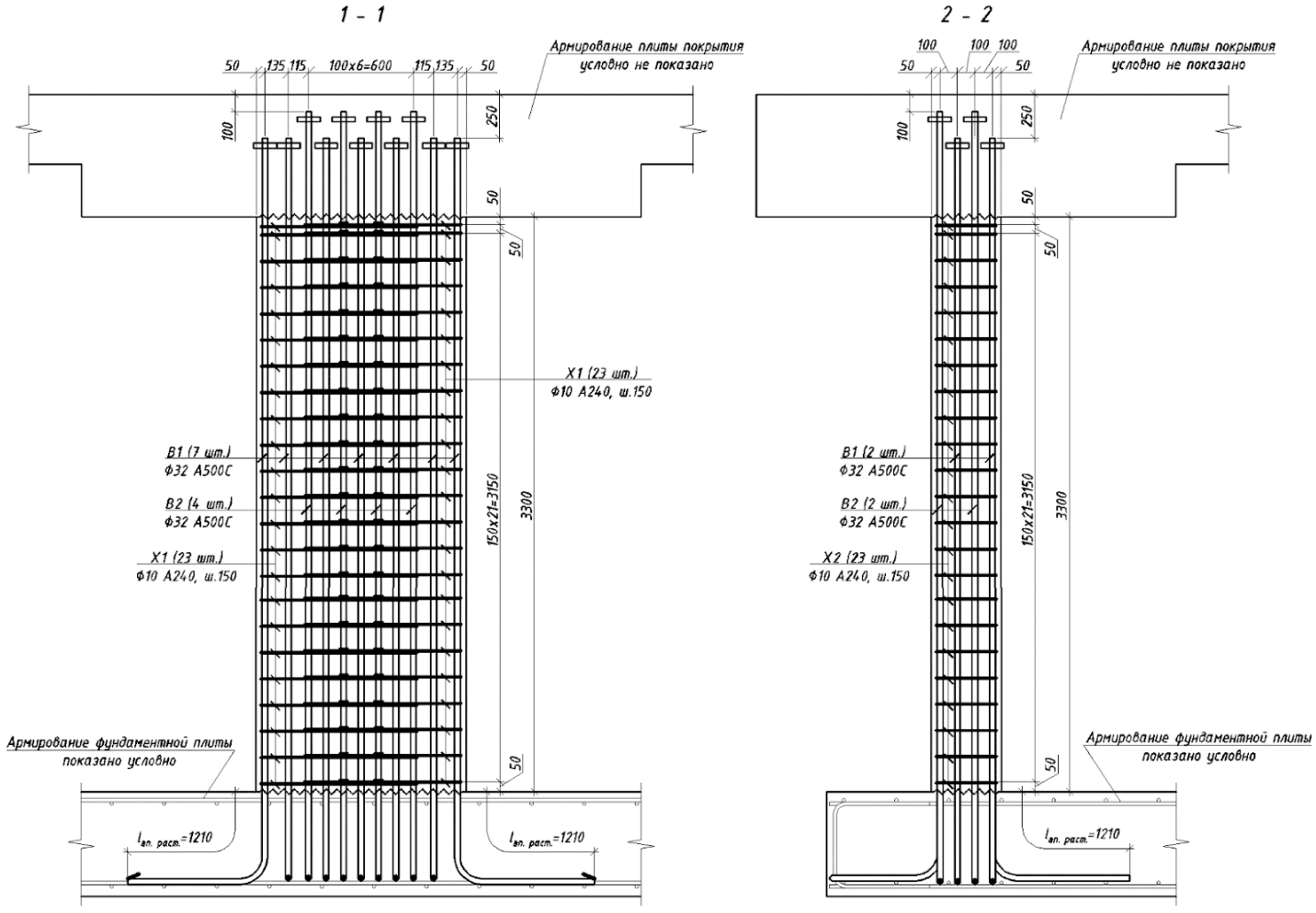


Рисунок 53

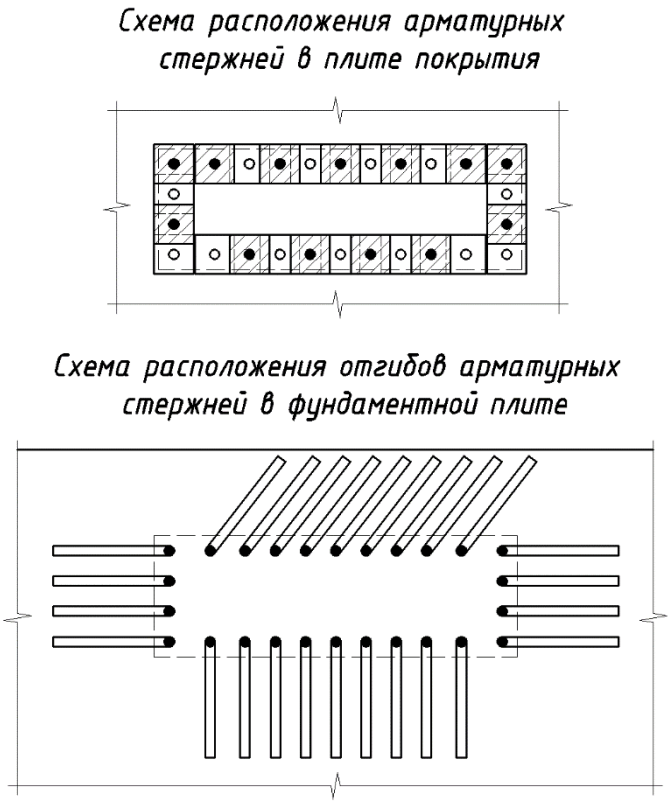


Рисунок 54

3.3.2 Экспертиза балки

Рассмотрим в качестве примера балку в составе рампы, обозначенную на фрагменте расчетной схемы (см. рисунок 42 раздела 3.3.1). Усилия в стержнях по результатам расчета см. на рисунке 55, подобранное армирование см. на рисунке 56.

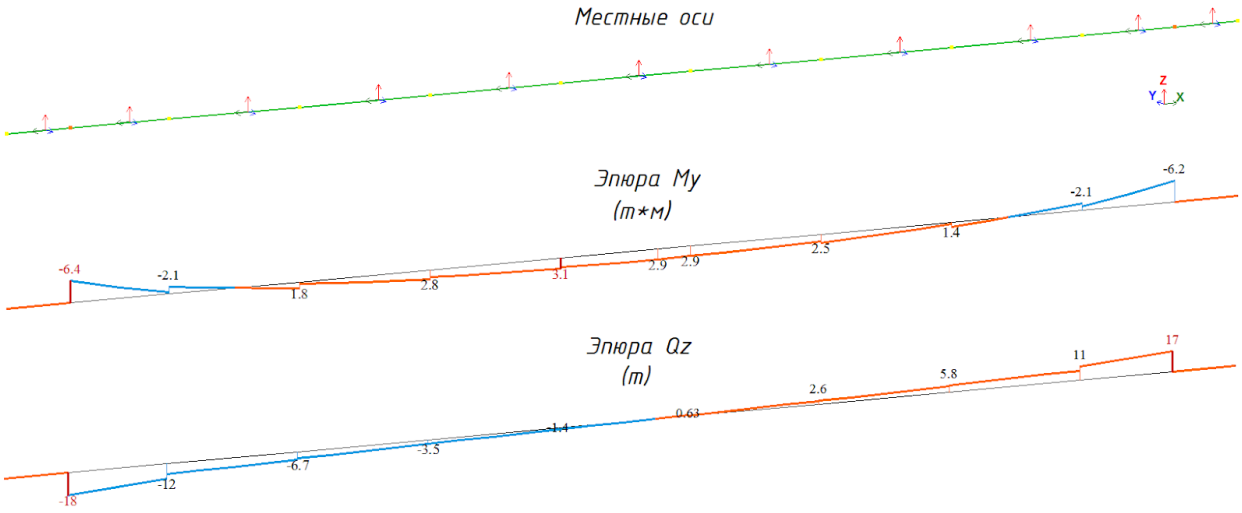


Рисунок 55

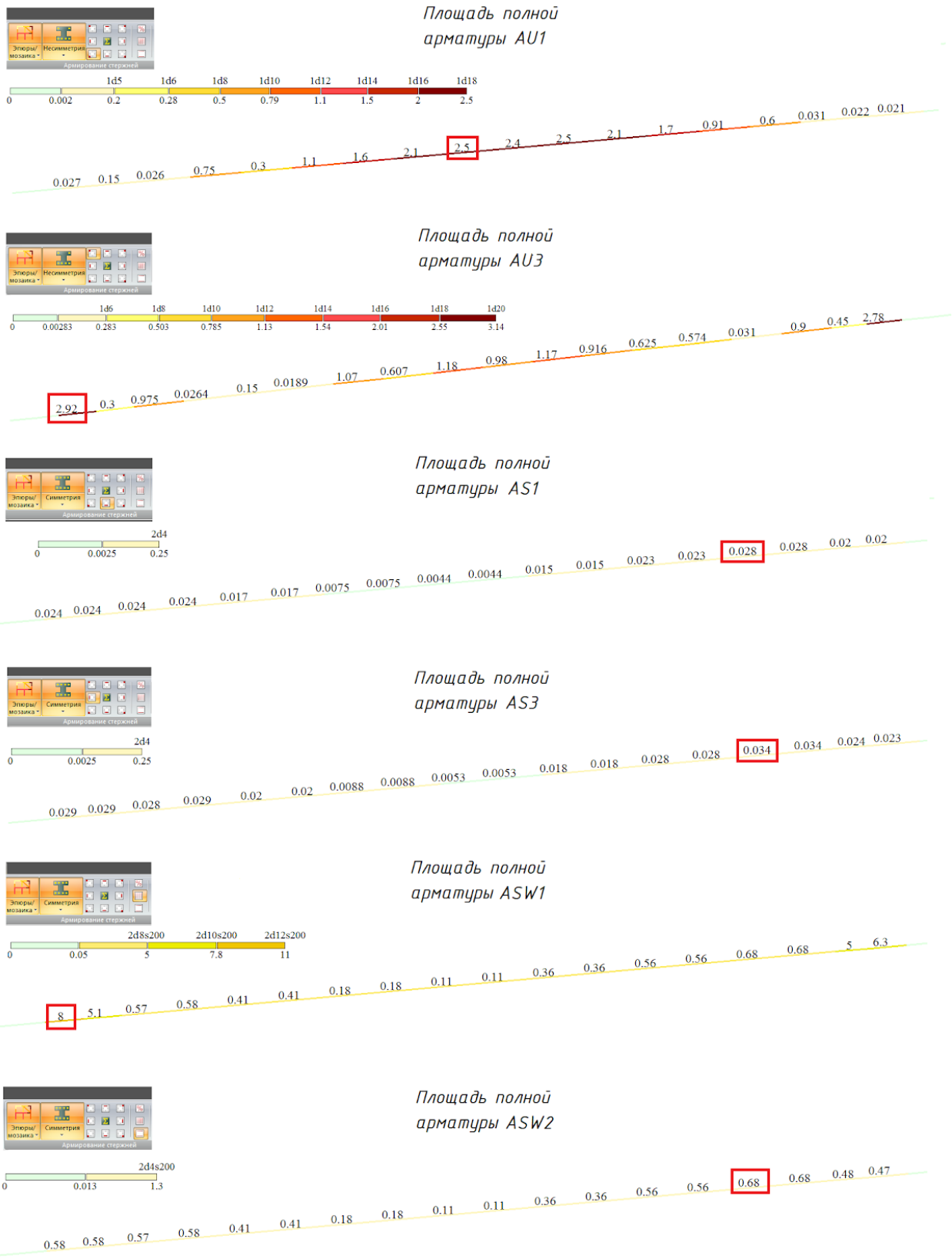


Рисунок 56

Предварительно принимаем следующее армирование балки: продольное верхнее - 2Ø20 А500С (по одному стержню в каждом углу балки); продольное нижнее - 2Ø20 А500С (по одному стержню в каждом углу балки); поперечное в приопорной зоне – Ø10 А240 шаг

150 мм вдоль балки, в пролетной зоне – Ø10 A240 шаг 300 мм вдоль балки (в нормальном сечении балки два среза стержней поперечного армирования).

Задание ТЗА для угловых верхних стержней показано на рисунке 57.

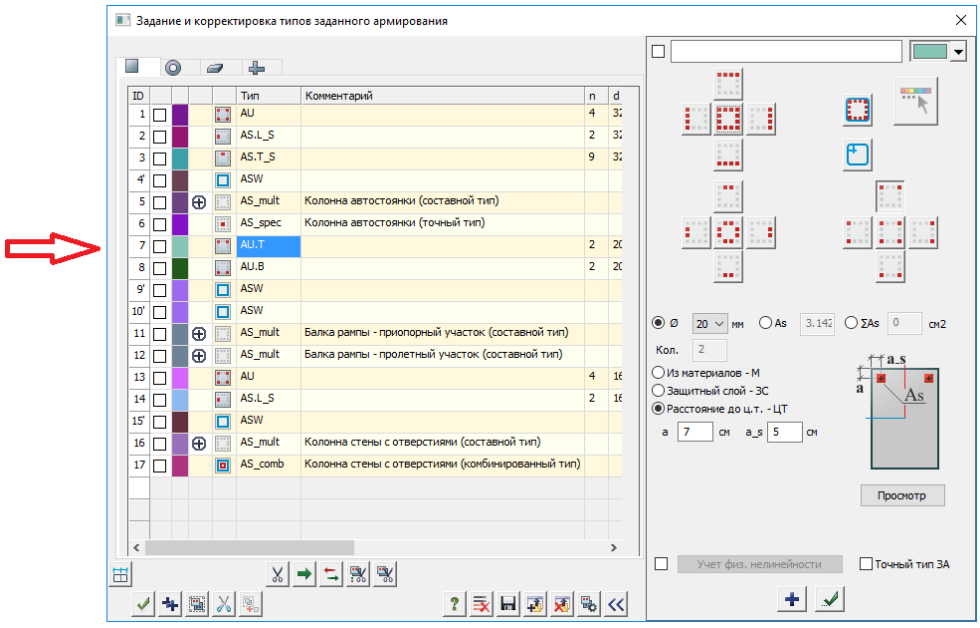


Рисунок 57

Задание ТЗА для угловых нижних стержней показано на рисунке 58.

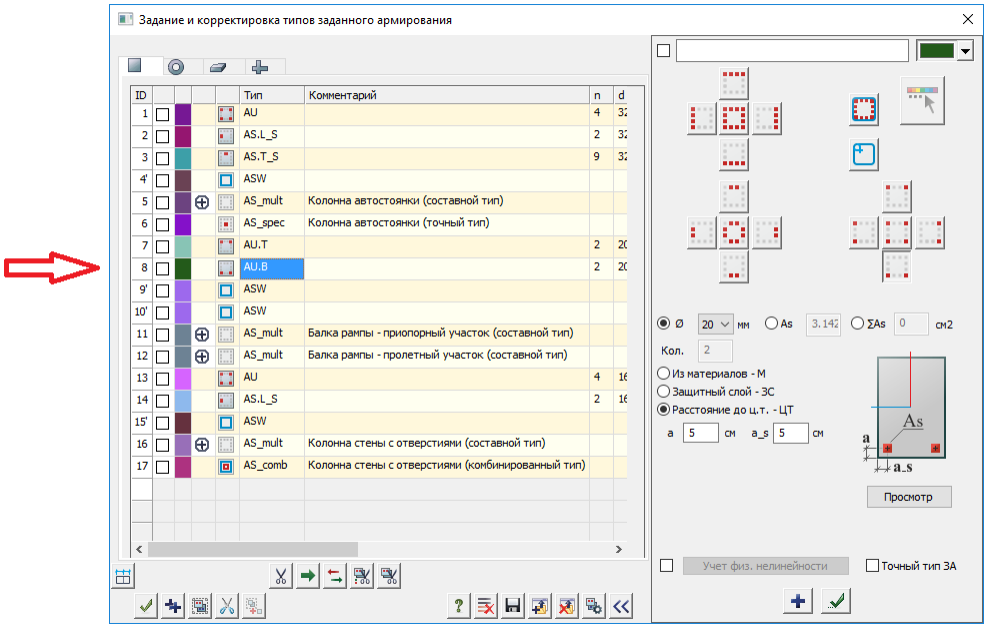


Рисунок 58

Задание ТЗА для поперечного армирования в приопорном участке балки показано на рисунке 59, в пролетном участке балки – на рисунке 60.

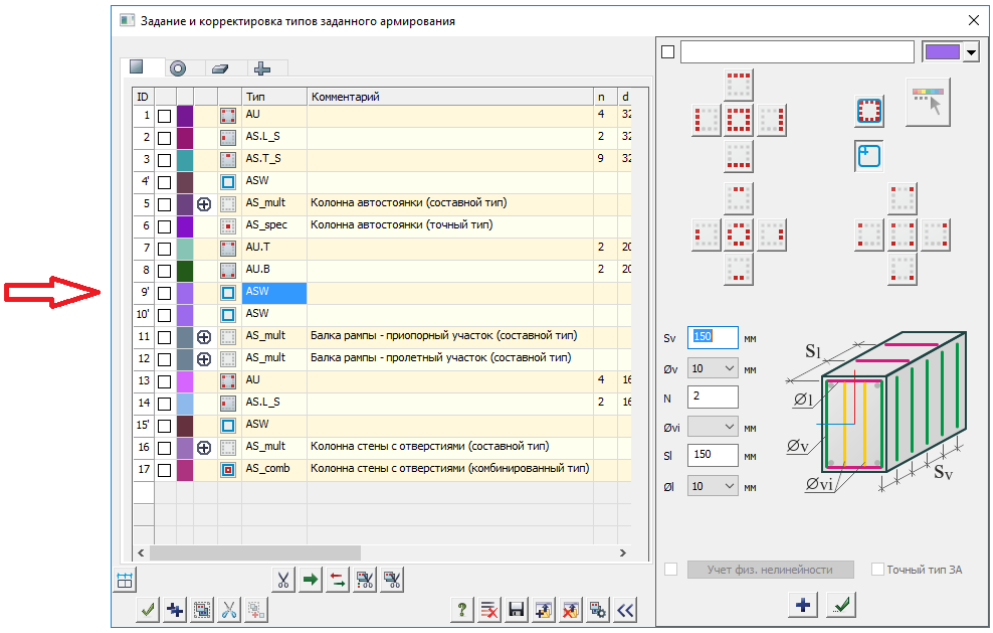


Рисунок 59

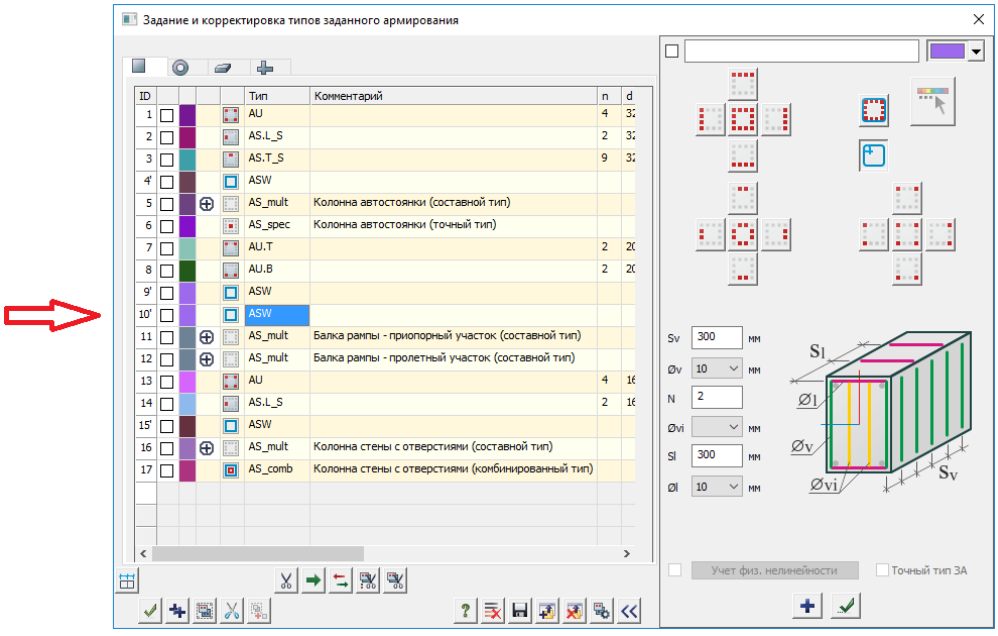


Рисунок 60

На рисунках 61 и 62 показано задание составных ТЗА для приопорного и пролетного участков балки соответственно.

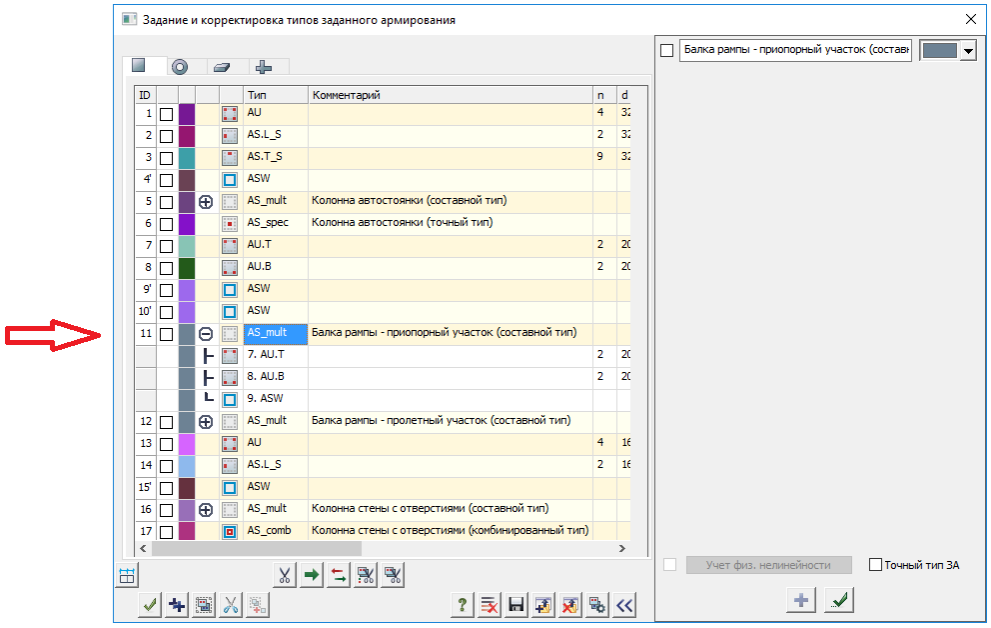


Рисунок 61

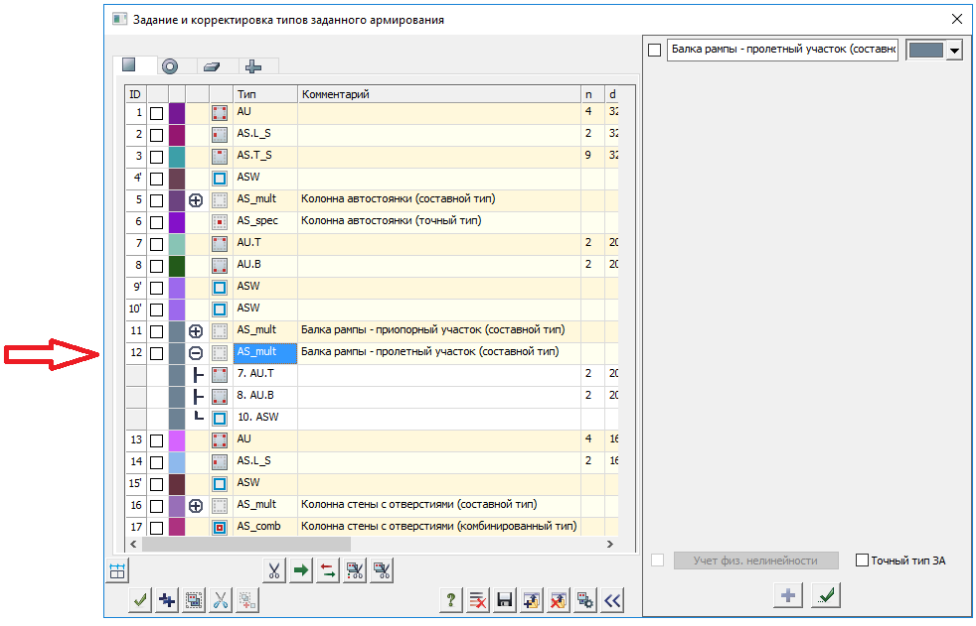


Рисунок 62

После формирования ТЗА и назначения их элементам схемы выполняем проверку заданного армирования (см. рисунок 63) – сечения проходят.

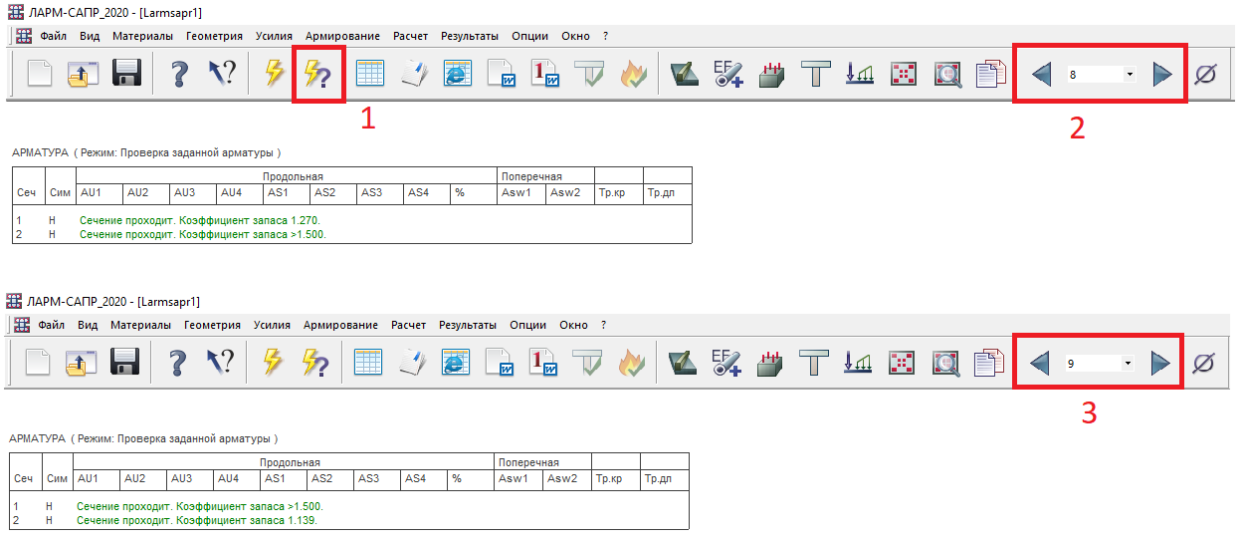


Рисунок 63

Армирование балки показано на рисунках 64 и 65. Расшифровку обозначений на данных рисунках см. в разделе 4.8 (расшифровка обозначений к рисункам 116 и 117).

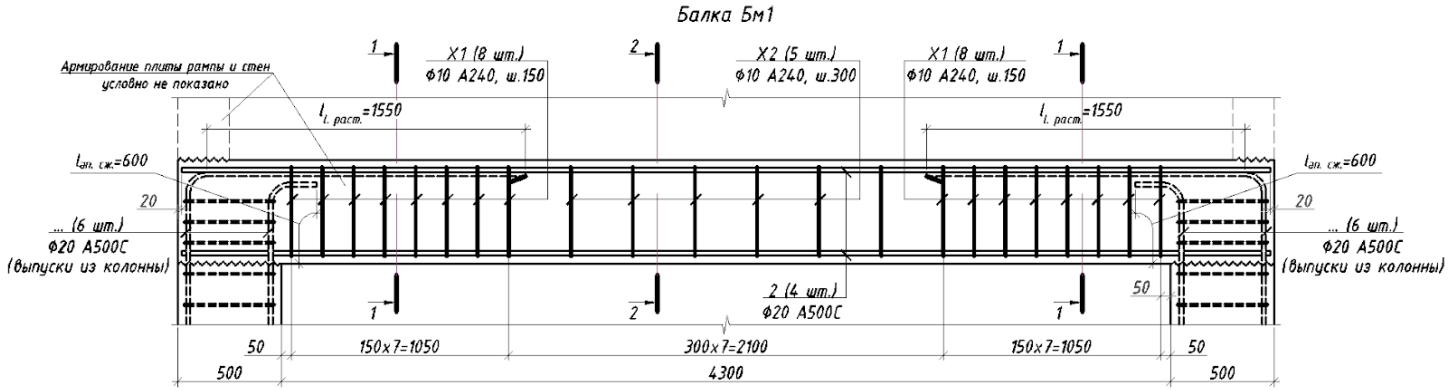


Рисунок 64

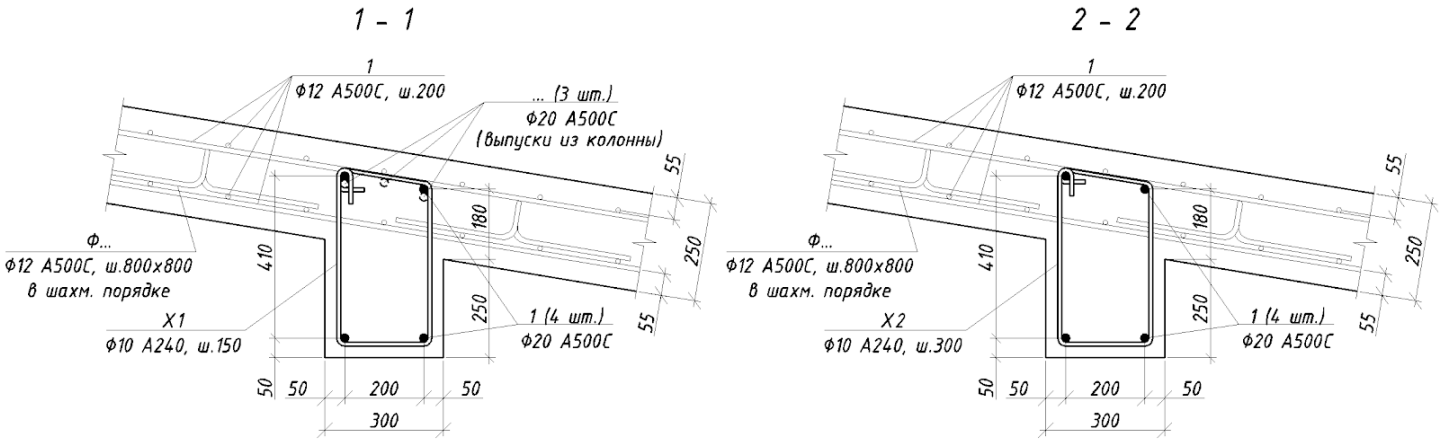


Рисунок 65

3.3.3 Экспертиза стены с монтажными отверстиями для крепления наружных сборных стеновых панелей

Рассмотрим в качестве примера стену с монтажными отверстиями, обозначенную на фрагменте расчетной схемы (см. рисунок 42 раздела 3.3.1). Усилия в стержнях по результатам расчета см. на рисунке 66, подобранное армирование см. на рисунке 67.

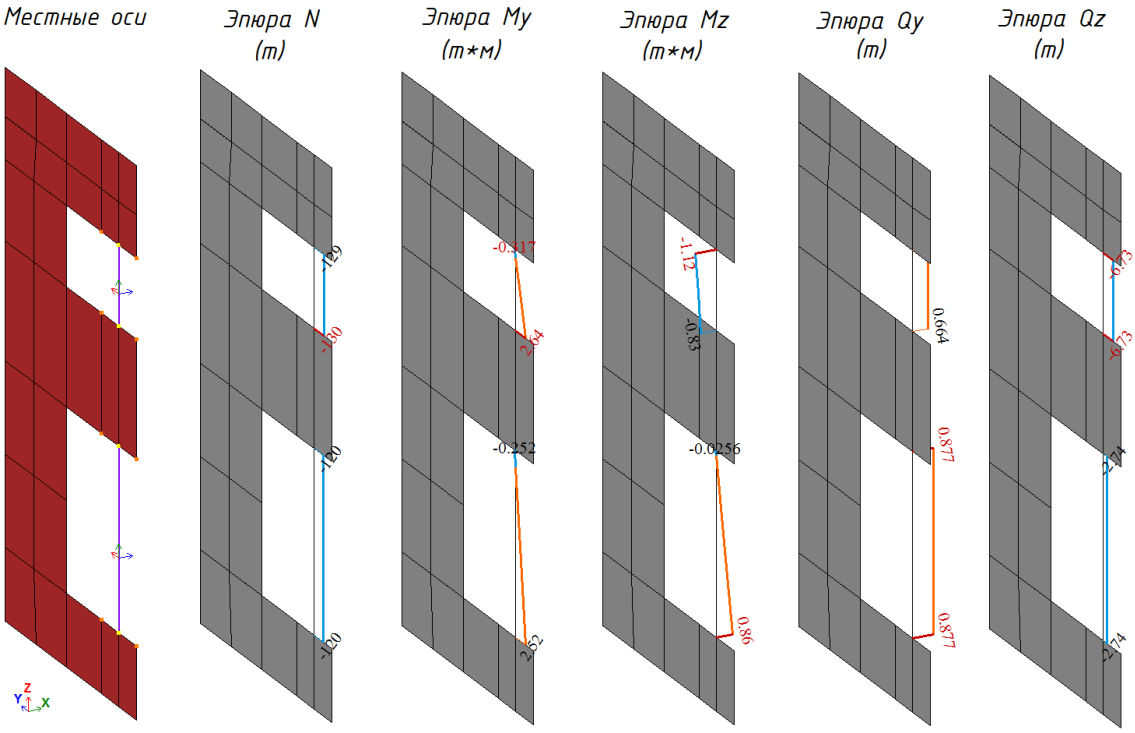
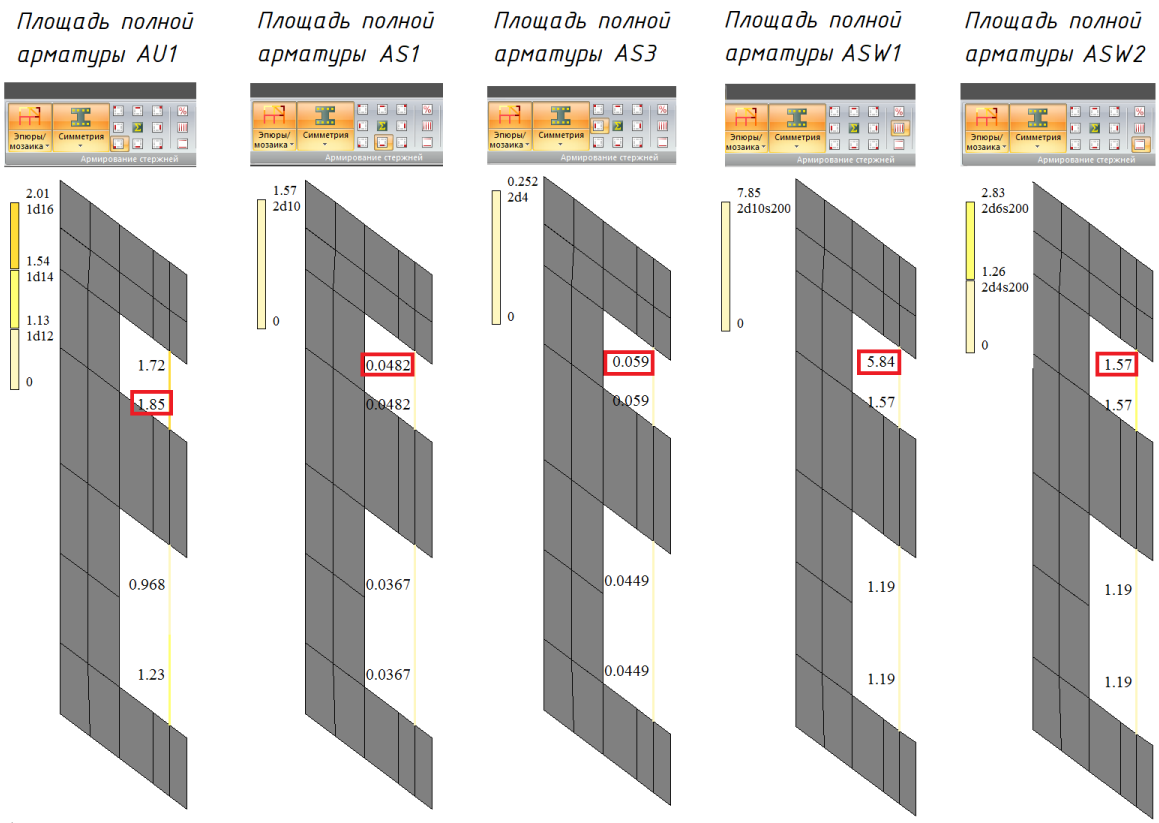


Рисунок 66



Сечение	Симметрия	Продольная арматура, см2									Поперечная, см2	
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	ASW1	ASW2
Колонна												
Колонна 16860; Прямоугольник; B=22.00; H=40.00 см; L=1.01 м												
Бетон B30; Арматура: продольная A500; поперечная A240												
1	C	1.23	1.23	1.23	1.23	0.04	0.04	0.04	0.04	0.58	1.19	1.19
		1.23	1.23	1.23	1.23	0.04	0.04	0.04	0.04	0.58		
	*	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04		1.19	1.19
2	C	0.97	0.97	0.97	0.97	0.04	0.04	0.04	0.04	0.46	1.19	1.19
		0.97	0.97	0.97	0.97	0.04	0.04	0.04	0.04	0.46		
	*	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04		1.19	1.19
Колонна												
Колонна 16861; Прямоугольник; B=22.00; H=40.00 см; L=0.44 м												
Бетон B30; Арматура: продольная A500; поперечная A240												
1	C	1.85	1.85	1.85	1.85	0.05	0.05	0.06	0.06	0.86	1.57	1.57
		1.85	1.85	1.85	1.85	0.05	0.05	0.06	0.06	0.86		
	*	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06		1.57	1.57
2	C	1.72	1.72	1.72	1.72	0.05	0.05	0.06	0.06	0.8	5.84	1.57
		1.72	1.72	1.72	1.72	0.05	0.05	0.06	0.06	0.8		
	*	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06		1.57	1.57

Рисунок 67

Предварительно принимаем следующее армирование стержневых элементов стены: продольное угловое - 4Ø16 A500C (по одному стержню в каждом углу колонны); продольное промежуточное - 4Ø16 A500C (по два стержня у каждой грани вдоль длинной стороны); поперечное – Ø10 A240 шаг 80 мм вдоль колонны (в нормальном сечении колонны два среза стержней поперечного армирования).

Задание ТЗА для угловых стержней показано на рисунке 68.

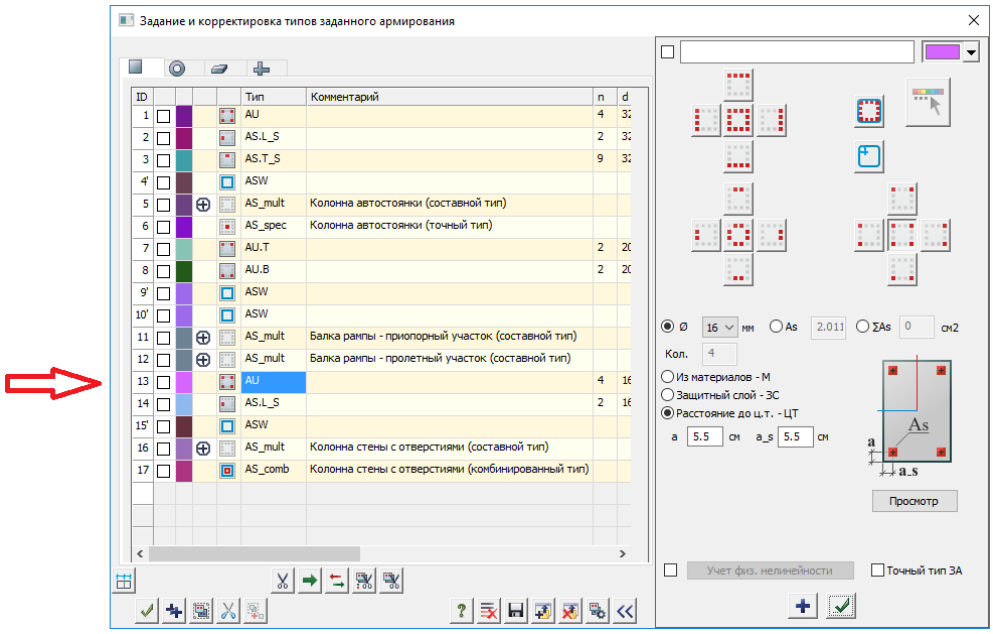


Рисунок 68

Задание ТЗА для промежуточных стержней у грани колонны вдоль длинной стороны показано на рисунке 69.

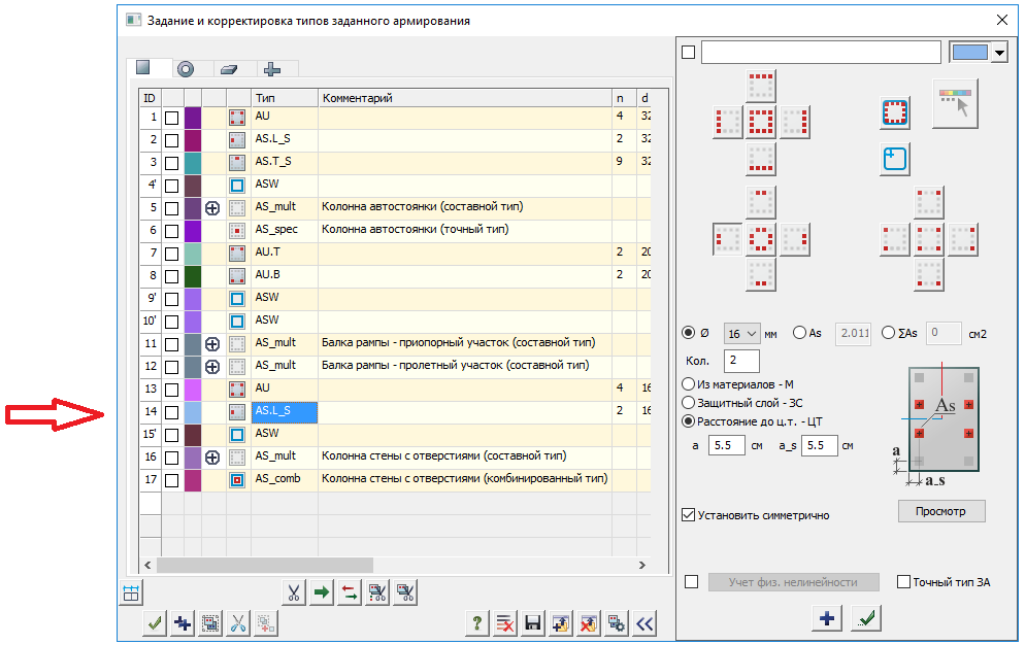


Рисунок 69

Задание ТЗА для поперечного армирования показано на рисунке 70.

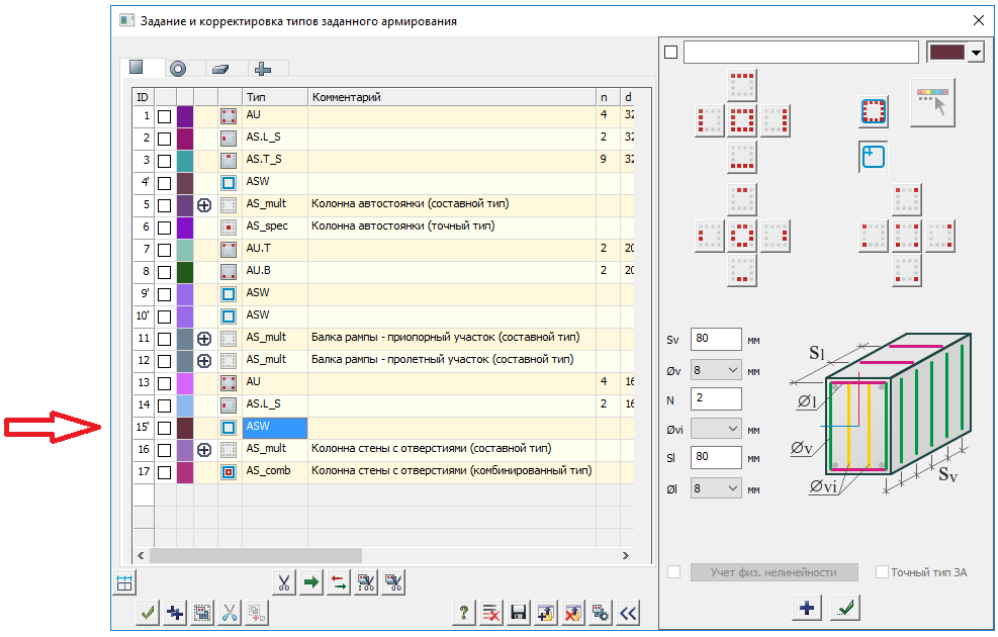


Рисунок 70

На рисунке 71 показано задание составного ТЗА (как вариант, для удобства задания элементам схемы, также можно элементу назначить и несколько простых ТЗА).

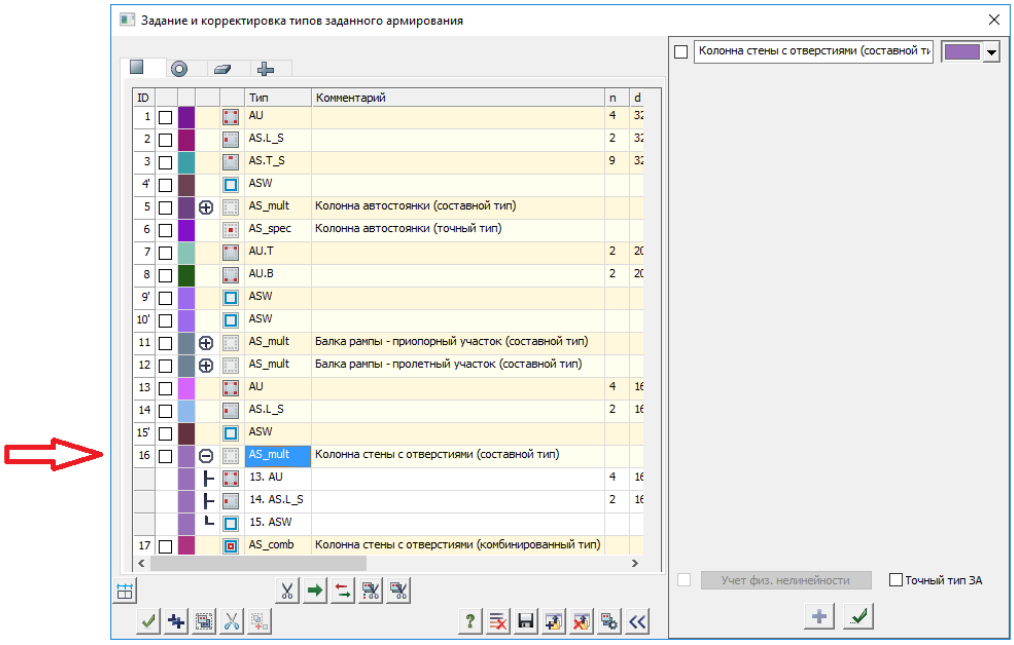


Рисунок 71

На рисунке 72 показано задание комбинированного ТЗА (как вариант)

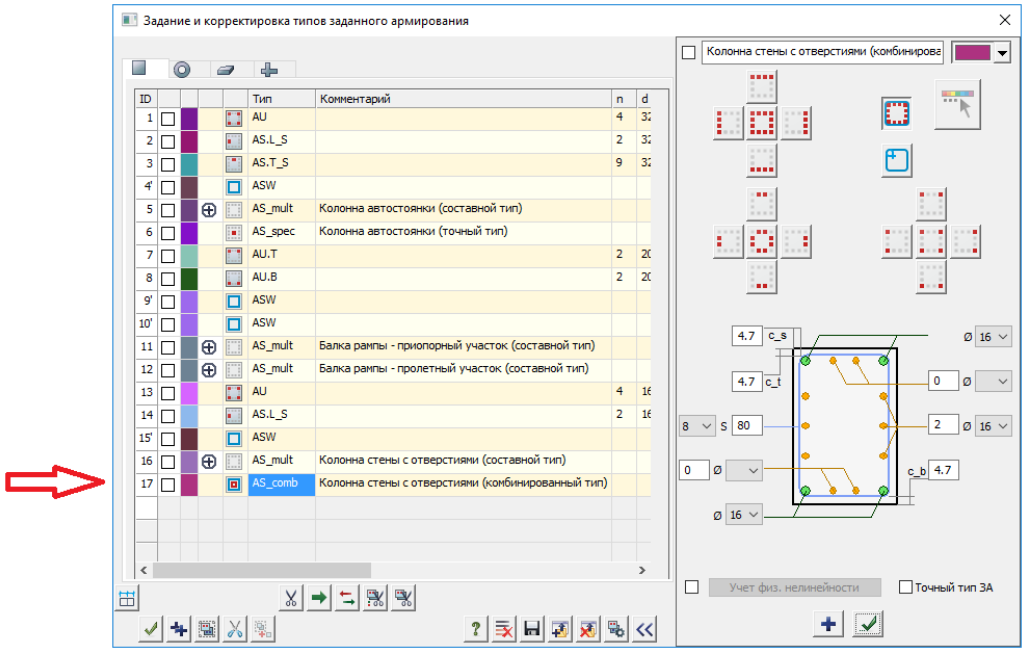


Рисунок 72

После формирования ТЗА и назначения их элементам схемы выполняем проверку заданного армирования (см. рисунок 73) – сечения проходят (результат одинаков как при назначении составного ТЗА, так и при назначении комбинированного ТЗА).

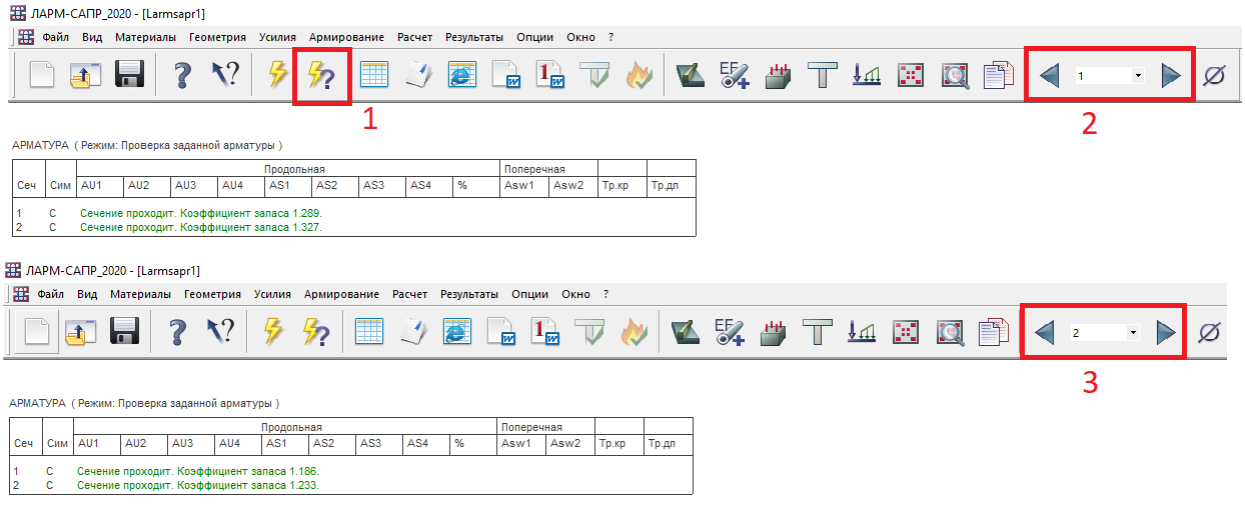


Рисунок 73

Армирование участка стены (стержневых элементов) показано на рисунках 74 и 75. Расшифровку обозначений на данных рисунках см. в разделе 4.8 (расшифровка обозначений к рисункам 116 и 117).

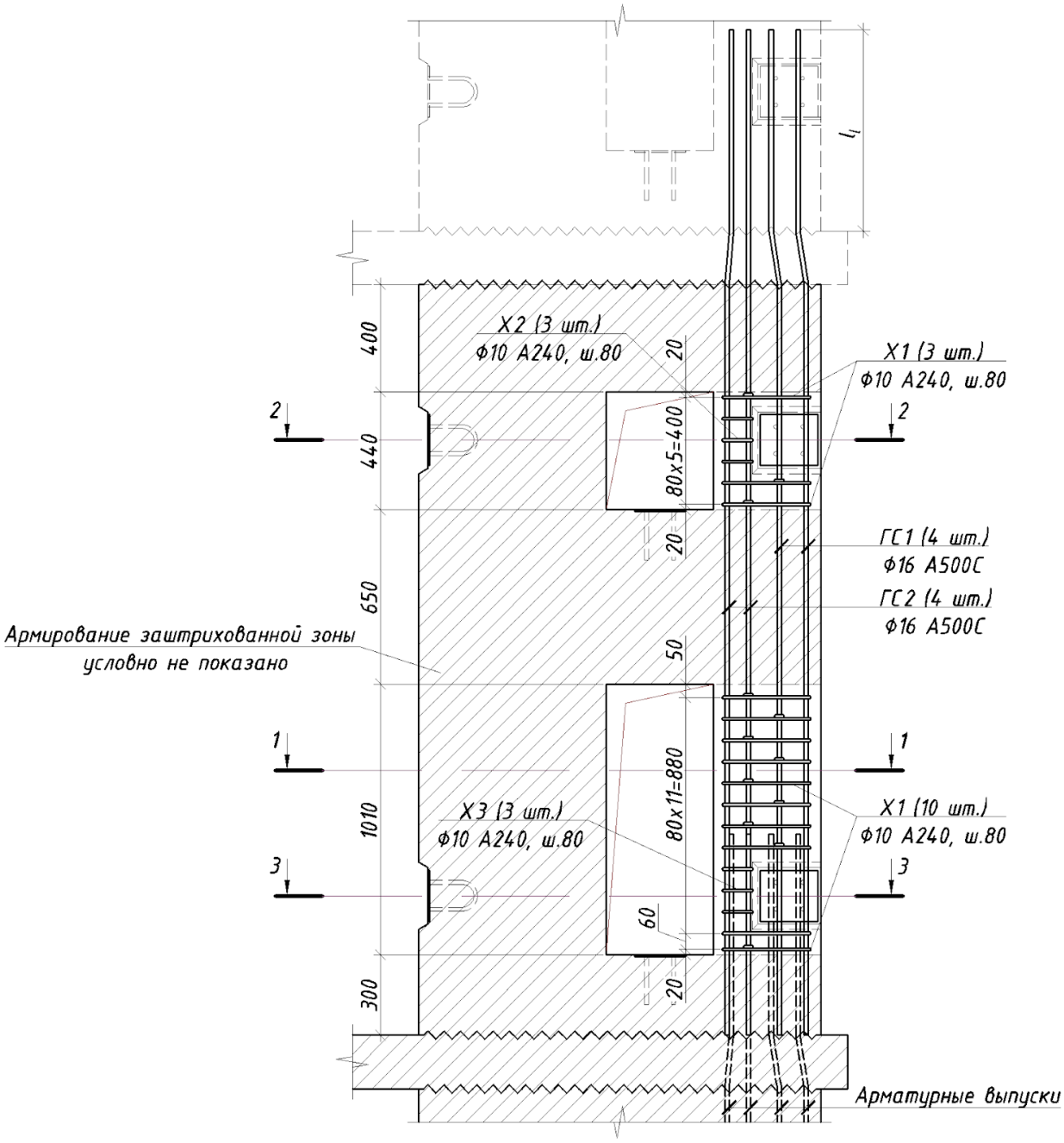


Рисунок 74

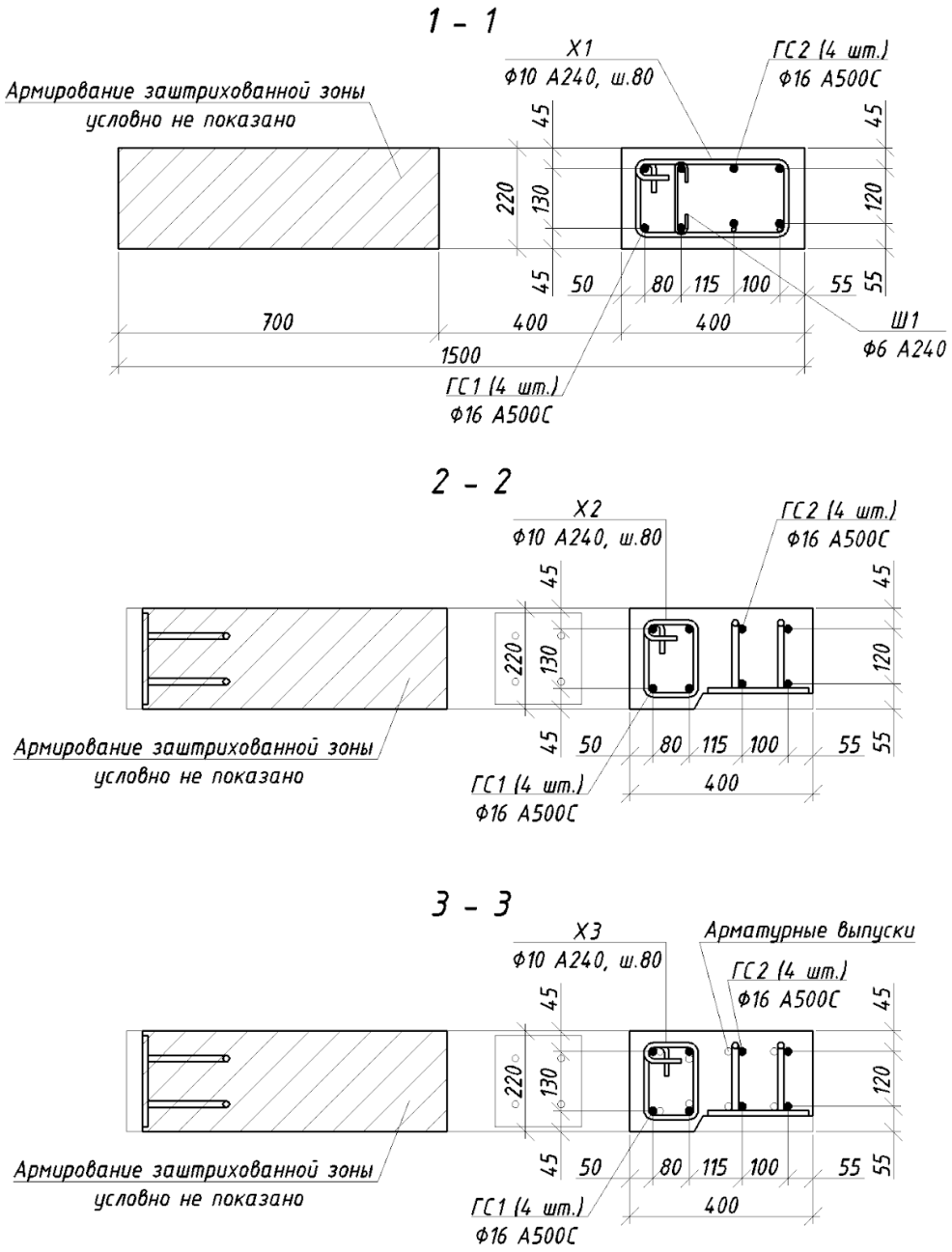


Рисунок 75

3.4 Расстановка хомутов в стержневых элементах (колоннах, балках)

3.4.1 Особенности расстановки хомутов и шпилек в теле монолитных ж.б. конструкций

Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также для ограничения развития трещин, удержания продольных стержней в проектном положении и закрепления их от бокового выпучивания в любом направлении.

Поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых устанавливается продольная арматура.

Диаметр поперечной арматуры

Диаметр поперечной арматуры (хомутов) в вязаных каркасах внецентренно сжатых элементов принимают не менее 0,25 наибольшего диаметра продольной арматуры и не менее 6 мм.

Диаметр поперечной арматуры в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимают не менее 6 мм.

Шаг поперечной арматуры

В железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0{,}5h_0$ (h_0 – рабочая высота сечения) и не более 300 мм (подробнее см. п.п. 10.3.13 СП 63.13330.2018).

Во внецентренно сжатых линейных элементах, а также в изгибаемых элементах при наличии необходимой по расчету сжатой продольной арматуры в целях предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более 15d и не более 500 мм (d - диаметр сжатой продольной арматуры). Если содержание сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5%, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более 10d и не более 300 мм.

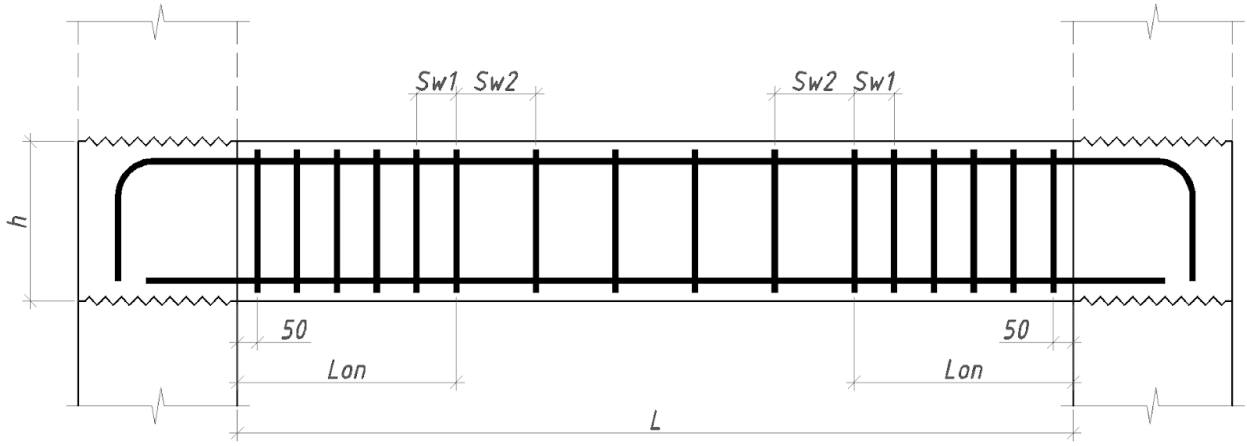
Усилие, воспринимаемое всей поперечной арматурой, поставленной в пределах стыка рабочей арматуры внахлестку без сварки, должно быть не менее половины усилия, воспринимаемого стыкуемой в одном расчетном сечении элемента растянутой рабочей арматурой.

Конструктивные требования по расположению поперечной арматуры в балках

Конструктивные требования к поперечному армированию балок см. на рисунке 76 (также необходимо выполнять требования к шагу поперечной арматуры, указанные выше).

В вязаных каркасах хомуты следует конструировать таким образом, чтобы в местах их перегиба, а также загиба концевых крюков (при отсутствии перепуска концов) обязательно располагались продольные стержни. Каждый хомут должен охватывать в одном ряду не более пяти растянутых стержней и не более трех сжатых. При большем числе стержней в одном ряду, а также при ширине балки 350 мм и более рекомендуется переходить на четырех- или много-срезные хомуты.

В монолитных конструкциях в местах пересечения балки с вертикальными опорными конструкциями первый хомут или поперечный стержень располагают в пролете на расстоянии 50 мм от грани опоры. Длину приопорного участка $L_{оп}$ при равномерной нагрузке принимают равной 1/4 пролета (окончательно уточнить при адресном проектировании)



при h≤450 мм 150≥Sw1≤h/2 и 500≥Sw2≤3h/4;
при h>450 мм 500≥Sw1≤h/3 и 500≥Sw2≤3h/4

Рисунок 76

Конструктивные требования по расположению поперечной арматуры в колоннах

Конструкция хомутов (поперечных стержней) во внецентренно сжатых линейных элементах должна быть такой, чтобы продольные стержни (по крайней мере через один) располагались в местах перегибов, а перегибы - на расстоянии не более 400 мм по ширине грани. При ширине грани не более 400 мм и не более четырех продольных стержнях у этой грани допускается охват всех продольных стержней одним хомутом. В колоннах с высотой сечения h>450 мм, в зависимости от числа стержней боковой арматуры, ставят дополнительные хомуты (примеры армирования сечений колонн с рекомендуемым количеством стержней вязаными каркасами см. рисунок 77)

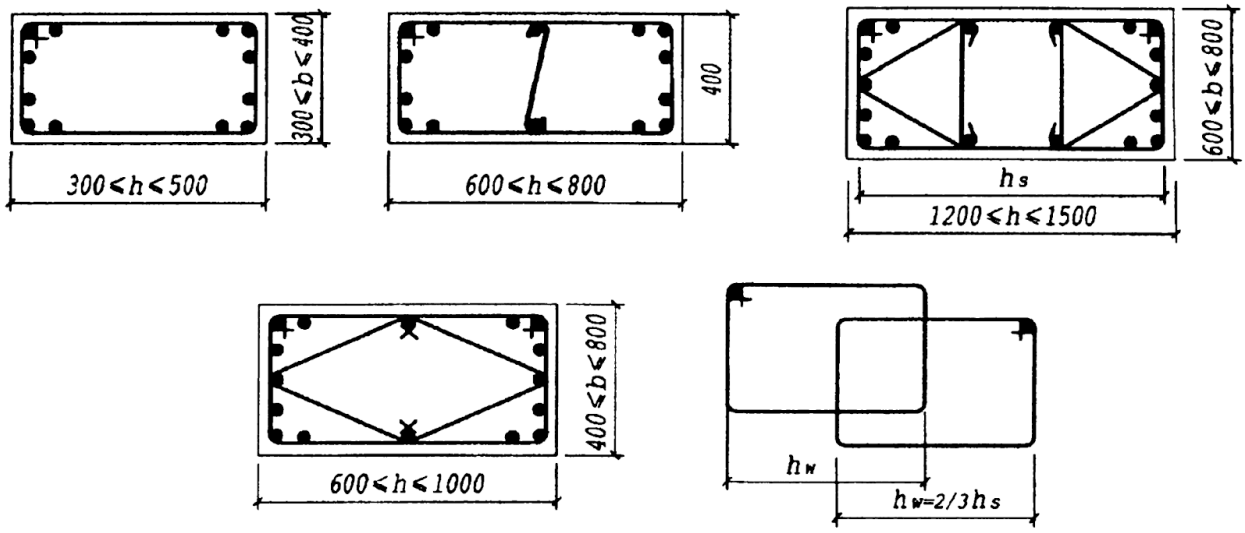


Рисунок 77

В местах стыкования продольной рабочей арматуры внахлестку без сварки обязательно должны быть установлены хомуты. Рекомендуемые расстояния между стержнями поперечной арматуры стоек приведены выше.

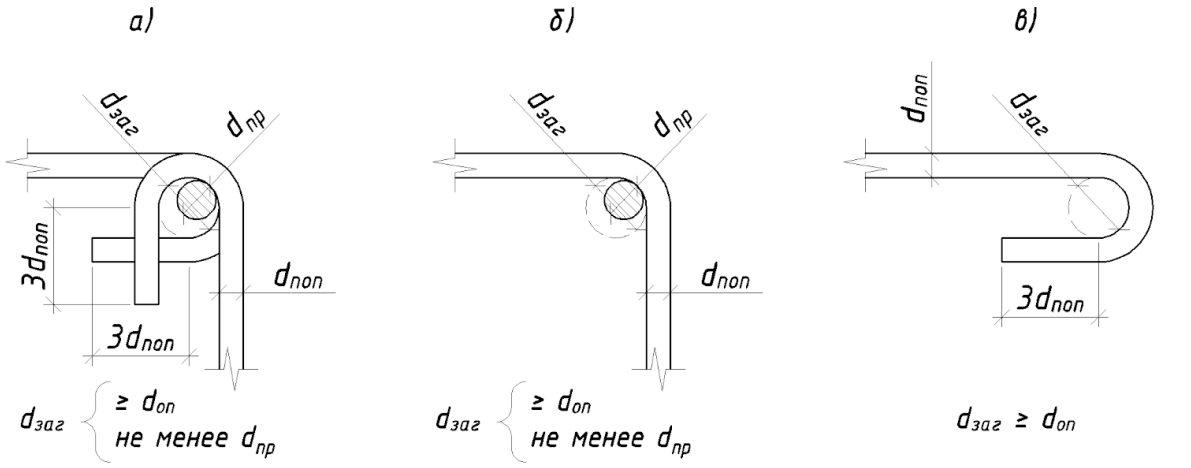
На длине соединения внахлестку продольной растянутой арматуры в колонне расстояние между хомутами не должно превышать 5-кратного наименьшего диаметра

продольной арматуры в зоне нахлестки, и быть более 100 мм, а для сжатой продольной арматуры - соответственно, 10-кратного наименьшего диаметра продольной арматуры и 200 мм.

Анкеровка поперечной арматуры

При использовании вязанной поперечной арматуры анкеровку хомутов и шпилек рекомендуется обеспечивать при помощи загибов на 180º в виде крюков. Продольный стержень должен быть внутри крюка и должен быть им плотно охвачен в месте загиба, что в большинстве практических случаев требует применение гладкой арматуры. При этом минимальный диаметр загиба отдельного стержня должен быть таким, чтобы избежать разрушения или раскалывания бетона внутри загиба арматурного стержня и его разрушения, диаметр оправки принимается в соответствии с п.п. 10.3.33 СП 63.13330.2018.

Длину крюка при анкеровке путем загиба на 180º следует принимать такой, чтобы длина прямого участка окончания крюка составляла не менее $3d_{поп}$ (см. рисунок 78).



Примечание: а) и б) – загиб вокруг продольного стержня, в) – свободный загиб; $d_{оп}$ – диаметр оправки (см. п.п. 10.3.33 СП 63.13330.2018), $d_{пр}$ – диаметр продольного стержня, $d_{поп}$ – диаметр поперечного стержня, $d_{заг}$ – диаметр загиба.

Рисунок 78

Поперечная арматура периодического профиля

Вязаная поперечная арматура может выполнятся как из гладкой арматуры, так и из арматуры периодического профиля, кроме того в соответствии с п.п. 10.3.21 СП 63.13330.2018 допускается анкеровка арматуры периодического профиля крюком с загибом на 180º.

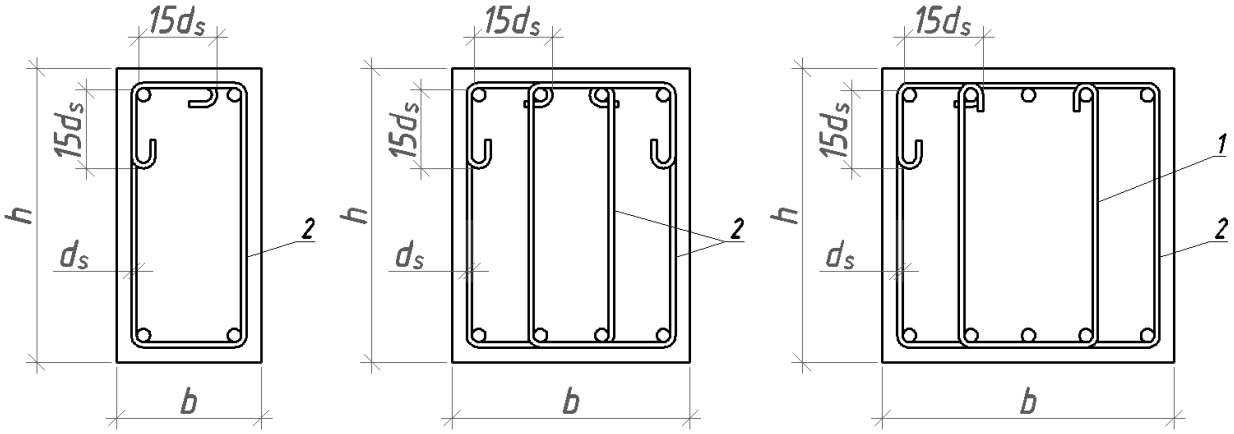
В качестве поперечной арматуры не рекомендуется использование отдельных стержней с периодическим профилем с загибом на 180º диаметром более 10 мм.

3.4.2 Особенности устройства хомутов от кручения

В элементах, работающих на изгиб с кручением, вязаные хомуты должны быть замкнутыми (см п.п. 10.3.16 СП 63.13330.2018) с надежной анкеровкой по концам, обеспечивающей равнопрочность соединений и хомутов. Анкеровка осуществляется

путем охвата продольного углового арматурного стержня балки концами хомута с перепуском на $30d_s$ (где d_s - диаметр хомута) и устройством на концах загибов в виде крюков. Рекомендации по загибу крюков см. раздел 3.4.1.

Примеры армирования балок, работающих на изгиб с кручением см. рисунок 79.



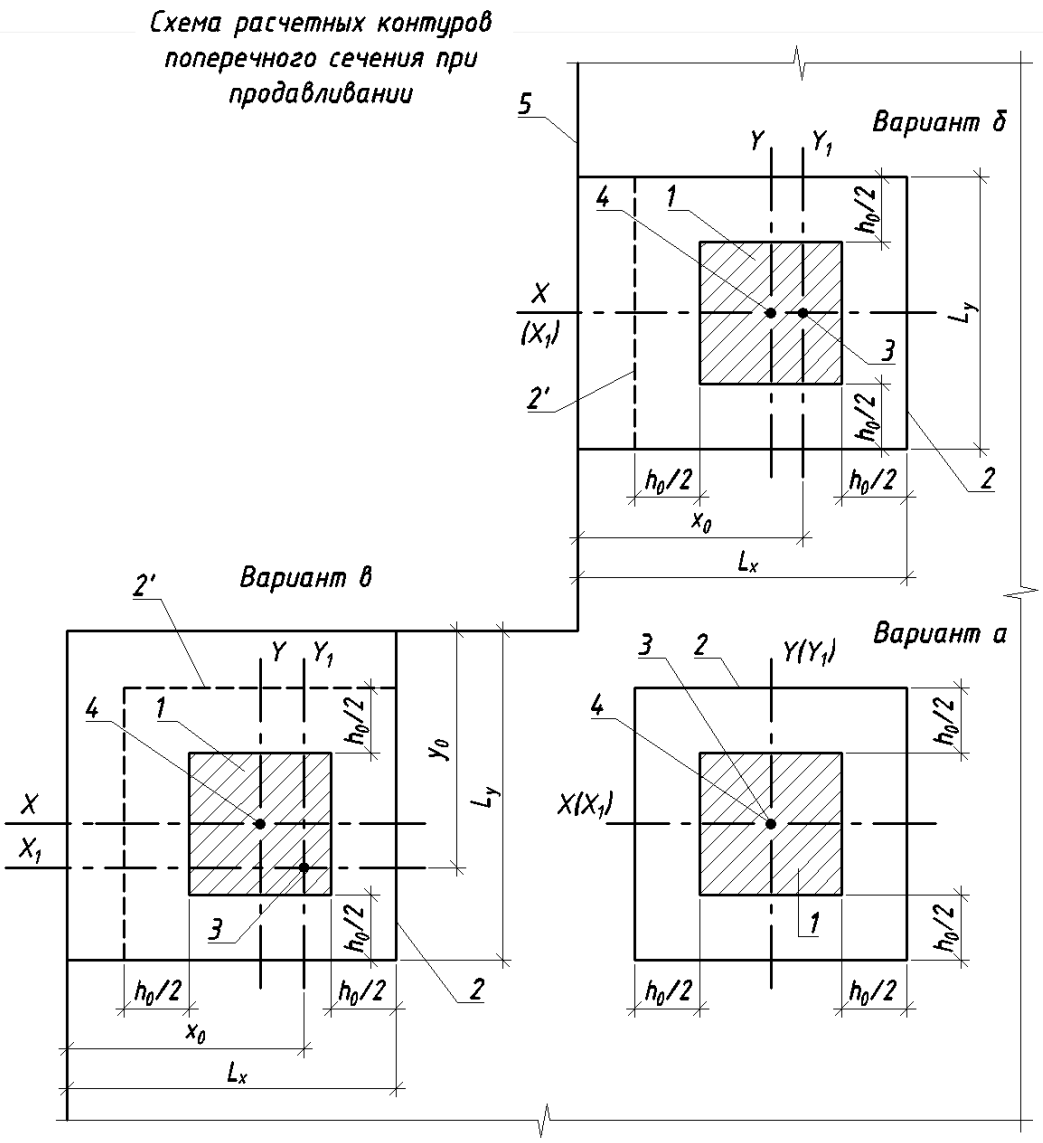
1 – открытый хомут балки, 2 – хомут балки, воспринимающей кручение

Рисунок 79

Приведенные указания относятся, в частности, к крайним балкам, к которым второстепенные балки или плиты примыкают лишь с одной стороны (обвязочные балки, балки у температурных швов и т.п.), а также к средним балкам, для которых нагрузки, передающиеся на балку от примыкающих пролетов, неодинаковы.

3.5 Подбор и конструирование поперечного армирования в зонах продавливания в плитах перекрытия (покрытия), фундаментных плитах

Расчетный контур поперечного сечения принимают: при расположении площадки передачи нагрузки внутри плоского элемента - замкнутым и расположенным вокруг площадки передачи нагрузки (см. рисунок 79.1, вариант а), при расположении площадки передачи нагрузки у края или угла плоского элемента - в виде двух вариантов: замкнутым и расположенным вокруг площадки передачи нагрузки и незамкнутым, следующим от краев плоского элемента (см. рисунок 79.1, варианты б и в), в этом случае учитывают наименьшую несущую способность при двух вариантах расположения расчетного контура поперечного сечения.

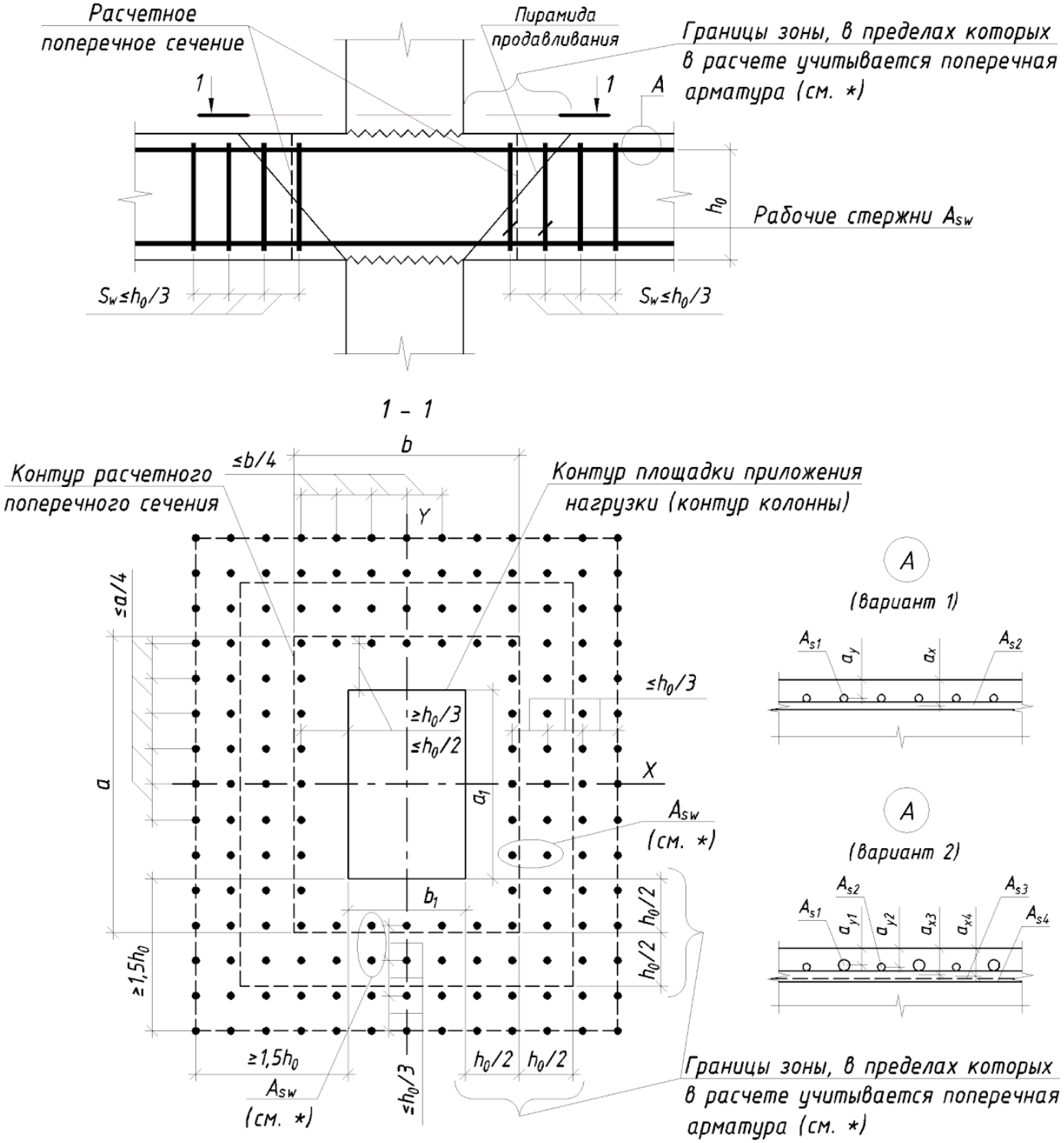


а – площадка приложения нагрузки внутри плоского элемента; б – то же у края плоского элемента; в – то же у угла плоского элемента; 1 – площадь приложения нагрузки; 2 – расчетный контур поперечного сечения; 2′ – второй вариант расположения расчетного контура; 3 – центр тяжести расчетного контура (место пересечения осей X_1 и Y_1); 4 – центр тяжести площадки приложения нагрузки (место пересечения осей X и Y); 5 – граница (край) плоского элемента

Рисунок 79.1

Проверку несущей способности плиты в зоне продавливания выполнять с помощью приложения «Расчет на продавливание по СП 63.13330.2018» (см. рисунок 84). Конструирование поперечного армирования в зоне продавливания выполнять в соответствии с требованиями, указанными на рисунке 80, а также п.п. 10.3.17 СП 63.13330.2018.

Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерно распределенной поперечной арматурой на продавливание



* – A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w, расположенная в пределах расстояния $0{,}5h_0$ по обе стороны от контура расчетного поперечного сечения по периметру контура расчетного поперечного сечения, в приложение для расчета для "n" подставляется такое количество стержней, которое попадает в границы учета поперечной арматуры, например для данного рисунка это два стержня

Рисунок 80

Для узла А при варианте 2 a_x и a_y равны:

$$a_y = \frac{(A_{s1} \cdot a_{y1} + A_{s2} \cdot a_{y2})}{(A_{s1} + A_{s2})};$$

$$a_x = \frac{(A_{s3} \cdot a_{x3} + A_{s4} \cdot a_{x4})}{(A_{s3} + A_{s4})}.$$

Особенности расчета на продавливание плит покрытия и фундаментных плит

Нагрузки у граней плиты при расчете на продавливание в приложении «Расчет на продавливание по СП 63.13330.2018» для плит перекрытия, плит покрытия и фундаментных плит задаются по-разному (см. рисунок 80.1). Необходимо учитывать распределенную нагрузку разгружающего действия q_i в пределах зоны, расположенной на расстоянии h_0 от контура поперечного сечения колонны, так, например, для фундаментных плит отпор грунта (давление под подошвой фундамента, в программном комплексе Лира-САПР 2020 это величина Rz) имеет значительное влияние при расчете на продавливание. При небольшой величине нагрузки разгружающего действия q_i ее допускается не учитывать в расчете на продавливание (например, в плитах перекрытия), в этом случае получается небольшой запас.

для плиты перекрытия ⇨

Нагрузки у граней плиты

	над плитой	под плитой
F_i, т	546	620
M_{xi}, тм	3,29	3,39
M_{yi}, тм	2,4	12,2
q_i, т/м^2	0,33	

для плиты покрытия ⇨

Нагрузки у граней плиты

	над плитой	под плитой
F_i, т		457
M_{xi}, тм		19,7
M_{yi}, тм		35,2
q_i, т/м^2	4,22	

для фундаментной плиты ⇨

Нагрузки у граней плиты

	над плитой	под плитой
F_i, т	624	
M_{xi}, тм	1,91	
M_{yi}, тм	4,32	
q_i, т/м^2		21

Рисунок 80.1

3.5.1 Продавливание плиты рядовой колонной

Рассмотрим в качестве примера расчет плиты перекрытия на продавливание рядовой колонной, обозначенной на фрагменте расчетной схемы (см. рисунок 81). Усилия в вышележащей и нижележащей колоннах по результатам расчета см. на рисунке 82.

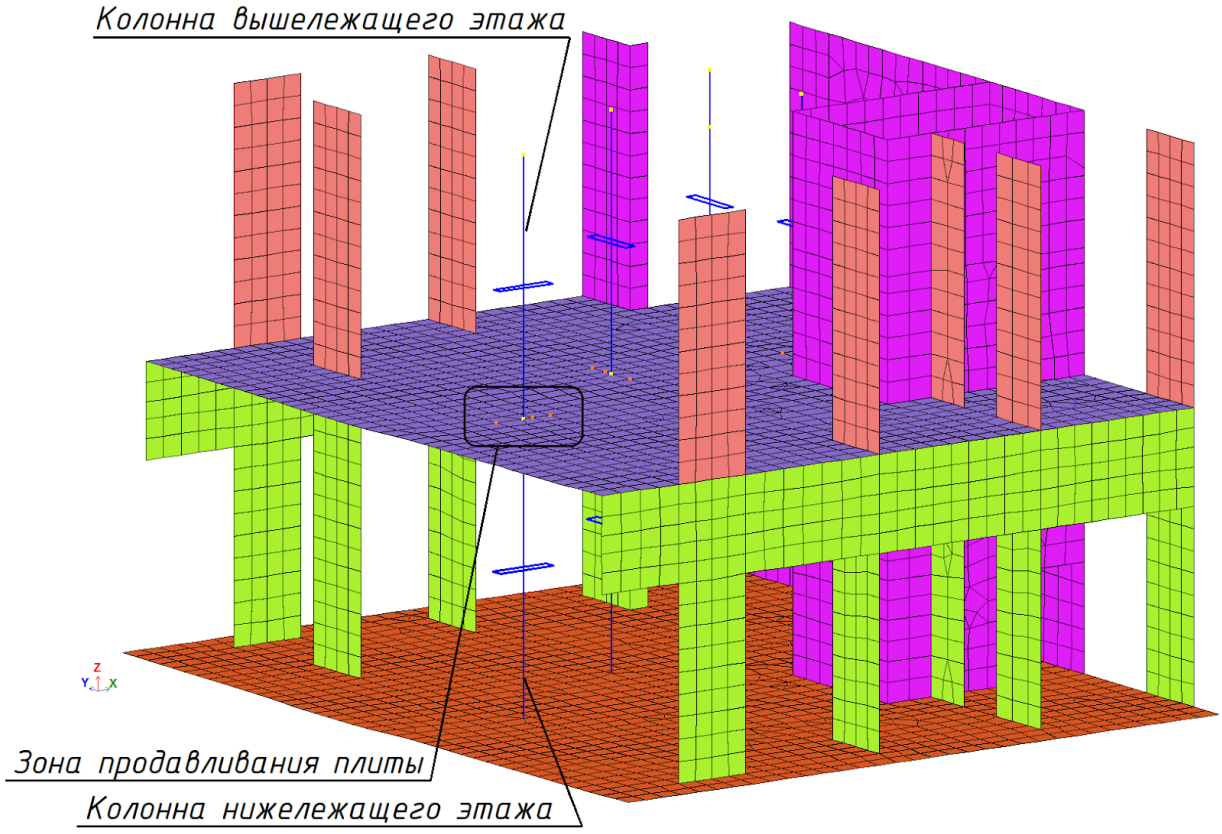


Рисунок 81

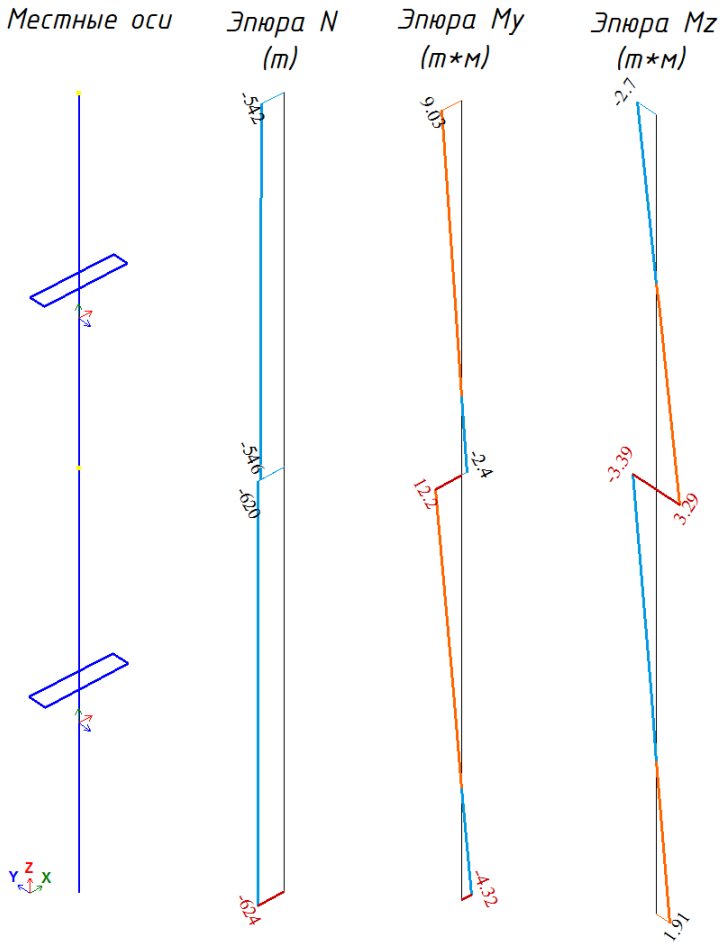


Рисунок 82

Исходные данные для расчета:

- плита плоского монолитного перекрытия имеет толщину 200 мм, класс бетона В30;

- верхнее армирование плиты представляет собой сетку из стержней Ø10 А500С, защитный слой бетона 30 мм;

- колонны, примыкающие сверху и снизу плиты, имеют сечение $b_1 \, x \, a_1 = 250 \, x \, 1200$ мм (прямоугольные колонны или же пилоны, т.к. $h_{\text{этажа}} / a_1 = 5100/1200 = 4,25 > 4$, согласно п. 5.7 СП 52-103-2007);

- усилия в поперечном сечении вышележащей колонны в зоне примыкания ее к перекрытию: $F_1 = 546$ т, $M_{x1} = 3,29$ т·м, $M_{y1} = 2,4$ т·м ;

- усилия в поперечном сечении нижележащей колонны в зоне примыкания ее к перекрытию: $F_2 = 620$ т, $M_{x2} = 3,39$ т·м, $M_{y2} = 12,2$ т·м .

Распределение и направление усилий показано на рисунке 83 (ось X на рисунке 83 соответствует местной оси стержня Y1 в расчетной схеме, ось Y на рисунке 83 соответствует местной оси стержня Z1 в расчетной схеме).

Распределенную нагрузку разгружающего действия qi (см. рисунок 84) не учитываем в расчете в силу незначительного ее влияния.

Расчет на продавливание производим в расчетном приложении «Расчет на продавливание по СП 63.13330.2018» (см. рисунок 84), выполненном в формате *.xls (программный комплекс Excel) или по ссылке:
https://docs.google.com/spreadsheets/d/1pHE0QcT-Ztcrm9aV4qMgmVW1E54Ed0GVU-BhFD405Dc/edit#gid=2046913937

Ячейки, имеющие заливку желтого цвета, должны быть заполнены, т.к. являются исходными данными для расчета.

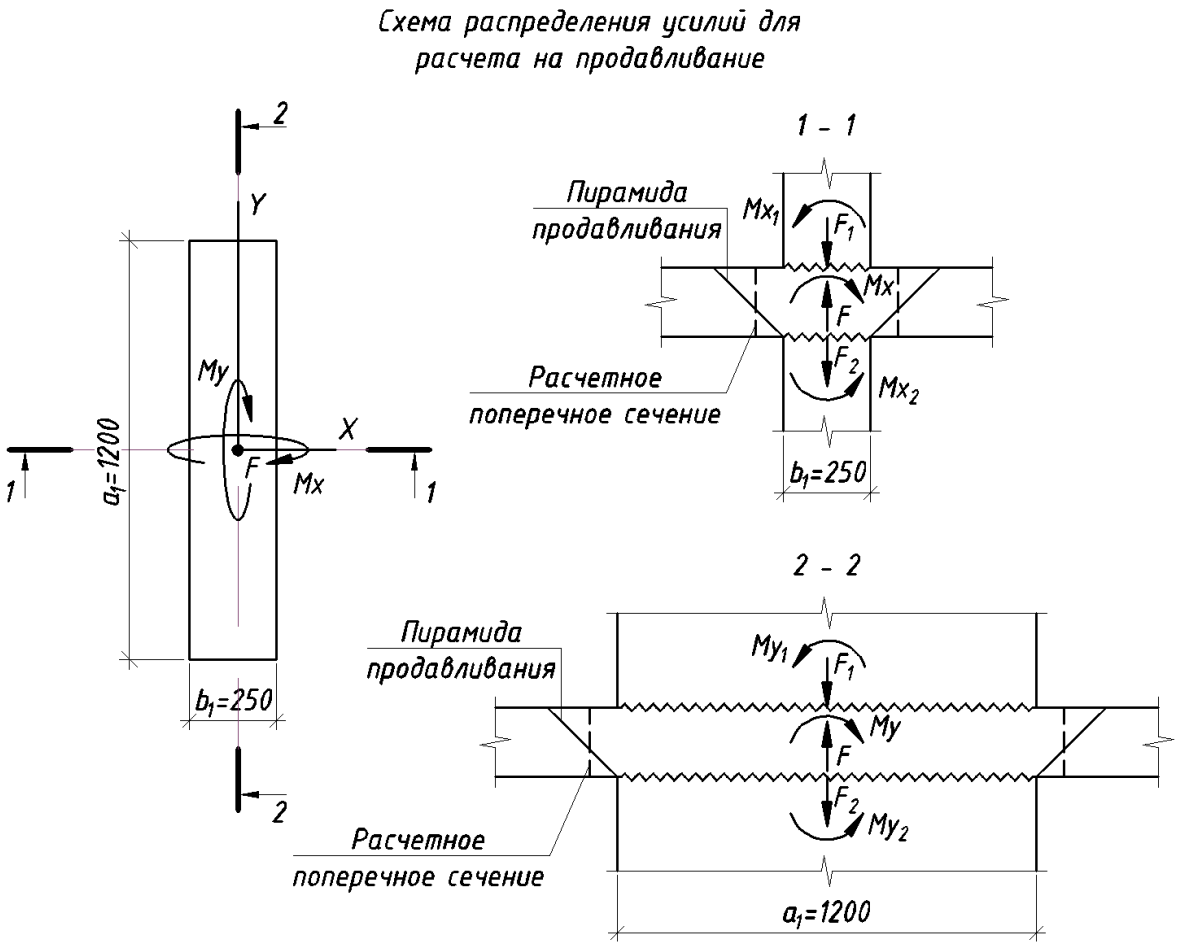


Рисунок 83

Расчет железобетонных элементов на продавливание по СП 63.13330.2018
с учетом положений научно-технического отчета ГУП НИИЖБ (договор № 709 от 01.10.2002 г.)
Плита перекрытия

Сечение колонны

b_1, мм	250
a_1, мм	1200
c_x, мм	
c_y, мм	

Сечение плиты

h, мм	200
a_x, мм	45
a_y, мм	35
h_0, мм	160

Нагрузки у граней плиты

	над плитой	под плитой
F_i, т	546	620
M_{xi}, тм	3,29	3,39
M_{yi}, тм	2,4	12,2
q_i, т/м^2		

Контур расчетного поперечного сечения внутри площади плиты

l_x, м	0,410
l_y, м	1,360
u, м	3,540
x_0, м	
y_0, м	
x, м	
y, м	
e_{0x}, м	
e_{0y}, м	
A_{q1}, м^2	0,558
A_q, м^2	0,566
e_{qx}, м	
e_{qy}, м	

Нагрузки на расчетный контур

N_{sup}, т	546,000	$M_{x,sup+int}$, тм	6,680	$M_{y,sup+int}$, тм	14,600
N_{int}, т	620,000	$M_{x,q}$, тм		$M_{y,q}$, тм	
F_{q1}, т	0,245	$M_{x,loc}$, тм	3,340	$M_{y,loc}$, тм	7,300
F_q, т		$M_{x,F}$, тм		$M_{y,F}$, тм	
F, т	73,755	M_x, тм	3,340	M_y, тм	7,300

Несущая способность бетонного сечения без поперечной арматуры

Бетон		I_{bx1}, м^3	0,0115	I_{by1}, м^3	0,4192
Класс	B30	I_{bx2}, м^3	0,1143	I_{by2}, м^3	0,3792
R_{bt}, т/м^2	117	I_{bx}, м^3	0,1258	I_{by}, м^3	0,7984
γ_{b1}	0,9	W^-_{bx}, м^2	0,6136	W^-_{by}, м^2	1,1741
$\gamma_{b2}\cdot\gamma_{b3}\cdot\gamma_{b4}$	1	W^+_{bx}, м^2	0,6136	W^+_{by}, м^2	1,1741
$F_{b,ult}$, т	59,642	$M_{bx,ult}$, тм	10,338	$M_{by,ult}$, тм	19,782
$F/F_{b,ult}$	1,237	$M_x/M_{bx,ult}$	0,323	$M_y/M_{by,ult}$	0,369

1,855 > 1 Условие прочности не выполнено.

Сечение плиты достаточно. Необходимо установить поперечную арматуру:

$q_{sw}^{тр} = 18,005$ т/м

Арматура

Класс	A500
R_{sw}, т/м^2	30600
Ø , мм	10
n, шт	2
A_{sw}, см^2	1,571
s_w, мм	150
q_{sw}, т/м	32,044

Несущая способность бетонного сечения с поперечной арматуры

$F_{sw,ult}$, т	90,749	$M_{swx,ult}$, тм	15,731	$M_{swy,ult}$, тм	30,099
F_{ult}, т	119,284	$M_{x,ult}$, тм	20,677	$M_{y,ult}$, тм	39,564
F/F_{ult}	0,618	$M_x/M_{x,ult}$	0,162	$M_y/M_{y,ult}$	0,185

0,927 < 1 Условие прочности выполнено. Прочность обеспечена.

Рисунок 84

По результатам расчета требуется установка поперечного армирования. В соответствии с требованиями, указанными на рисунке 80 в разделе 3.5, а также п.п. 10.3.17 СП 63.13330.2018, принимаем поперечное армирование из стержней Ø10 A500C со следующей расстановкой относительно колонны:

- в направлении, перпендикулярном к сторонам расчетного контура, арматурные стержни устанавливаем с шагом 50 мм (50 мм $< h_0/3 = 160/3 = 53,3$ мм и 50 мм < 300 мм);

- арматурные стержни, ближайшие к контуру грузовой площади, располагаем на расстоянии 75 мм (75 мм $> h_0/3 = 160/3 = 53,3$ мм и 75 мм $< h_0/2 = 160/2 = 80$ мм);

- принимаем пять рядов арматурных стержней, при этом ширина зоны постановки поперечной арматуры (от контура грузовой площади) равна $75 + 4\cdot50 = 275$ мм (275 мм $> 1,5h_0 = 1,5\cdot160 = 240$ мм);

- расстояние между арматурными стержнями в направлении, параллельном стороне a_1, принимаем 150 мм (150 мм < $a/4 = (a_1 + h_0)/4 = (1200 + 160)/4 = 340$ мм);

- расстояние между арматурными стержнями в направлении, параллельном стороне b_1, принимаем 50 мм (50 мм < $b/4 = (b_1 + h_0)/4 = (250 + 160)/4 = 102,5$ мм);

- поперечное армирование устраиваем в виде вертикально ориентированных сварных каркасов (схему армирования плиты перекрытия в зоне продавливания см. на рисунках 85 и 86), анкеровка поперечных арматурных стержней обеспечивается за счет приварки с продольным стержням каркасов.

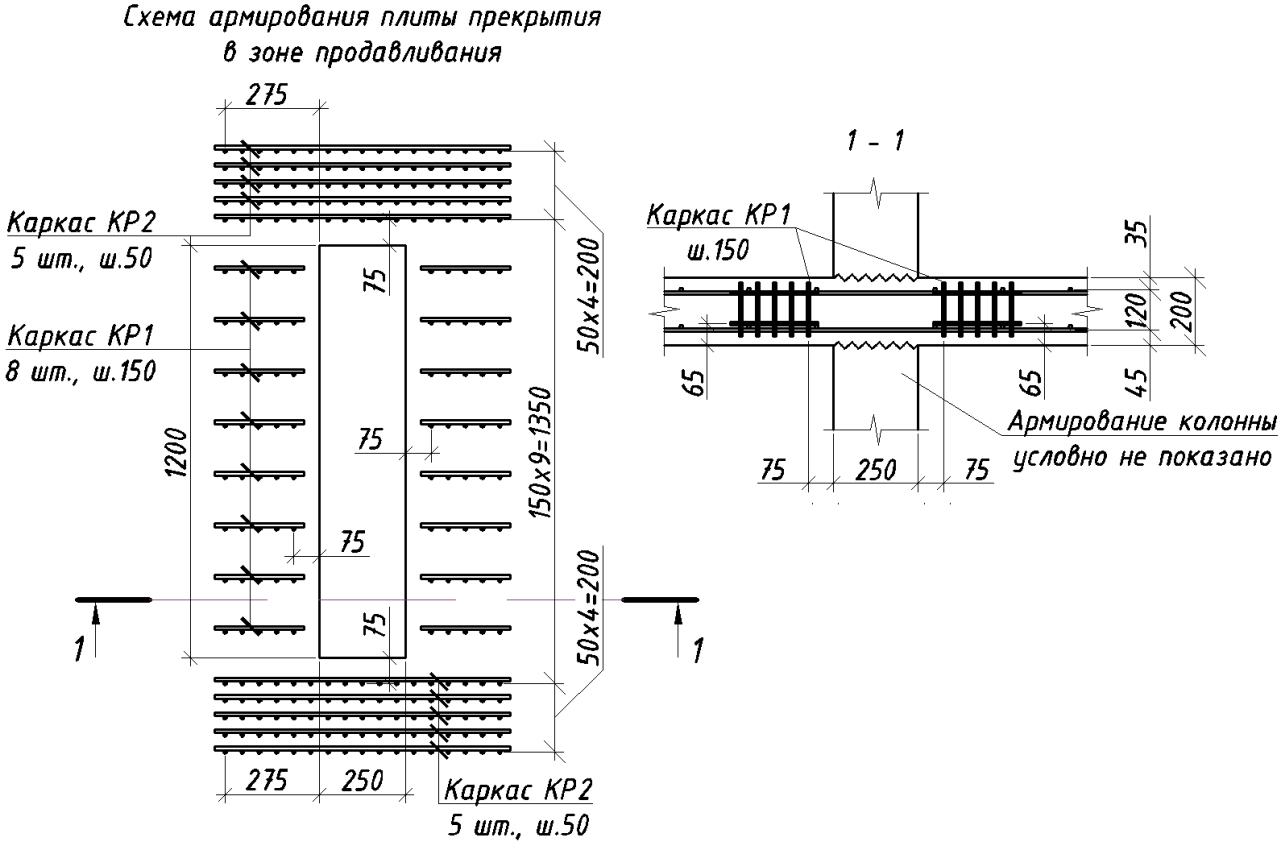


Рисунок 85

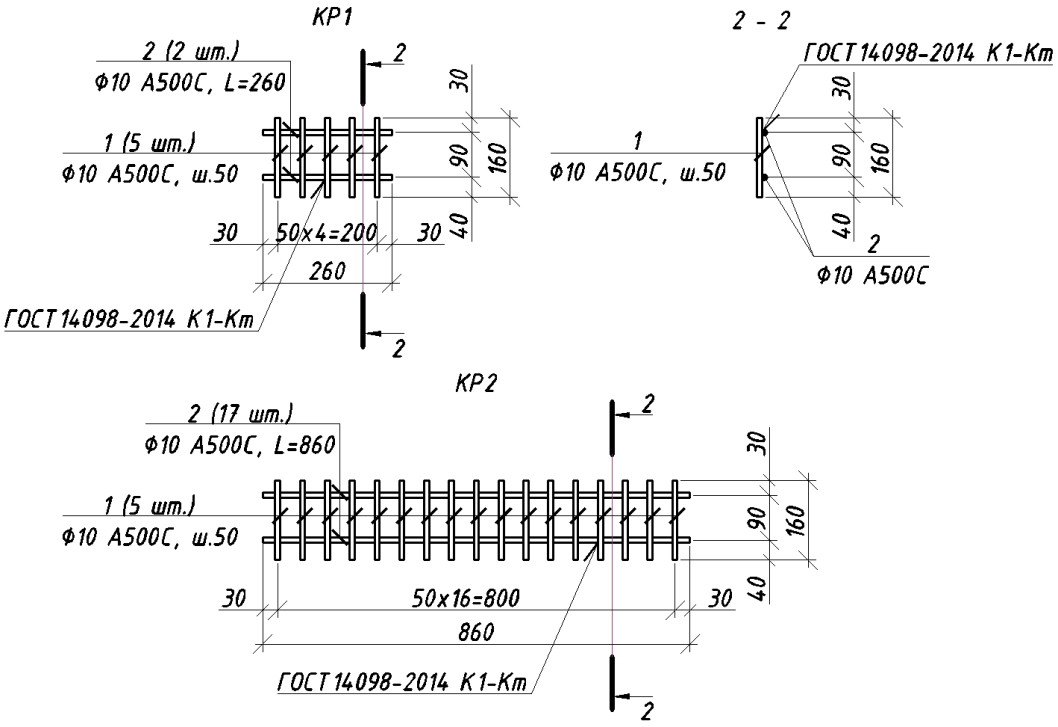


Рисунок 86

3.5.2 Продавливание рядовой колонной плиты с отверстием

В случае расположения отверстия в плите на расстоянии менее $6h_0$ от угла или края площадки передачи нагрузки до угла или края отверстия часть расчетного контура, расположенная между двумя касательными к отверстию, проведенными из центра тяжести площадки передачи нагрузки, в расчете не учитывается. Схема контуров расчетного поперечного сечения при продавливании плоских плит с отверстием приведена на рисунке 87.

Расчет производится аналогично разделу 3.5.1 с учетом сосредоточенной нормальной силы и сосредоточенных моментов, определенных относительно осей, проходящих через центр тяжести укороченного расчетного контура.

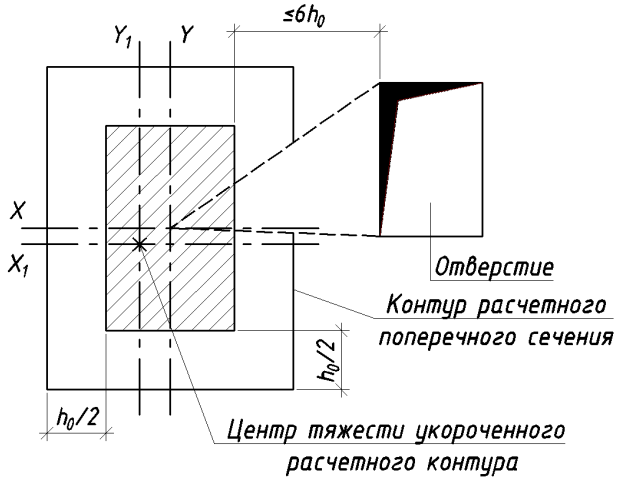


Рисунок 87

3.5.3 Продавливание плиты угловой колонной

Расчетный контур поперечного сечения принимают при расположении площадки передачи нагрузки у угла плоского элемента в виде двух вариантов: замкнутым и расположенным вокруг площадки передачи нагрузки и незамкнутым, следующим от краев плоского элемента (см. рисунок 79.1, вариант в). Расчет производится аналогично разделу 3.5.1 с учетом двух вариантов расположения расчетного контура поперечного сечения.

3.5.4 Продавливание рядовой колонной плиты с капителью

Расчет производится аналогично разделу 3.5.1. По сути, необходимо рассмотреть два варианта: продавливание капители колонной и продавливание плиты капителью.

При $l_h \leq 1,5 \cdot h_h$,

где l_h - длина капители (банкетки), измеряемая от грани колонны;

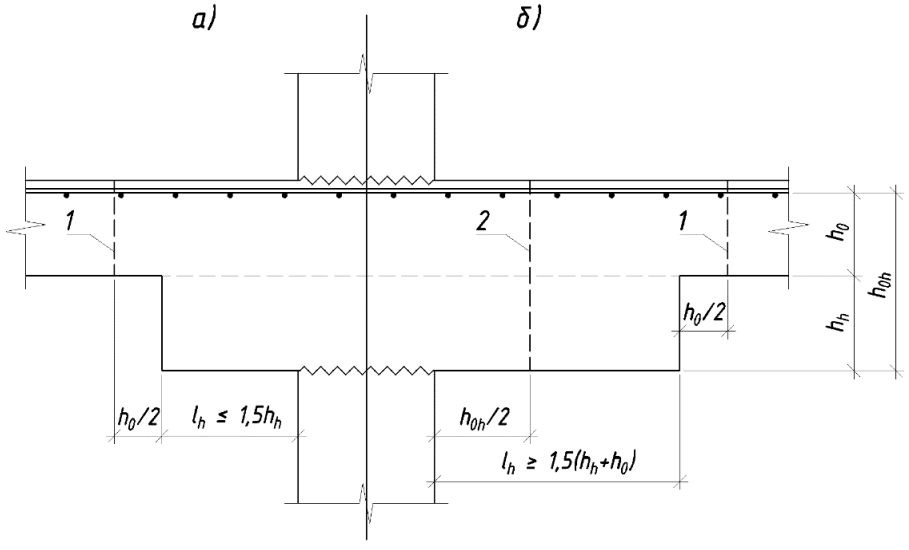
h_h - высота капители (банкетки),

расчет производится по расчетному контуру поперечного сечения плиты, расположенному на расстоянии $0,5h_0$ от края капители (банкетки), по рабочей высоте h_0 сечения плиты.

При $l_h \geq 1,5 \cdot (h_h + h_0)$ расчет производится по расчетному контуру поперечного сечения плиты, расположенному на расстоянии $0,5h_0$ от края капители (банкетки), по рабочей высоте h_0 сечения плиты, а также по расчетному контуру поперечного сечения капители (банкетки), расположенному на расстоянии $0,5h_{0h}$ от грани колонны, по рабочей высоте h_{0h} сечения капители (банкетки).

При $1,5h_h < l_h < 1,5 \cdot (h_h + h_0)$ расчет производится по расчетному контуру поперечного сечения плиты, расположенному на расстоянии $1,5h_h + 0,5h_0$ от грани колонны, по рабочей высоте h_0 сечения плиты.

Расчетная схема приведена на рисунке 87.1.



а – при $l_h \leq 1,5h_h$; б – при $l_h \geq 1,5(h_h+h_0)$
1, 2 – расчетные поперечные сечения

Рисунок 87.1

3.5.5 Продавливание плиты торцом стены

Схема контуров расчетного поперечного сечения при продавливании плоских плит около стен приведена на рисунке 88.

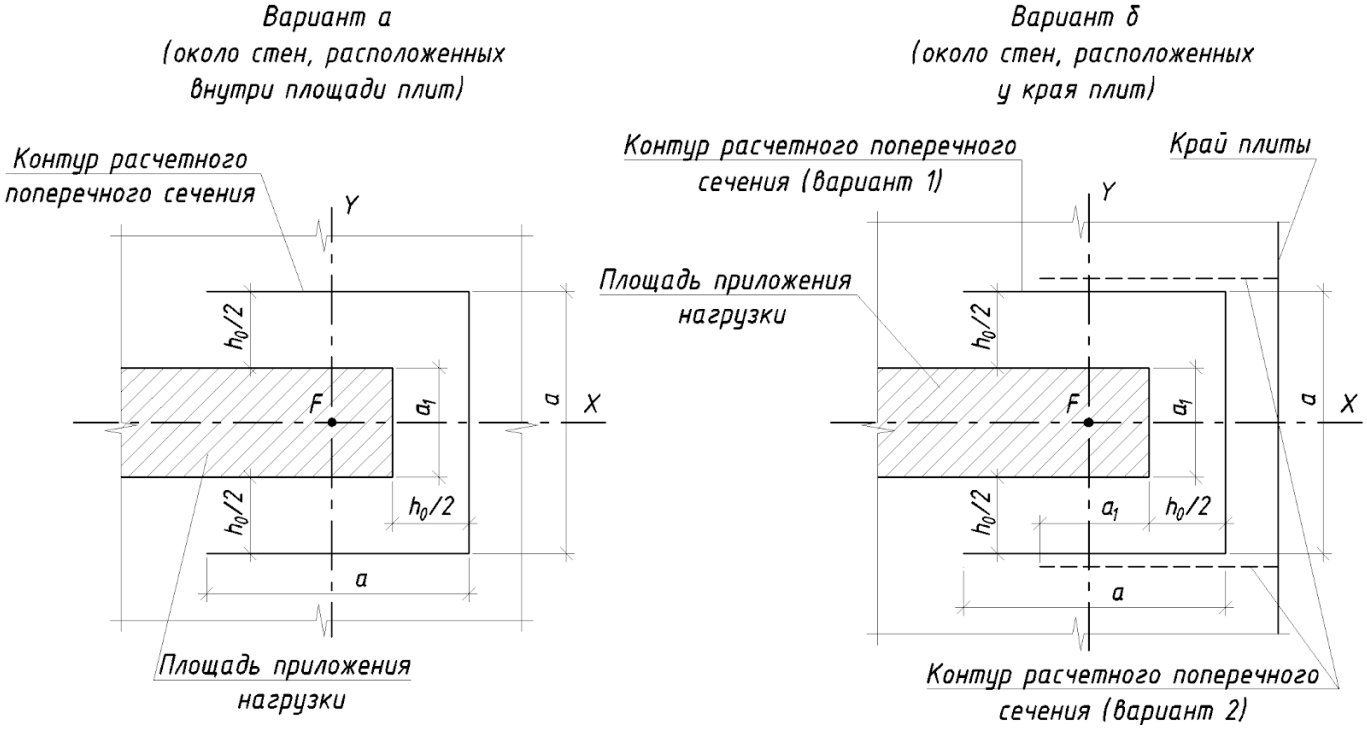


Рисунок 88

3.5.6 Продавливание плиты углом стены

Схема контуров расчетного поперечного сечения при продавливании плоских плит около углов стен приведена на рисунке 89.

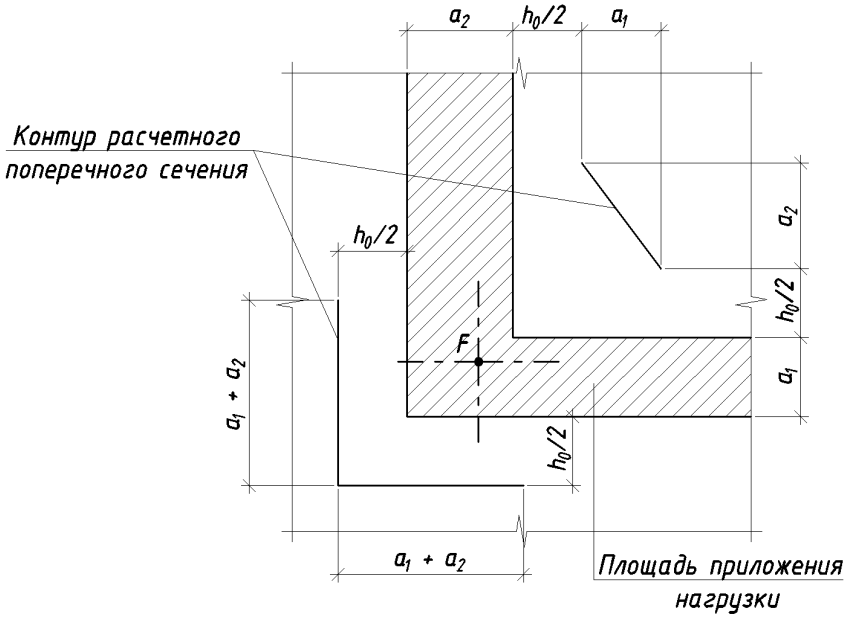


Рисунок 89

3.6 Особенности использования шпилек в качестве поперечного армирования

Вязаная поперечная арматура может выполняться в виде отдельных стержней (шпилек или скруток), анкеровка которых осуществляется путем охвата продольной арматуры с помощью крюков. Обхват продольной арматуры обязателен. Крюки выполняются аналогично крюкам в хомутах (см. раздел 3.4.1).

3.7 Особенности подбора армирования в скрытых балках между термовкладышами на основе изополей армирования

Подбор армирования для обрамления термовкладышей (отверстий в плите, заполненных утеплителем) осуществляется аналогично обрамлению группы отверстий (см. пример 1 раздела 3.8).

Требования к габаритам термовкладышей см. на рисунке 90.

Пример обрамления термовкладышей см. рисунки 91 и 92.

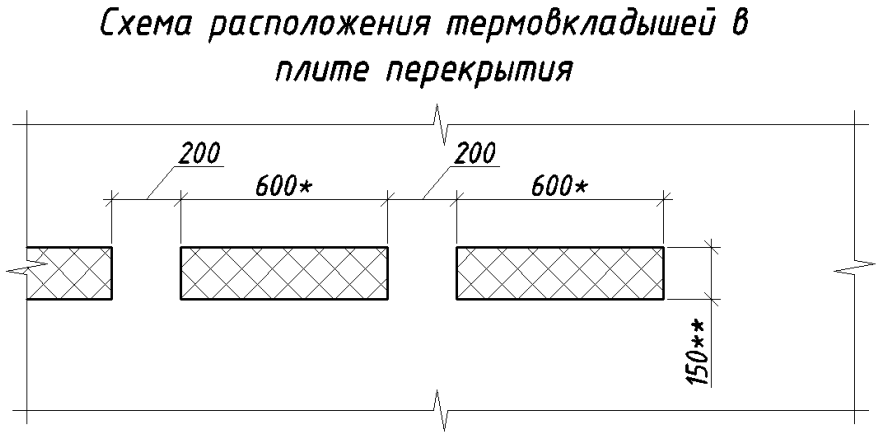


Рисунок 90

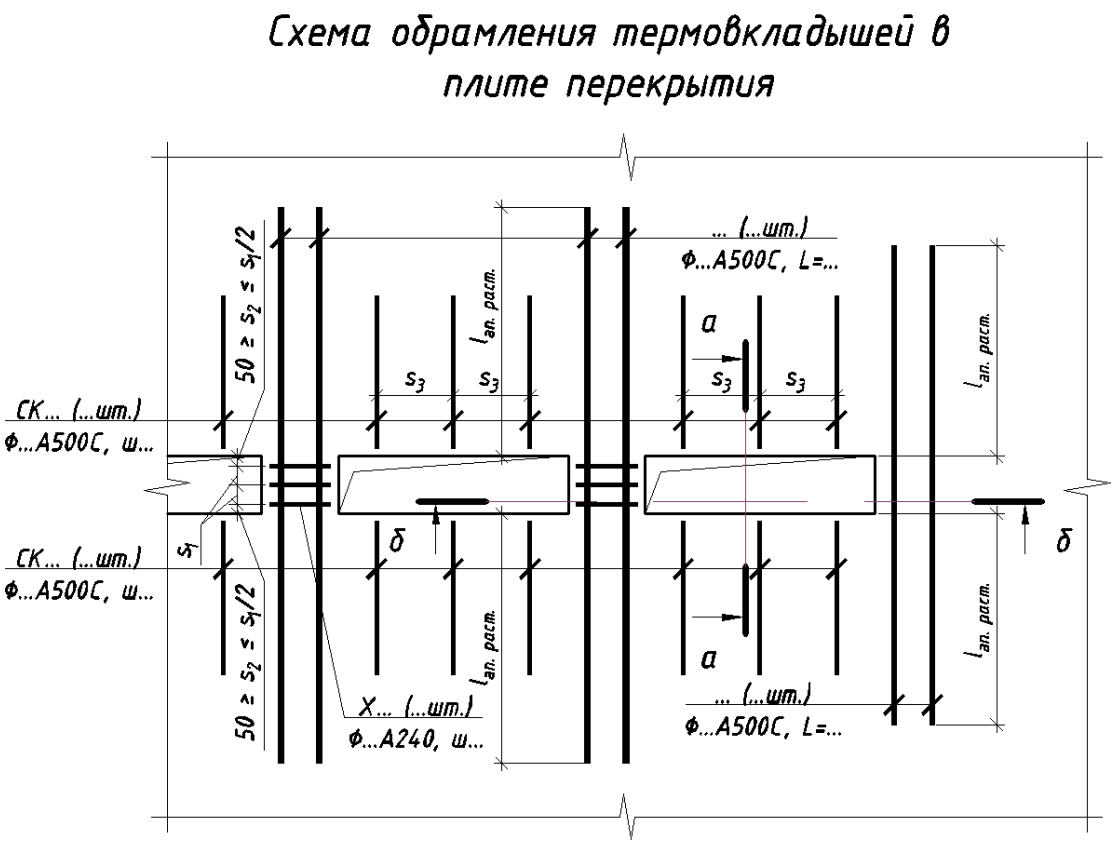


Рисунок 91

Примечания к рисунку 91:

1) Шаг скоб s_3 равен шагу основного армирования плиты соответствующего направления, привязка скоб условно не показана, так как установка скоб выполняется по месту к основному армированию и их количество вдоль грани уточняется в соответствии с раскладкой основного армирования;
2) Для «балочек», образующиеся между смежными термовкладышами, рекомендуется в качестве поперечной арматуры использовать хомуты с шагом, не более $0,5h_0$ (h_0 – рабочая высота сечения «балочки»), как правило в плитах (толщиной 200 мм) типовых этажей шаг хомутов равен 70 мм;
3) Расшифровку обозначений к рисунку 91 см. в разделе 4.8 (расшифровка обозначений к рисункам 116 и 117).

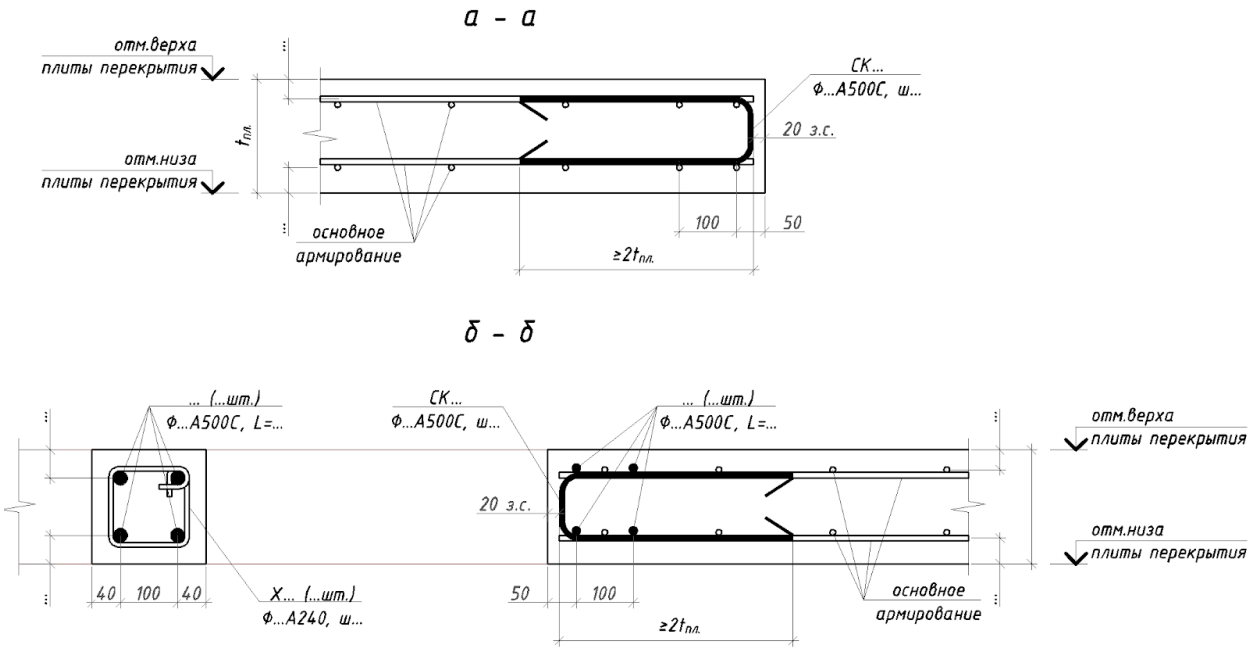
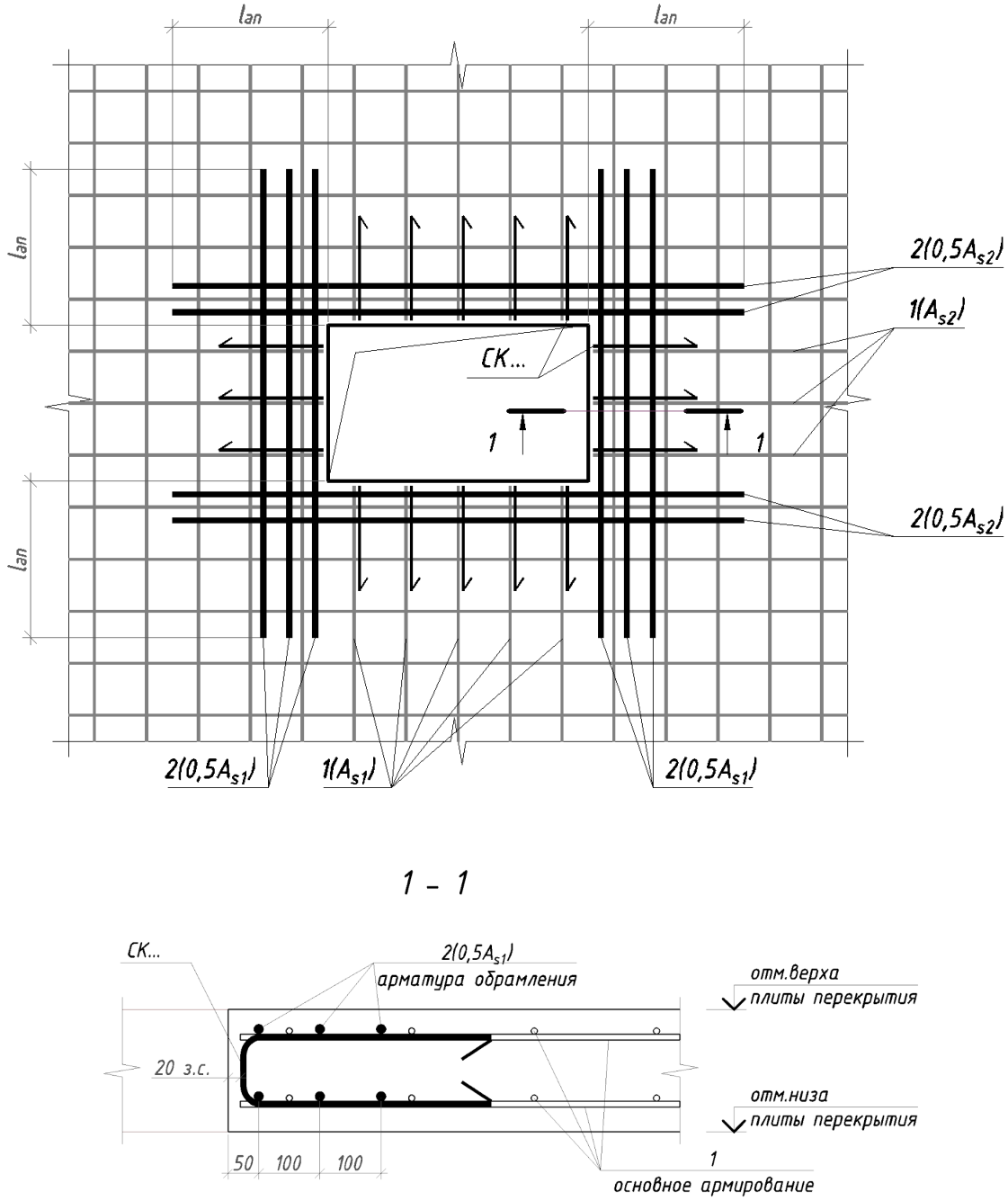


Рисунок 92

3.8 Особенности обрамления отверстий (проемов) в плитах перекрытия (покрытия) и стенах при вязанной рабочей арматуре

Отверстия в монолитных железобетонных плитах и стенах, должны окаймляться дополнительной арматурой с суммарным сечением не менее сечения рабочей арматуры (того же направления), которая требуется по расчету конструкции как сплошной, т.е. по сторонам отверстия должны быть разложены стержни рабочей арматуры, которые требовались по расчету до вырезания отверстия и в итоге были вырезаны отверстием (см. рисунок 93).

Обрамляющие стержни рекомендуется укладываются с шагом 100 мм (расстояние от грани отверстия до оси ближайшего из обрамляющий стержней д.б. 50 мм), минимальное количество стержней у противоположных граней отверстия — по два стержня в уровне верхней и нижней арматурной сетки плиты (для стен аналогично). Дополнительные стержни обрамления отверстий должны быть заведены за края отверстия на расчетную длину анкеровки. У свободных краев плиты по периметру отверстия следует устанавливать поперечную арматуру в виде П-образных деталей, обеспечивающих восприятие крутящих моментов у края плиты и необходимую анкеровку концевых участков продольной арматуры (для обрамления отверстий стен аналогично использовать П-образные детали). Круглые отверстия обрамлять аналогично квадратным. Отверстия значительных размеров в плитах в случае необходимости могут обрамляться балками-ребрами, размеры и армирование которых определяются на основании расчетов.



1 – 1

Рисунок 93

Следует обратить внимание на то, что вырезание отверстий, особенно значительных размеров, влияет на расчетную схему, т.к. ведет к перераспределению внутренних усилий, поэтому рекомендуется добавить на усмотрение проектировщика наиболее значимые отверстия в расчетную схему, чтобы выяснить, как изменятся изополя армирования. Окончательное решение по назначению количества стержней обрамления и их диаметра принимает проектировщик, исходя из ситуации, т.е. не всегда разумно обрамлять отверстие дополнительной арматурой с суммарным сечением не менее сечения рабочей арматуры (того же направления), вырезанной отверстием, особенно для крупногабаритных отверстий. С другой стороны, если добавленное отверстие практически не изменяет работу конструкции (например, отверстие вырезано в середине плиты и плита оперта по двум противоположным сторонам), то следует даже арматуру обрамления принять с запасом в большую сторону, т.к. усилия воспринимаются в железобетоне не только

арматурой, но и сжатым бетоном, и при вырезании отверстия нужно компенсировать арматурой усилия, которые до вырезания отверстия воспринимал сжатый бетон.

Пример 1:

Необходимо обрамить отверстия в ж.б. плите перекрытия (бетон класса В30, арматура класса А500С). Отверстия расположены в пролетной части плиты на удалении от вертикальных конструкций. Фрагмент плиты с наложенными изополями армирования см. рисунок 94 (показаны изополя для нижних рядов армирования, для верхних рядов армирование на данном участке представляет собой фоновую арматуру Ø10 шаг 200 мм в обоих направлениях).

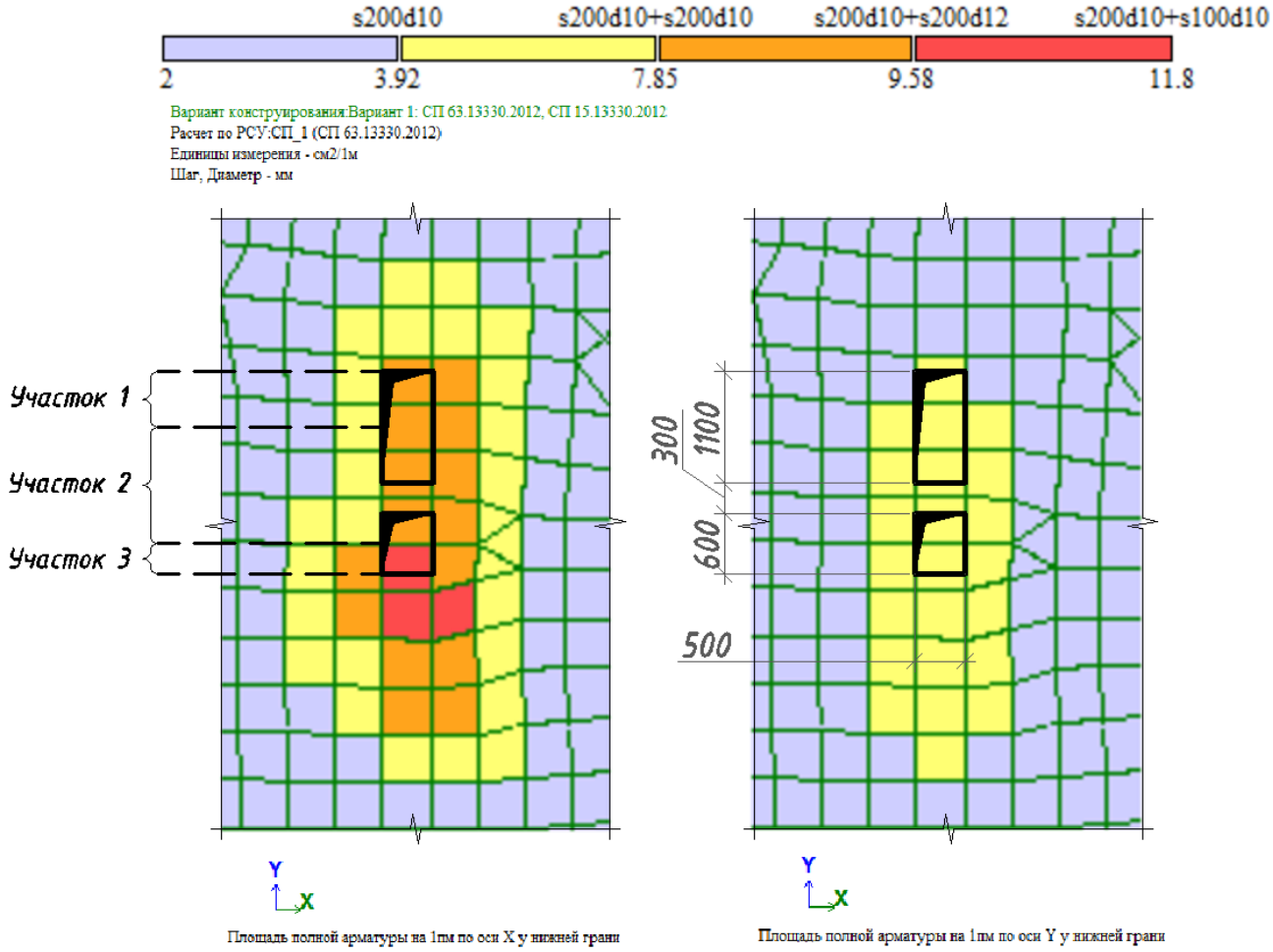


Рисунок 94

Определим вырезанную отверстиями арматуру вдоль оси Y для нижней арматурной сетки плиты:

$$A_{s1} = 7,85 \cdot 0,5 = 3,93 \text{ см}^2$$

Принимаем по два стержня Ø12 А500С по каждую сторону от отверстия:

$$0,5A_{s1} = 0,5 \cdot 3,93 = 1,97 \leq 2 \cdot 1,13 = 2,26 \text{ см}^2$$

Определим вырезанную отверстиями арматуру вдоль оси X для нижней арматурной сетки плиты:

$$A_{s2} = 9,58 \cdot 0,55 = 5,27 \text{ см}^2 \text{ (для участка 1);}$$

$$A_{s2} = 9,58 \cdot (0,55 + 0,3 + 0,3) = 11,02 \text{ см}^2 \text{ (для участка 2);}$$

$$A_{s2} = 11,8 \cdot 0,3 = 3,54 \text{ см}^2 \text{ (для участка 3);}$$

Принимаем три стержня Ø16 А500С, компенсирующие вырезанную отверстием арматуру на участке 1: $A_{s2} = 5,27 \leq 3 \cdot 2,01 = 6,03$ см^2

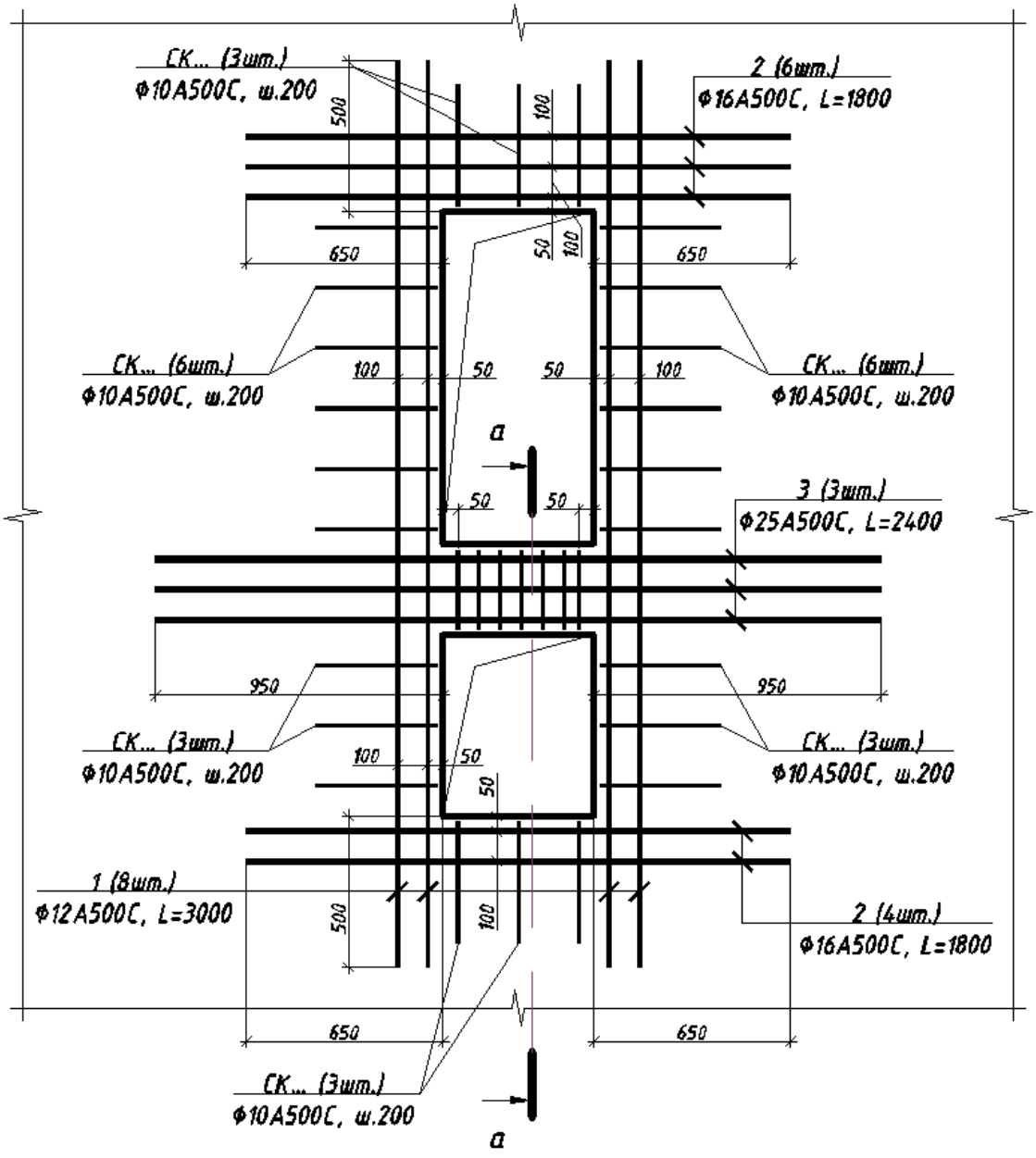
Принимаем три стержня Ø25 А500С, компенсирующие вырезанную отверстиями арматуру на участке 2: $A_{s2} = 11,02 \leq 3 \cdot 2,01 = 6,03$ см^2

Принимаем два стержня Ø16 А500С, компенсирующие вырезанную отверстием арматуру на участке 3: $A_{s2} = 3,54 \leq 2 \cdot 2,01 = 4,02$ см^2

На обрамление отверстий в уровне верхней арматурной сетки требуется меньшее армирование, т.к. вырезается меньшее количество стержней. В итоге, обрамление в уровне верхней сетки принимаем такое же, как и в уровне нижней, т.е. симметричное.

Подобранная арматура обрамления отображена на рисунке 95.

Фрагмент обрамления отверстий в плите перекрытия толщиной 200 мм



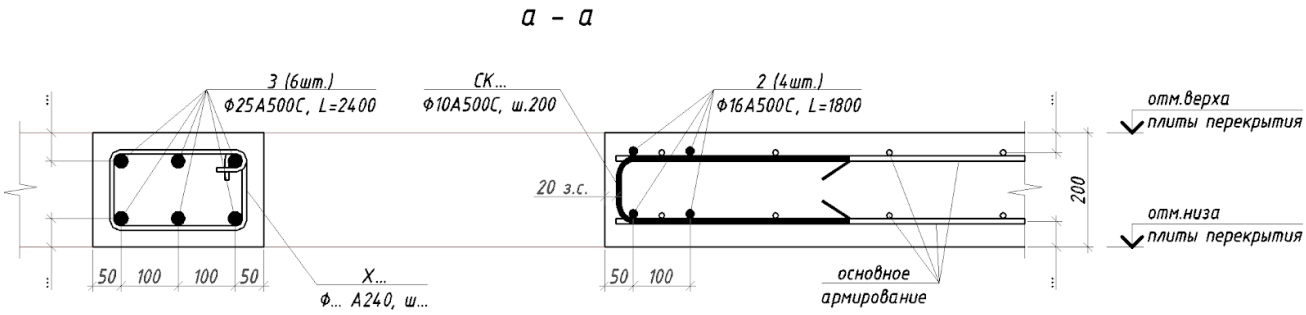


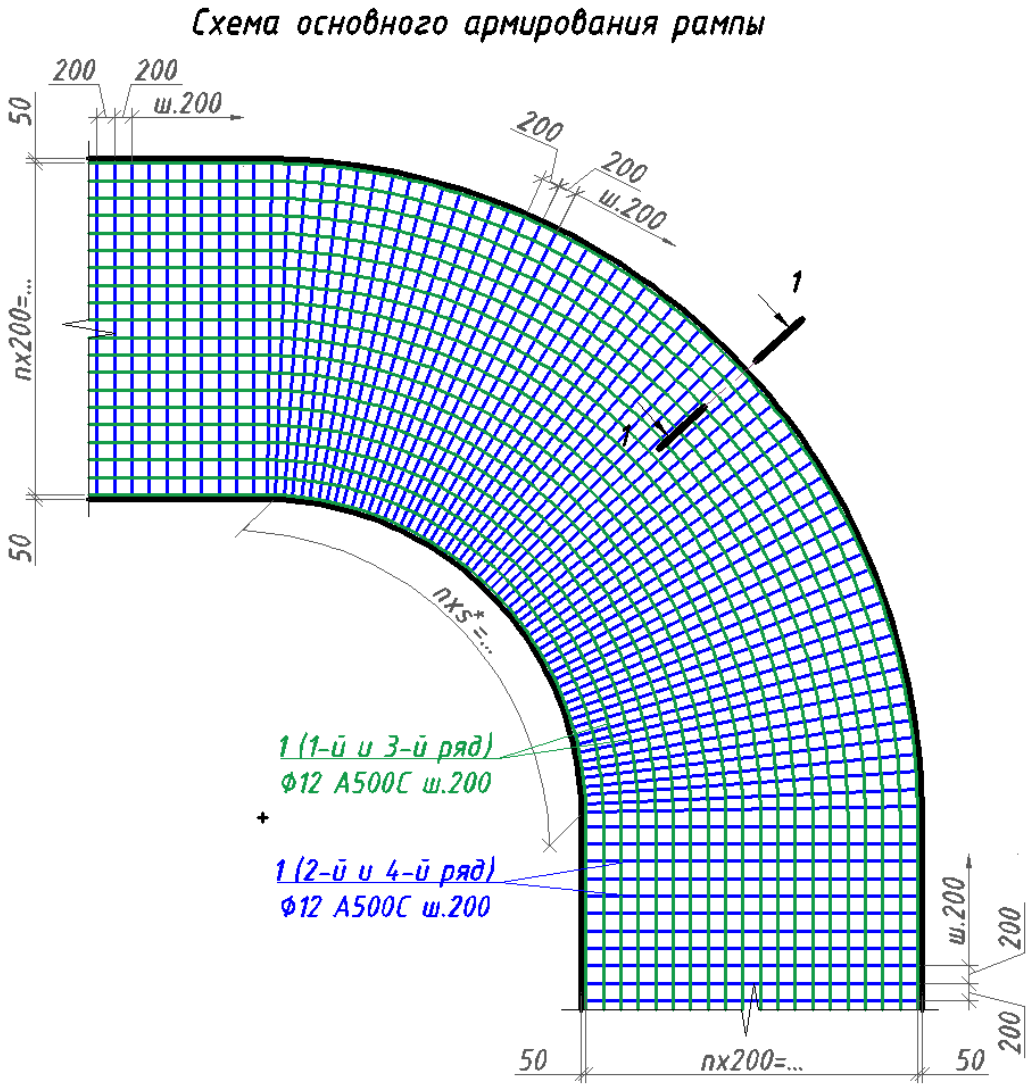
Рисунок 95

Следует отметить, что «балочки», образующиеся между смежными отверстиями, рекомендуется делать не менее 300 мм между крупными отверстиями и не менее 200 мм между небольшими отверстиями. В качестве поперечной арматуры использовать хомуты с шагом, не более $0,5h_0$ (h_0 – рабочая высота сечения «балочки»), как правило в плитах (толщиной 200 мм) типовых этажей шаг хомутов равен 70 мм.

Обрамление отверстий стен выполняется аналогичным образом. Дверные проемы обязательно следует учитывать в расчетной схеме, поскольку они имеют крупные габариты и значительно влияют на работу стен и всей схемы в целом. Дверные проемы в любом случае должны обрамляться (см. п.п. 10.4.7 СП 63.13330.2018) вне зависимости от требуемой по расчету арматуры, выдаваемой расчетным комплексом, даже если эта арматура незначительная.

3.9 Армирование поворотной рампы

Схему расстановки основного (фонового) армирования см. на рисунках 96 и 98. Схему расстановки фиксаторов см. на рисунках 97 и 99. Порядок раскладки арматуры усиления (допзон), если она необходима, аналогичен разделу 3.1.



* - 2-й и 4-й ряд основного армирования на поворотном участке имеет радиальную раскладку (расстояние в осях между окончаниями стержней по наружному контуру рампы д.б. 200 мм, по внутреннему контуру рампы - не менее 5Ф=5·12=60 мм)

Рисунок 96

Схема расстановки фиксаторов в рампе

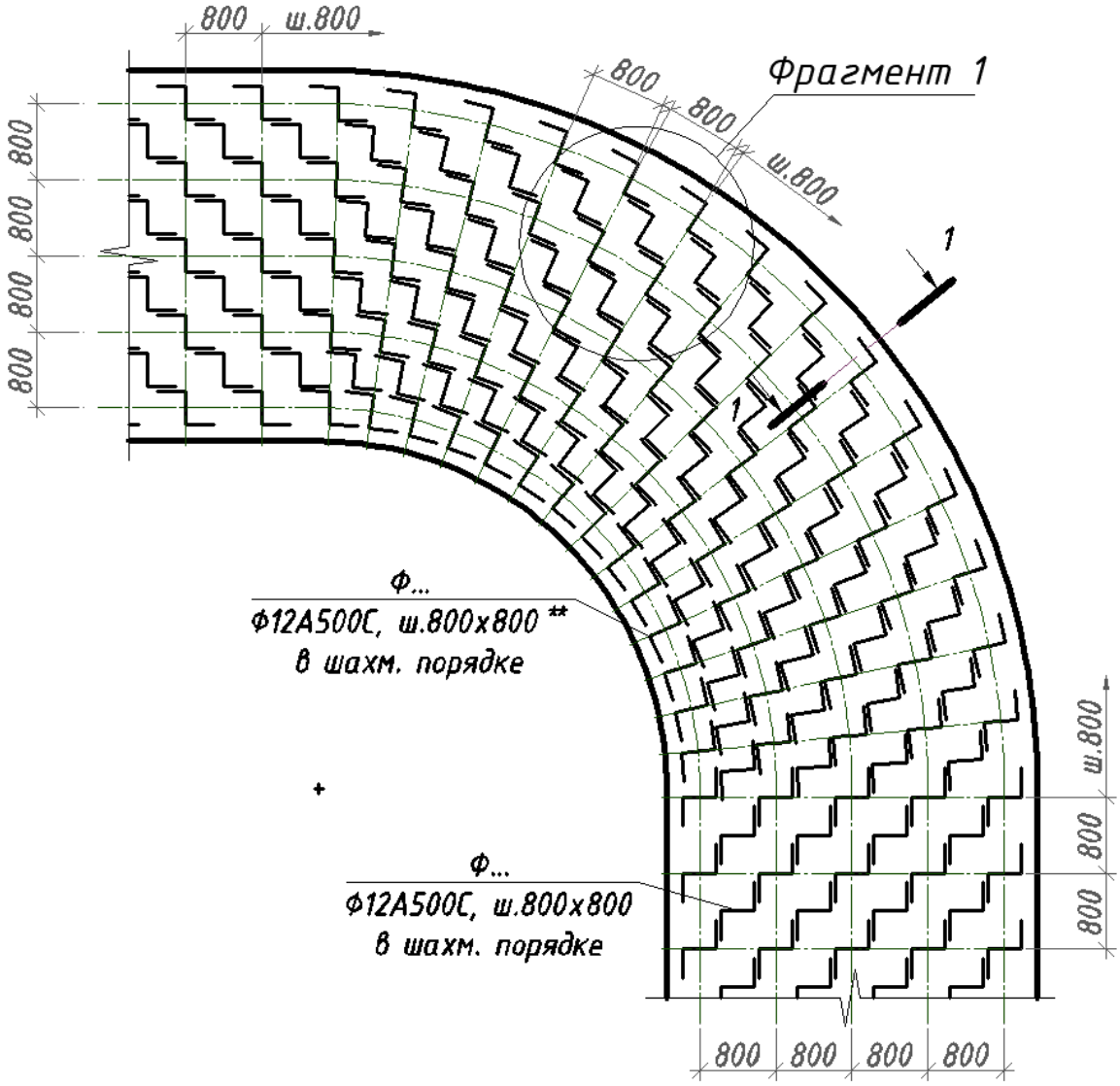


Рисунок 97

1 - 1

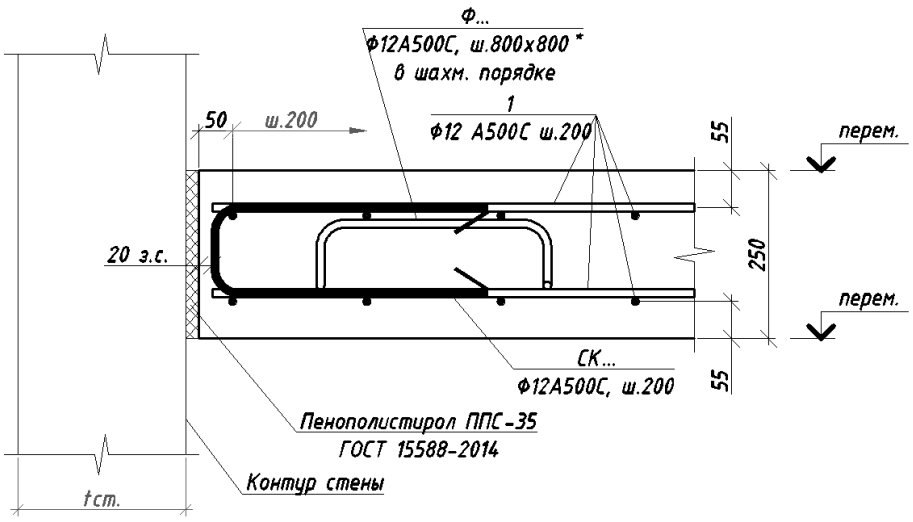
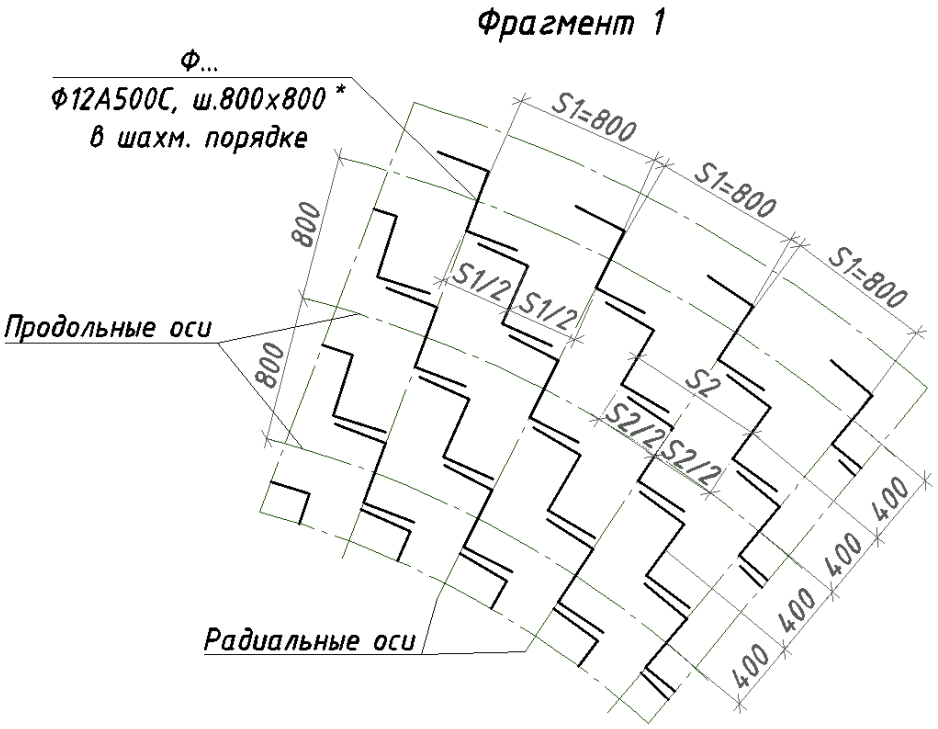


Рисунок 98



** – шаг фиксаторов на прямолинейном участке рампы равен 800х800 мм в шахматном порядке, шаг фиксаторов на поворотном участке рампы равен 800х800 мм в шахматном порядке, при этом первая цифра указывает шаг фиксаторов вдоль продольных осей рампы (значение постоянное), вторая цифра указывает шаг фиксаторов вдоль радиальных осей рампы (значение переменное: по наружному контуру рампы 800 мм, с каждым следующим рядом шаг уменьшается, наименьший шаг по внутреннему контуру рампы)

Рисунок 99

3.10 Схема стыковки фоновой арматуры и раскладки арматуры усиления в зоне изменения направления армирования в плитах перекрытия (покрытия), фундаментных плитах

Основное (фоновое) армирование следует раскладывать согласно схемам, изображенным на рисунке 100. Выбор варианта раскладки при адресном проектировании зависит от контура плит и ориентации вертикальных конструкций здания, важным показателем является угол поворота α.

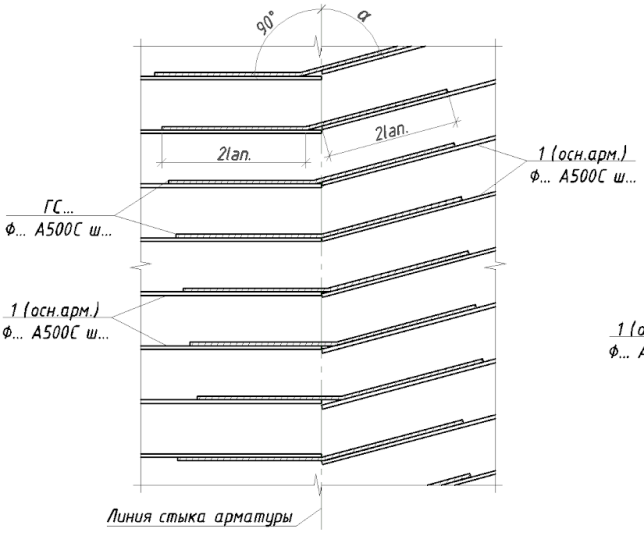
В «варианте 1» для 1-го и 3-го рядов арматура одного из направлений расположена под углом 90º к линии стыка арматуры, а арматура другого направления под углом α. При такой раскладке (соблюдая проектные шаги арматуры) у линии стыка фоновая арматура будет стыковаться со сдвижками, каждый следующий гнутый стержень ГС… придется

сдвигать по месту, при этом суммарная длина гнутого стержня должна быть с запасом, компенсирующим эти сдвижки. «Вариант 1» для 2-го и 4-го рядов арматуры применим для определенного интервала угла α, для острых углов α, гнутый стержень ГС… может не поместиться между стержнями фоновой арматуры, в этом случае возможно вместо применения стержней ГС… отогнуть фоновую арматуру с приваркой на длину 8Ø аналогично «Варианту 2».

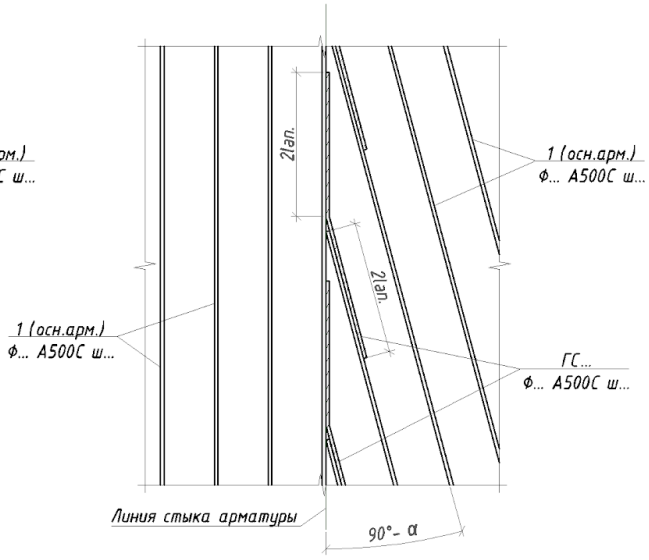
В «варианте 2» арматура обоих направлений расположена под одинаковым углом α к линии стыка арматуры, благодаря этому фоновое армирование одного направления не имеет сдвижек относительно другого направления для 1-го и 3-го рядов, нет ограничений по углу α, поскольку для 2-го и 4-го рядов стыковка фонового армирования в зоне изменения направления раскладки арматуры осуществляется на сварке.

Вариант 1

*Принципиальная схема стыковки основного армирования плиты в зонах изменения направления раскладки арматуры (1-й и 3-й ряд *)*



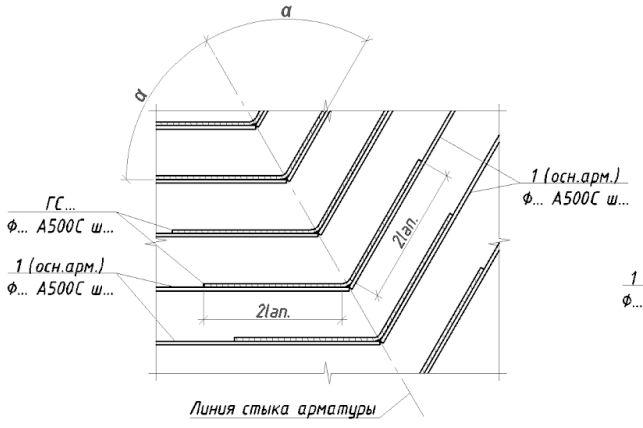
*Принципиальная схема стыковки основного армирования плиты в зонах изменения направления раскладки арматуры (2-й и 4-й ряд *)*



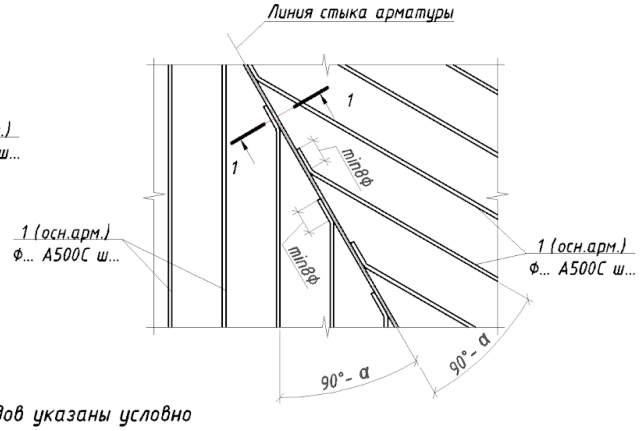
* - номера рядов указаны условно

Вариант 2

*Принципиальная схема стыковки основного армирования плиты в зонах изменения направления раскладки арматуры (1-й и 3-й ряд *)*



*Принципиальная схема стыковки основного армирования плиты в зонах изменения направления раскладки арматуры (2-й и 4-й ряд *)*



* - номера рядов указаны условно

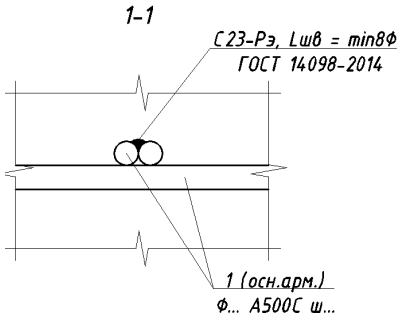


Рисунок 100

Арматуру усиления (допзоны), в случае ее необходимости в зоне изменения направления раскладки арматуры, следует раскладывать аналогично основному армированию, отдельными прямыми или гнутыми стержнями (линию стыка арматуры стараться расположить так, чтобы на нее попало минимальное количество арматуры усиления)

4. Особенности анкеровки арматурных стержней и соединения арматуры внахлестку для различных участков ж.б. конструкций

4.1 Физический смысл анкеровки арматурных стержней и соединения арматуры внахлестку, их отличия, универсальный принцип анкеровки арматурных стержней в любой ж.б. конструкции

Железобетон представляет собой композитный материал, состоящий из бетона и стали.

Физический смысл анкеровки арматурных стержней

Анкеровка – это закрепление арматуры в теле бетона либо посредствам сил сцепления, либо специальными анкерными устройствами.

Сцепление арматуры с бетоном нужно для обеспечения их совместных деформаций. При отсутствии сцепления арматура никакой пользы не принесет — бетон будет работать сам по себе, а арматура лишь служить балластом (исключением являются преднапряженные конструкции, где арматура расположена в специальных каналах и не имеет сцепления с бетоном).

Анкеровка за счет сил сцепления дешевле и поэтому она всегда должна применяться, когда имеется возможность обеспечить требуемую ***длину анкеровки***, т.е. такую длину заделки арматуры в бетоне, которая обеспечивает полное использование прочности стали.

Иначе говоря, если стержень заделан на величину, превышающую или равную l_{an}, то выдернуть его из бетона невозможно, потому как разорвется или «потечет» сам стержень, если стержень заделан на величину меньшую, чем l_{an}, то он выдернется, недоиспользовав свою прочность, т.е. длина анкеровки в идеале должна быть такой, чтобы при приложении растягивающего усилия к арматуре стержень рвался одновременно с началом выдергивания его из бетона. На практике расчетная длина анкеровки получается с небольшим запасом.

На длину анкеровки l_{an} влияют способ анкеровки, класс арматуры (расчетное сопротивление арматуры R_s), диаметр арматуры, напряженное состояние бетона, конструктивное решение элемента в зоне анкеровки (наличие поперечной арматуры, положение стержней в сечении элемента и др.), расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном R_{bond}, которое определяется целым рядом факторов: профиль арматуры (гладкая или с периодическим профилем), класс бетона (прочность) и его состав, объем окружающего стержень бетона и др.

Таким образом, сцепление зависит от силы склеивания цементного камня с поверхностью стали, силы трения, вызванной усадкой бетона, и силы механического зацепления выступов арматуры за бетон (у арматуры периодического профиля). Эти силы препятствуют проскальзыванию арматуры относительно бетона и направлены в сторону, противоположную направлению потенциального смещения арматуры. Они являются реакцией противодействия и в сумме равны продольному усилию в стержне. Очевидно, что сцепление лучше у арматуры периодического профиля и хуже у гладких стержней, особенно с промасленной, грязной или ржавой поверхностью.

Разъяснение зависимости длины анкеровки от различных параметров:

1) **зависимость длины анкеровки от диаметра арматуры**

Длина анкеровки l_{an}, обусловленная силами сцепления, возрастает пропорционально диаметру арматурного стержня, т. к. соответственно увеличивается периметр поперечного сечения стержня.

Например, при увеличении диаметра вдвое площадь сечения увеличивается вчетверо, вчетверо (при той же прочности) увеличивается и усилие в стержне. Чтобы удержать этот стержень в бетоне от выдергивания, нужно вчетверо больше сил сцепления, в то время как периметр, а значит, и площадь контакта арматуры с бетоном возросли только вдвое. Следовательно, нужно еще вдвое увеличить площадь контакта, т.е. вдвое увеличить длину анкеровки.

2) **зависимость длины анкеровки от класса арматуры**

С повышением класса арматуры пропорционально увеличивается длина анкеровки l_{an} при условии полного использования свойств стали.

С увеличением прочности (расчетного сопротивления растяжению R_s) растет и выдергивающее усилие: $N_s = R_s \cdot A_s$. Для удержания арматуры требуется увеличить сумму сил сцепления, а это возможно (при прочих равных условиях) только увеличив длину анкеровки арматуры в бетоне. Поэтому, чем выше R_s, тем больше требуемая величина l_{an}.

3) **зависимость длины анкеровки от класса бетона**

С повышением класса бетона длина анкеровки, обусловленная силами сцепления, может быть сокращена.

Во-первых, чем выше прочность бетона (расчетное сопротивление осевому сжатию R_b), тем выше его адгезия (силы склеивания) с металлом. Во-вторых, чем выше прочность бетона, тем лучше его выступы сопротивляются силам зацепления выступов арматуры. Поэтому, чем выше R_b, тем меньше величина l_{an}. Зависимость между напряжениями сцепления и прочностью бетона имеет нелинейный характер.

4) зависимость длины анкеровки от величины напряжений в стержнях

Если стержень нагружается не полностью, то есть его фактически принятая площадь сечения $A_{s,ef}$ больше, чем это требуется по расчету ($A_{s,cal}$), то при анкеровке силами сцепления длины анкеровки могут быть уменьшены пропорционально соотношению $A_{s,cal}/A_{s,ef}$, однако установленные минимальные длины заделки при анкеровке силами сцепления не должны быть нарушены.

5) зависимость длины анкеровки от знака усилий в стержнях

При анкеровке стержней, работающих на сжатие силами сцепления, значительная часть усилия сжатия передается торцом стержня, поэтому расчетная длина анкеровки для сжатого стержня меньше, чем для растянутого. Существует опасность откола бетона при стержнях Ø ≥ 16 мм давлением торца, поэтому необходимо предусмотреть поперечную арматуру, охватывающую стержень и равной не менее 1/5 усилия анкеровки.

Физический смысл соединения арматуры внахлестку

Выделяют несколько способов соединения арматуры в ж. б. конструкциях, самым распространенным и простым в исполнении является ***стык внахлестку (без сварки) с прямыми концами стержней*** – это способ устройства непрерывного армирования в ж. б. конструкции путем организации передачи усилия с одного стержня на другой через бетон. Применяется только для арматуры периодического профиля. При выполнении всех требований нормативной документации данное соединение является равнопрочным (см. п.п. 10.3.30 СП 63.13330.2018).

При стыковых соединениях (внахлестку) без сварки бетон должен участвовать в работе, причем усилия сцепления или скалывающие усилия передаются под углом от одного стержня и другому. При этом возникают поперечные растягивающие усилия (см. рисунок 101), для восприятия которых требуется поперечное армирование или поперечное обжатие и достаточная толщина защитного слоя бетона.

В связи с тем, что передача усилия от одного стержня к другому происходит по периметру, неравномерно и дополнительно накладываются раскалывающие усилия (при анкеровке одиночного стержня так же присутствуют поперечные растягивающие усилия, однако при перехлесте происходит наложение раскалывающих усилий от двух стержней), вызывающие продольные трещины, на каждую единицу длины могут быть переданы меньшие усилия сцепления, чем при анкеровке арматуры, поэтому длина нахлестки больше длины анкеровки.

Стыки, как правило, не следует располагать в местах наивысших напряжений и по возможности следует располагать их вразбежку относительно друг друга.

Напряжение в бетоне, возникающие при наложении поперечных растягивающих усилий у смежных стержней, могут быть уменьшены путем выгодного смещения концов стыков по отношению друг к другу (см. рисунок 102).

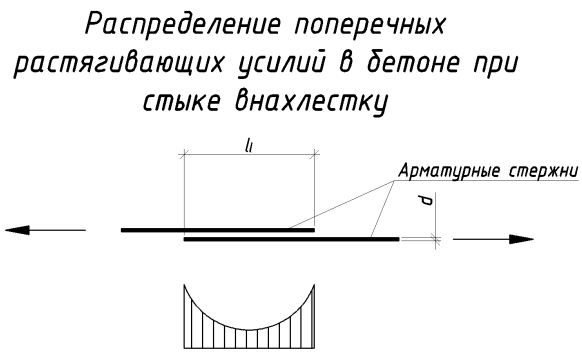


Рисунок 101

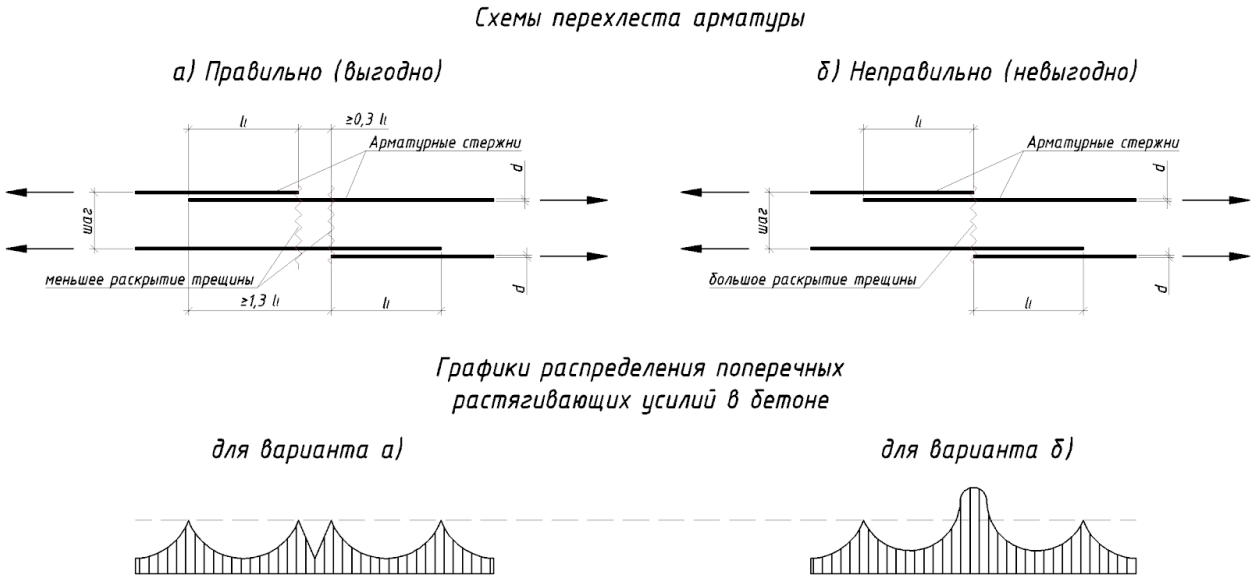


Рисунок 102

Отличие анкеровки арматурных стержней от соединения арматуры внахлестку

Отличие анкеровки от перехлеста заключается в том, что при анкеровке происходит передача напряжений с арматуры на бетон, а при перехлесте - передача с арматуры на арматуру через бетон. Грубо говоря, при анкеровке заводится стержень за расчетное сечение на требуемую длину, достаточную для полного использования прочности стали, а при перехлесте обеспечивается равнопрочное соединение, заменяющее сплошной неразрывный стержень (при соблюдении всех требований нормативной документации). Общими для анкеровки и перехлеста являются характер взаимодействия арматуры с бетоном, в обоих случаях это взаимодействие осуществляется за счет сил сцепления. В зоне соединения арматуры внахлестку растягивающие поперечные усилия в бетоне больше, чем в зоне анкеровки одиночного арматурного стержня по причине накладывания усилий.

Универсальный принцип анкеровки арматурных стержней

Иногда возникает путаница с анкеровкой арматуры в нестандартных ситуациях, например, какая арматура считается анкеруемой в ту или иную конструкцию, или,

например, узел сопряжения горизонтальных и вертикальных конструкций насыщен арматурой со стержнями разного диаметра и предназначения.

Чтобы проверить, соблюдена ли анкеровка арматурного стержня, необходимо мысленно сделать сечение в интересующей нас точке ж.б. конструкции (сечение должно быть перпендикулярно стержню), стержень должен иметь расчетную длину анкеровки в обе стороны от сечения.

В случае, если в интересующей нас точке арматурные стержни соединены внахлест, нужно проверить, верно ли назначена длина перепуска и все ли соблюдены рекомендации п.п. 10.3.30 СП 63.13330.2018.

В случае, если в интересующей нас точке рассматриваемый арматурный стержень соприкасается с другим стержнем или с другими стержнями (не путать со случаем соединения арматурных стержней внахлест, когда на длине перехлеста стержни тоже соприкасаются), т.е. когда рассматриваемый арматурный стержень вместе с другим стержнем (другими стержнями) образуют группу соприкасающихся стержней (пучок), вычисленная расчетная длина анкеровки для одинарного стержня увеличивается на 20% при двух стержнях в пучке и на 30% при трех стержнях в пучке.

4.2 Анкеровка арматуры усиления (допзон) относительно изополей армирования

См. раздел 3.1

4.3 Анкеровка арматуры обрамления отверстий в плитах перекрытия и стенах

См. раздел 3.8

4.4 Узлы сопряжения стен и плит перекрытия (покрытия)

Армирование «крайнего» узла сопряжения монолитных ж.б. стен и плиты перекрытия многоэтажных зданий при расположении растянутой зоны у верхней грани плиты и при армировании конструкций вязанной арматурой см. на рисунке 103.

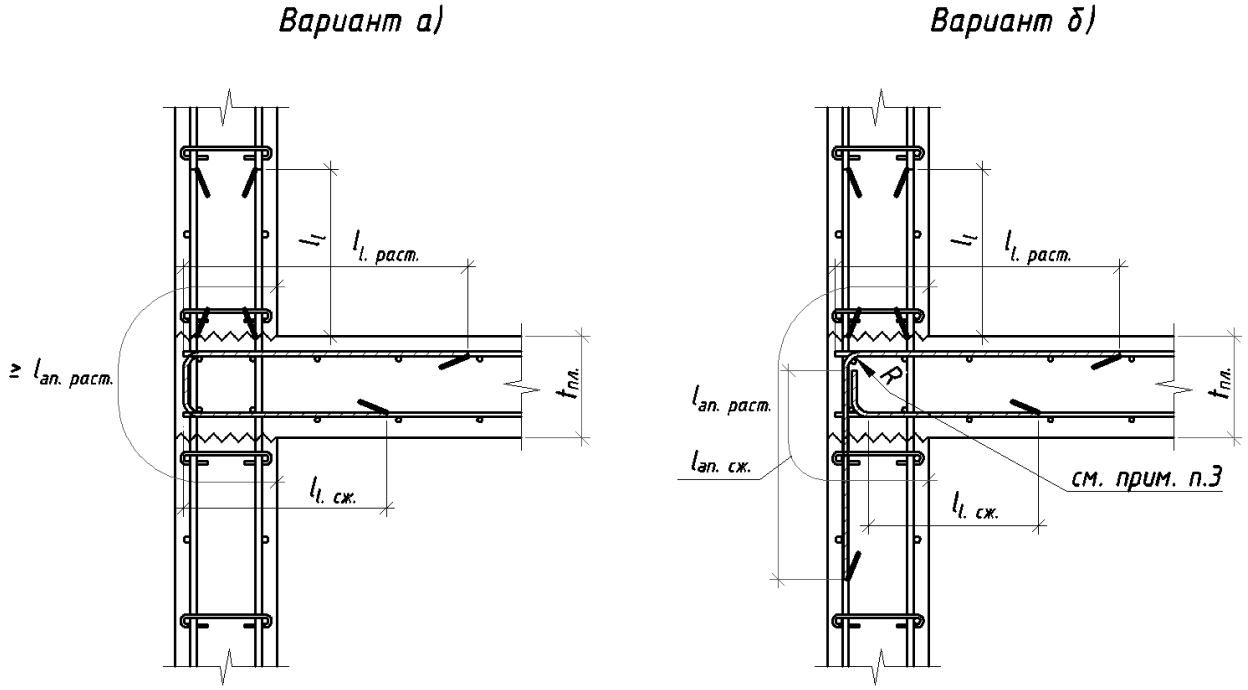


Рисунок 103

Примечания к рисунку 103:

1) Вариант «а», при котором арматура плиты не заводится в тело нижележащей стены, а анкеруется при помощи «Т -образных» или «П -образных» арматурных деталей, применяется, когда достаточно места для отгиба арматуры, в противном случае необходимо предусмотреть устройство на этапе армирования нижележащей стены «Т-образных» арматурных деталей (см. вариант «б»), обеспечивающих анкеровку арматуры плиты в тело стены;
2) При использовании варианта «б» применение «Т -образных» арматурных деталей для анкеровки сжатой нижней арматуры плиты обоснованно лишь в том случае, когда длины прямого участка арматуры плиты, заведенной за грань стены, недостаточно;
3) При использовании варианта «б» «Т -образный» стержень, который анкерует верхнюю арматуру плиты, стремясь разогнуться, может вызвать недопустимо высокие напряжения в узле, поэтому при больших усилиях в конструкциях необходимо загиб данного стержня делать более пологим (см. раздел 4.12, примечание п. 5 к рисунку 122);
4) Расшифровку обозначений к рисунку 103 см. в разделе 4.8 (расшифровка обозначений к рисункам 116 и 117).

Армирование «промежуточного» узла сопряжения монолитных ж.б. стен и плиты перекрытия многоэтажных зданий при армировании конструкций вязанной арматурой см. раздел 4.11.

Армирование «крайнего» узла сопряжения монолитной ж.б. стены и плиты покрытия при расположении растянутой зоны у верхней грани плиты и при армировании конструкций вязанной арматурой см. на рисунке 104.

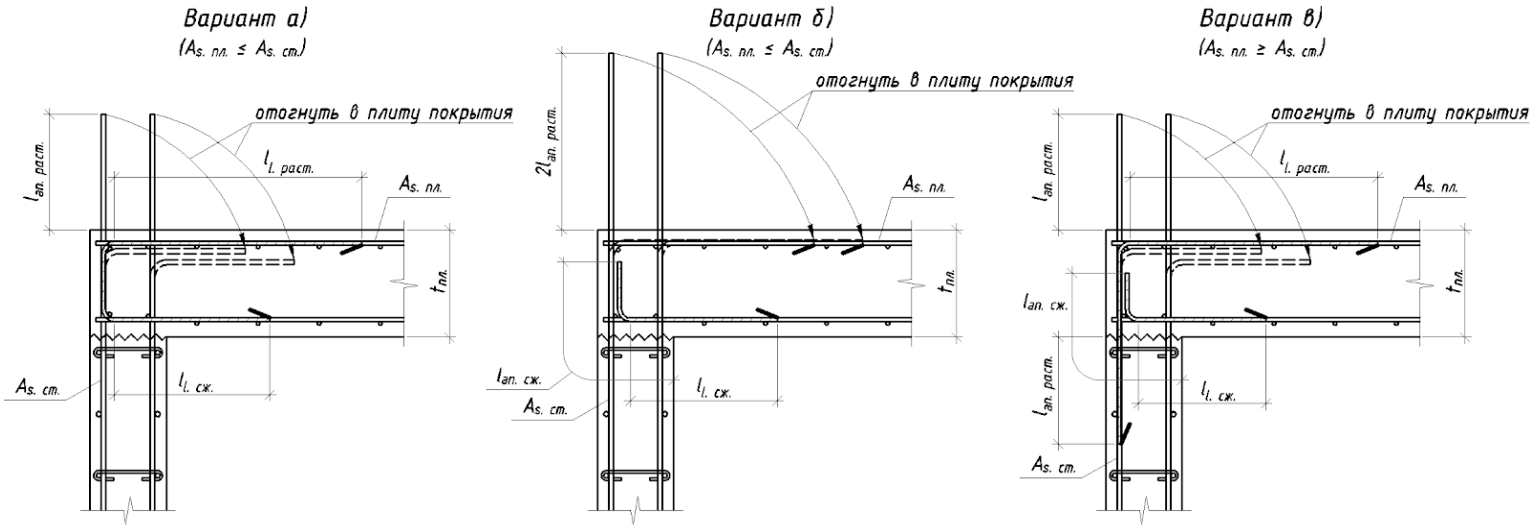


Рисунок 104

Примечания к рисунку 104:

1) Варианты «а» и «б» (выбор между ними зависит от целесообразности в конкретном случае при адресном проектировании) рекомендуется применять, когда суммарное армирование рассматриваемого расчетного участка плиты меньше суммарного армирования соответствующего участка стены ($A_{s.\ пл.} \leq A_{s.\ ст.}$), в противном случае рекомендуется применять вариант «в» ($A_{s.\ пл.} > A_{s.\ ст.}$);
2) При использовании варианта «в» «Т -образные» стержни, с помощью которых анкеруется верхняя арматура плиты, должны быть того же диаметра (или большего) и раскладываться с тем же шагом, что и верхняя арматура плиты;
3) При использовании вариантов «б» и «в» применение «Т -образных» арматурных деталей для анкеровки сжатой нижней арматуры плиты обоснованно лишь в том случае, когда длины прямого участка арматуры плиты, заведенной за грань стены, недостаточно;
4) Расшифровку обозначений к рисунку 104 см. в разделе 4.8 (расшифровка обозначений к рисункам 116 и 117).

Армирование «промежуточного» узла сопряжения монолитной ж.б. стены и плиты покрытия при расположении растянутой зоны у верхней грани плиты и при армировании конструкций вязанной арматурой см. на рисунке 105.

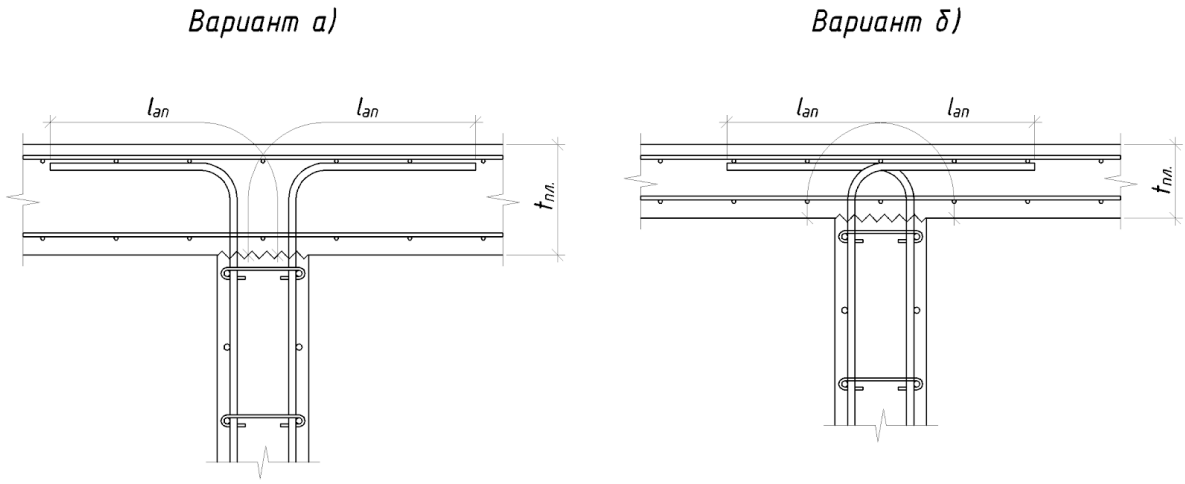


Рисунок 105

Примечания к рисунку 105:

при загибе на 90° стержней рабочей продольной арматуры нижележащей стены в тело плиты покрытия концы отгибов могут быть направлены навстречу друг другу (см. вариант «б») или в обратную сторону (см. вариант «а»). Наиболее предпочтительным является вариант с отгибом концов стержней навстречу друг другу, отгиб стержней в обратную сторону тоже может применяется, но когда толщина плиты не менее:

- 200 мм при использовании отгибаемых стержней $d_s \leq 20$ мм;
- 250 мм при использовании отгибаемых стержней $20 < d_s \leq 25$ мм;
- 300 мм при использовании отгибаемых стержней $25 < d_s \leq 32$ мм.

4.5 Узлы в зоне «складки» (перепада плит перекрытия/покрытия)

Армирование узла в зоне перепада плит перекрытия (покрытия) при расположении растянутой зоны у верхней грани плиты и при армировании конструкций вязанной арматурой см. на рисунке 106.

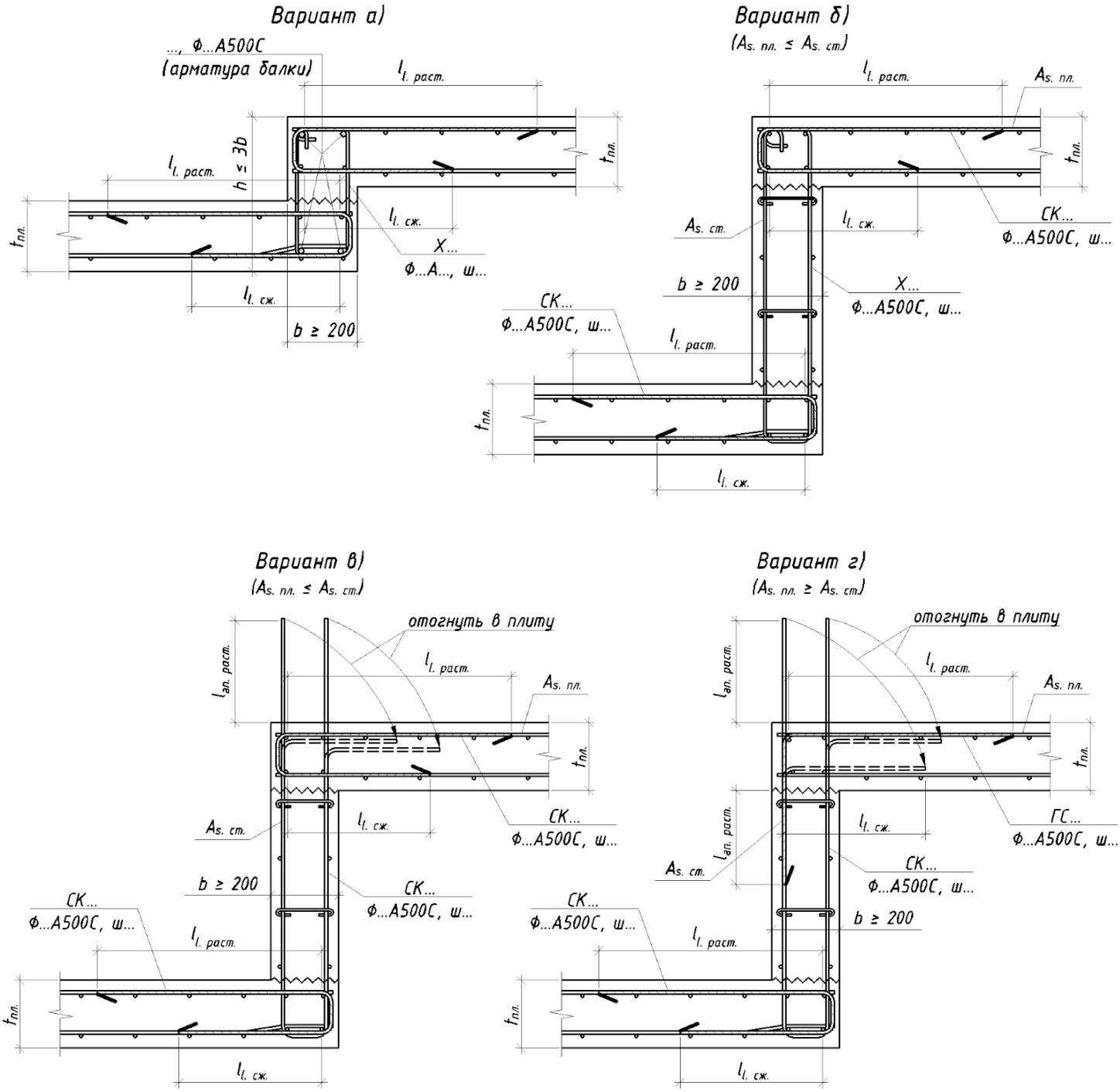


Рисунок 106

Примечания к рисунку 106:

1) Вариант «а» рекомендуется применять при незначительных перепадах плит ($h \le 3b$), при значительных перепадах плит ($h > 3b$) рекомендуется применять варианты «б», «в» и «г», причем варианты «б» и «в» используются, когда суммарное армирование рассматриваемого расчетного участка плиты меньше суммарного армирования соответствующего участка стены ($A_{s.\ пл.} \le A_{s.\ ст.}$), в противном случае используется вариант «г» ($A_{s.\ пл.} > A_{s.\ ст.}$);

2) Варианты «в» и «г» применяются, когда требуется повышенное армирование стены (вертикального участка «складки»), потому как используются скобы из арматуры периодического профиля;
3) При варианте «а» для хомутов можно использовать как гладкую арматуру класса А240, так и арматуру периодического профиля класса А500С (диаметр не более 10 мм), при варианте «б» следует применять арматуру периодического профиля класса А500С (диаметр не более 10 мм);
4) При использовании варианта «г» «Т -образные» стержни, с помощью которых анкеруется верхняя арматура плиты, должны быть того же диаметра (или большего) и раскладываться с тем же шагом, что и верхняя арматура плиты;
5) Расшифровку обозначений к рисунку 106 см. в разделе 4.8 (расшифровка обозначений к рисункам 116 и 117);
6) Скобы, используемые для анкеровки арматуры плит перекрытия, можно выполнять в виде «Т -образных» или «П -образных» арматурных деталей.

4.6 Узел сопряжения в зоне «подвески» перекрытия к вышележащей стене (балке-стенке)

На практике часто встречается вариант, при котором плита перекрытия «подвешивается» к вышележащей стене (балке-стенке), которые, в свою очередь, опираются на нижележащие вертикальные конструкции. Как правило, при таком конструктивном решении в нижней части рассматриваемой стены (балке-стенке) наблюдаются повышенные напряжения, что требует увеличения горизонтального армирования на высоту 0,2h от нижней грани (h – высота стены (балки-стенки)) и локального увеличения вертикального армирования. Увеличение горизонтального армирования в нижней части стены (балки-стенки) выражается в увеличении диаметра и/или «учащения шага» арматуры, которая может полностью или частично располагаться в составе «подвешиваемой» плиты (см. рисунки 108 и 109) и/или в составе выступающей части стены (балки-стенки) ниже плиты перекрытия (условно балка в составе плиты – см. рисунок 107). Нижняя арматура плиты перекрытия, «подвешиваемой» к стене (балке-стенке), должна укладываться сверху нижнего ряда горизонтальной арматуры стены (балки-стенки), чтобы наклонные усилия, которые туда сходятся, были «подхвачены» вертикальной арматурой. Под вертикальной арматурой понимаются арматурные выпуски в виде «U-образных» (см. рисунок 107) или «Т-образных» стержней (см. рисунки 108 и 109), которые должны охватывать горизонтальную арматуру усиления.

Рекомендуется использовать один из двух вариантов армирования узла «подвески» плиты перекрытия к стене (балке-стенке). Если есть возможность устройства балки в составе плиты (балка должна опираться на нижележащие вертикальные конструкции), наиболее предпочтительным является «вариант 1» (см. рисунок 107), если нет возможности, то рекомендуемым является «вариант 2» (см. рисунки 108 и 109).

Принципиальное сечение в зоне «подвески» перекрытия к вышележащей стене (балке-стенке). Вариант 1

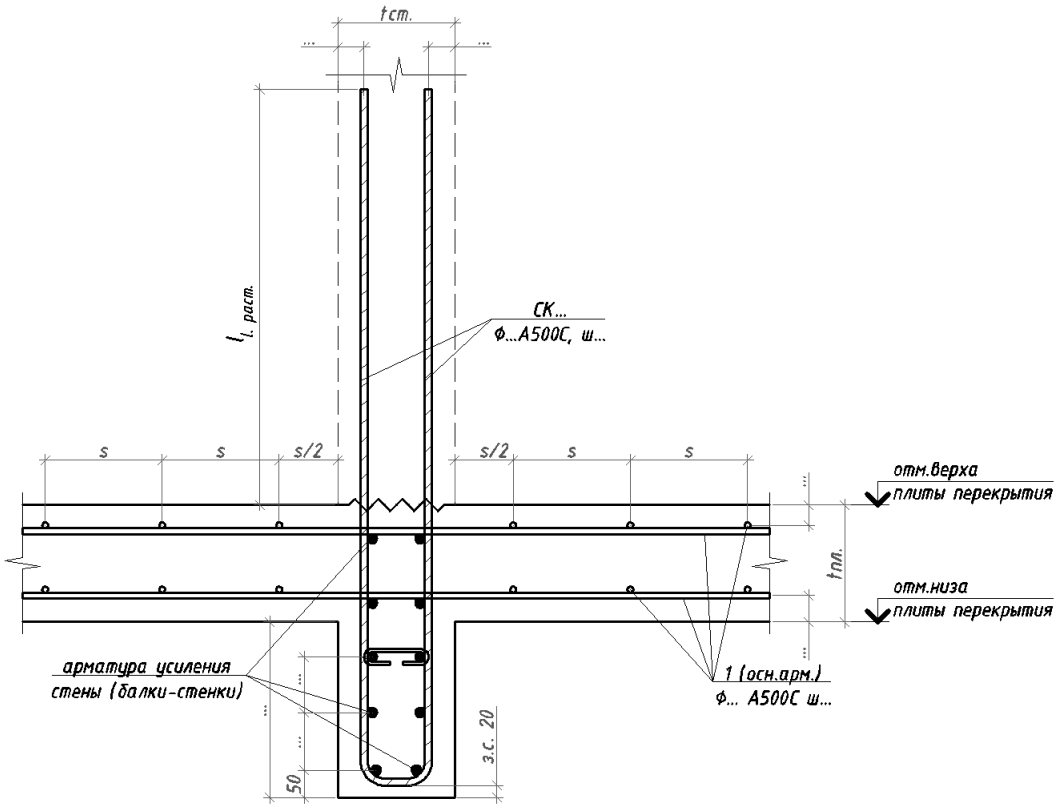


Рисунок 107

Принципиальное сечение в зоне «подвески»
перекрытия к вышележащей стене (балке-стенке).
Вариант 2
(сечение вдоль 1-го ряда)

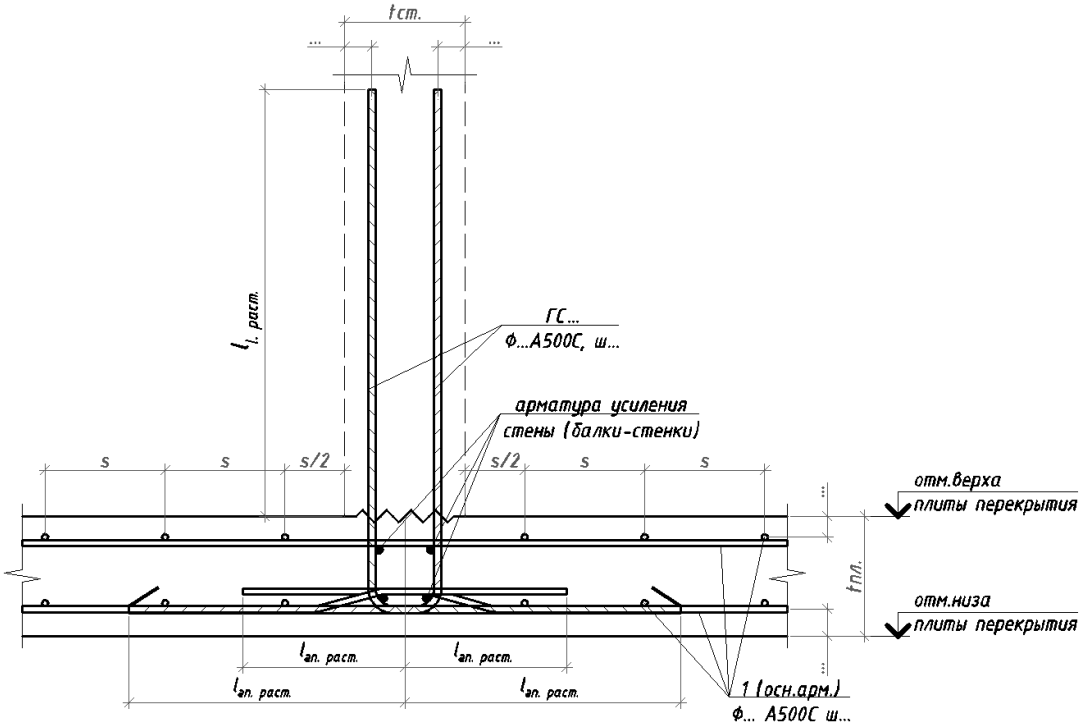


Рисунок 108

Принципиальное сечение в зоне «подвески»
перекрытия к вышележащей стене (балке-стенке).
Вариант 2
(сечение вдоль 2-го ряда)

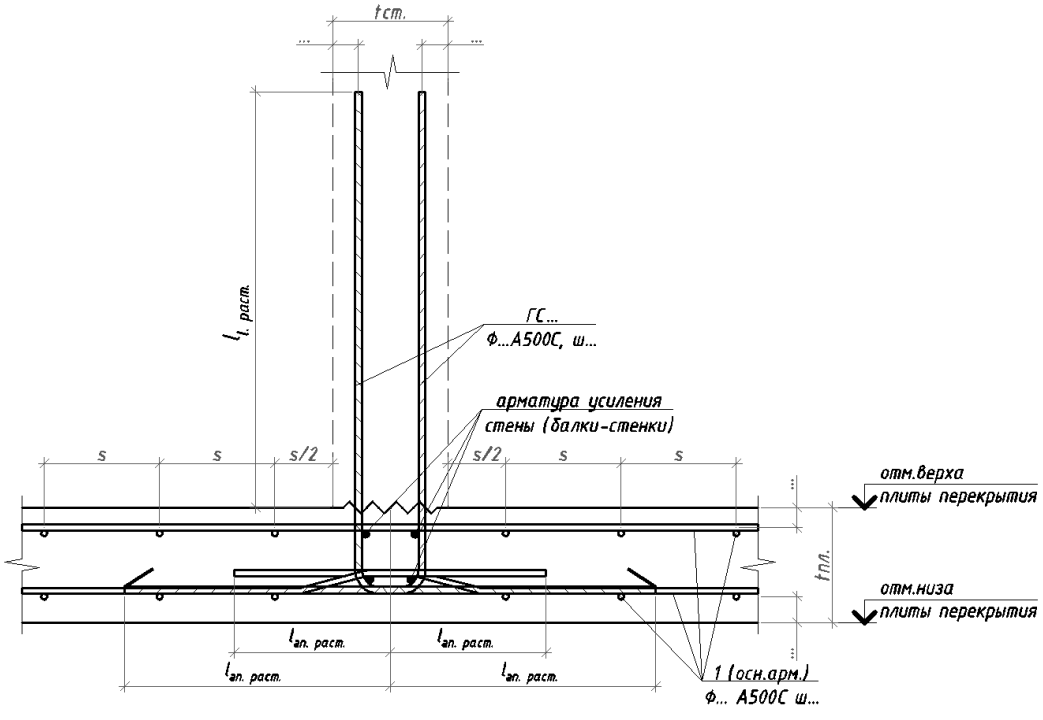
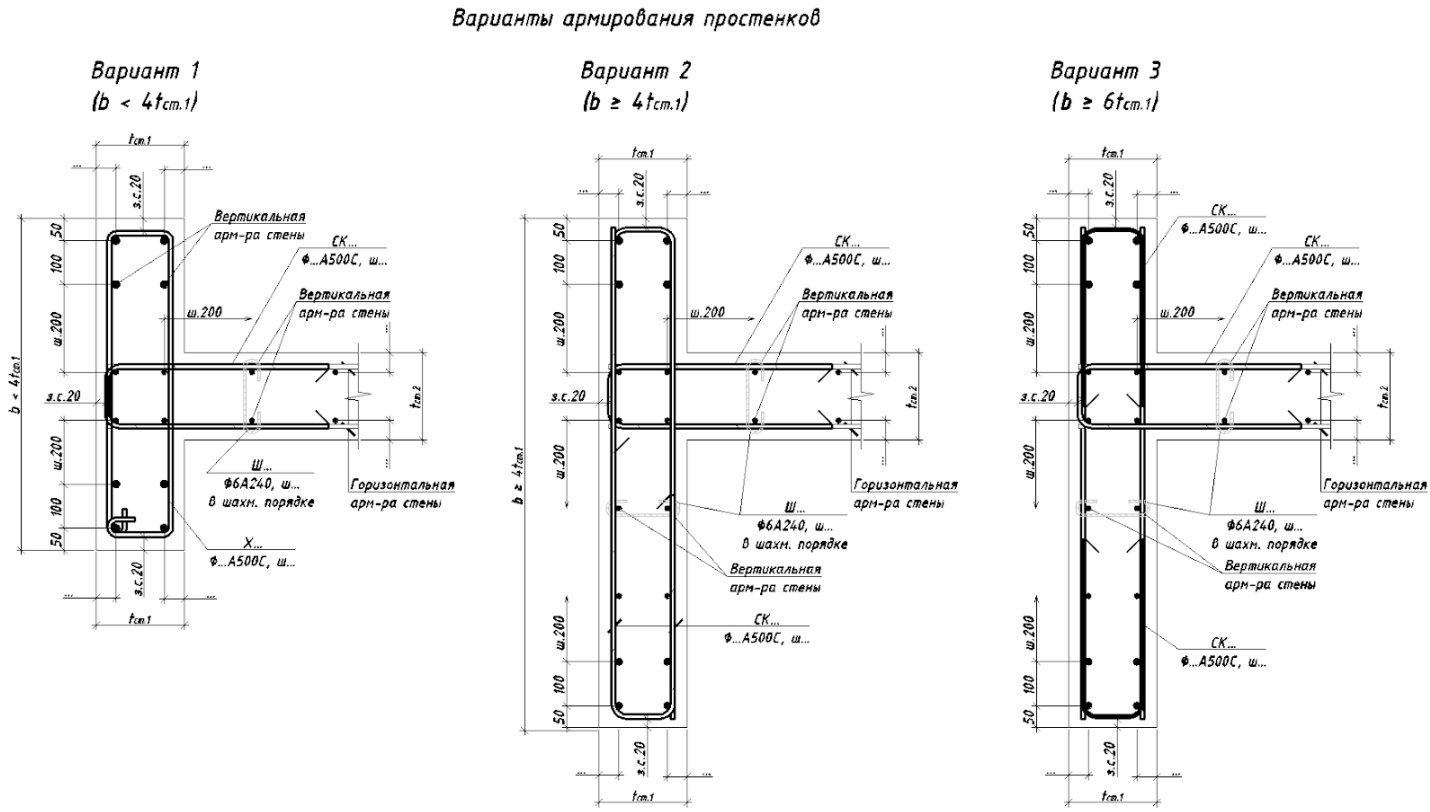


Рисунок 109

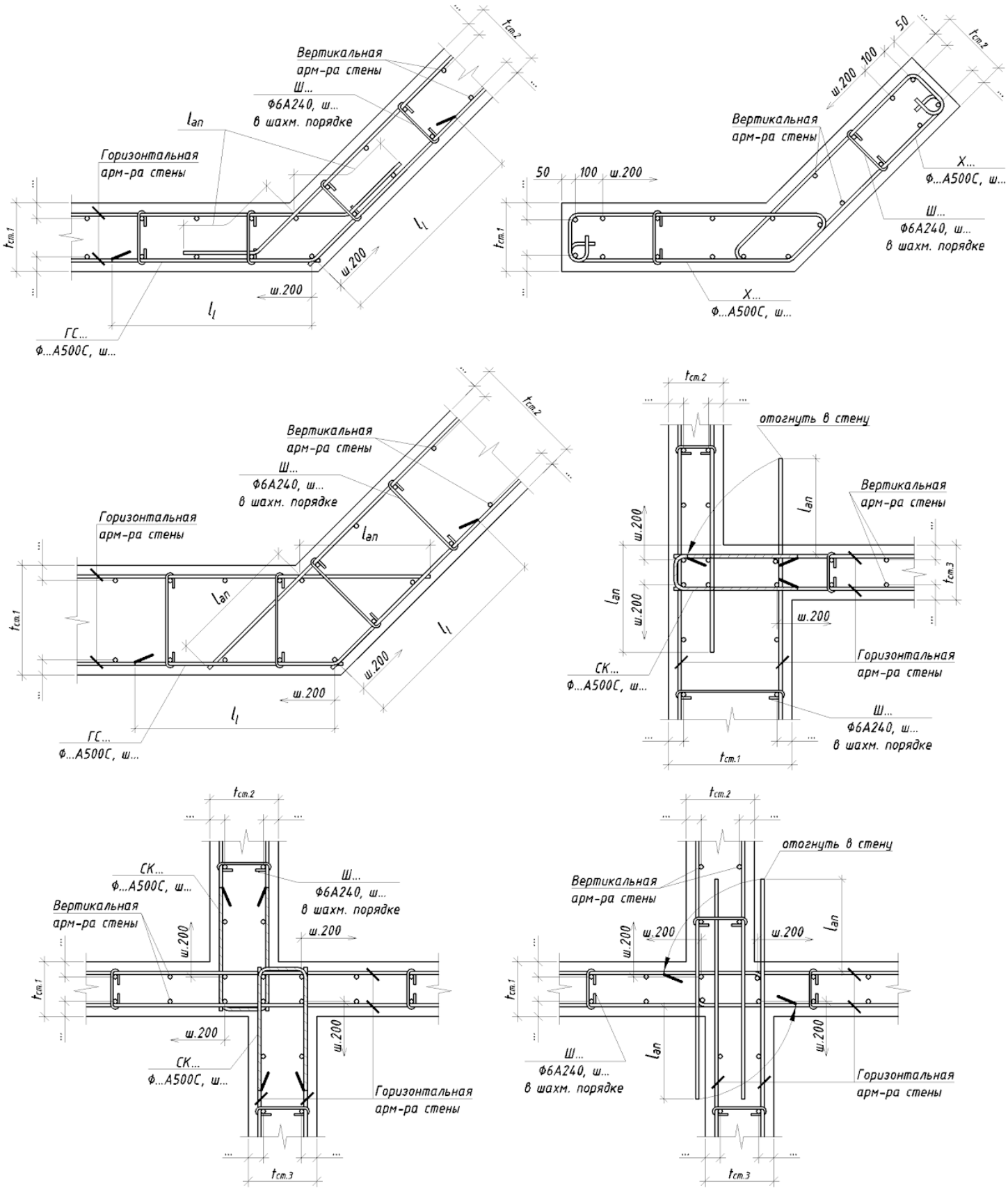
4.7 Нестандартные узлы сопряжения стен

Нестандартные узлы сопряжения стен показаны на рисунках 110 и 110.1.



Примечание: выбор между вариантами 2 и 3 при b ≥ 6tcm.1 делается исходя из целесообразности в конкретной ситуации при адресном проектировании

Рисунок 110



Примечание: величина длины анкеровки и длины нахлестки принимается исходя из напряженного состояния рассматриваемых арматурных стержней, при растяжении берется соответственно $l_{an.\ раст.}$ и $l_{l.\ раст.}$, при сжатии берется соответственно $l_{an.\ сж.}$ и $l_{l.\ сж.}$, расшифровку обозначений см. в разделе 4.8 (расшифровка обозначений к рисункам 116 и 117), допускается длину анкеровки и нахлестки брать, исходя из худшего варианта, т.е. как для растянутого стержня.

Рисунок 110.1

4.8 Особенности устройства арматурных выпусков из фундаментных плит

В качестве примера рассмотрим две стены подземной автостоянки, замаркированные на рисунке 111 (показан фрагмент расчетной схемы из ПК Лира-САПР). Стена №1 является внутренней стеной, на которую приходит нагрузка от плиты покрытия, стена №2 является наружной стеной, на которую приходится нагрузка от плиты покрытия и от давления грунта (как правило, в таких стенах есть зоны растяжения и сжатия).

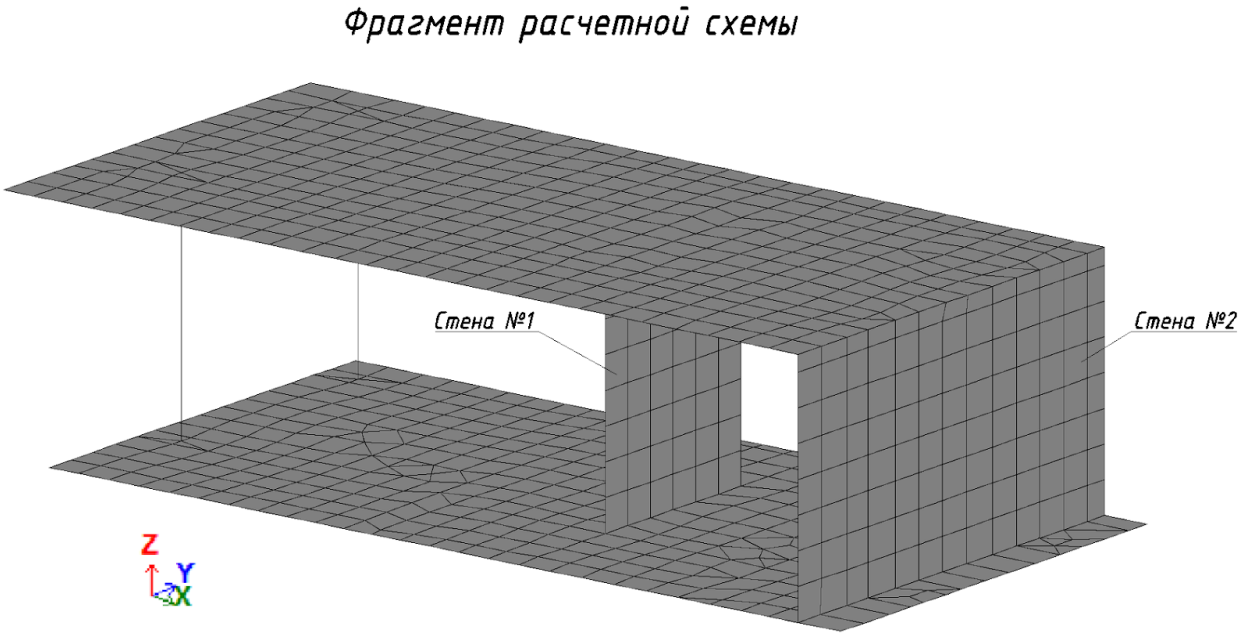
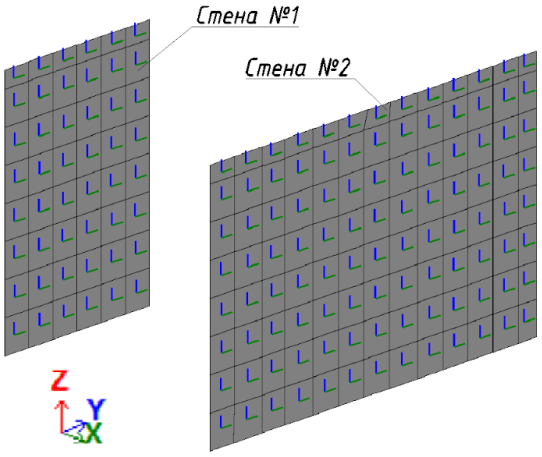


Рисунок 111

Ориентация местных осей в КЭ стен показана на рисунке 112. Мозаики напряжений показаны на рисунках 113 и 114.

Чтобы предусмотреть арматурные выпуски из фундаментной плиты, необходимо знать требуемое расчетное армирование в вышележащей стене (выпуски будут иметь соответствующий диаметр и шаг) и напряженное состояние в теле стены в зоне будущей стыковки выпусков с арматурой стены. Характер распределения нормальных напряжений (растяжение/сжатие) в рассматриваемых сечениях стены необходимо знать для того, чтобы правильно назначить длину нахлестки в зоне стыковки арматуры, потому как для растянутых стержней длина перепуска больше чем для сжатых.

Ориентация местных осей X и Y



Ориентация оси Z

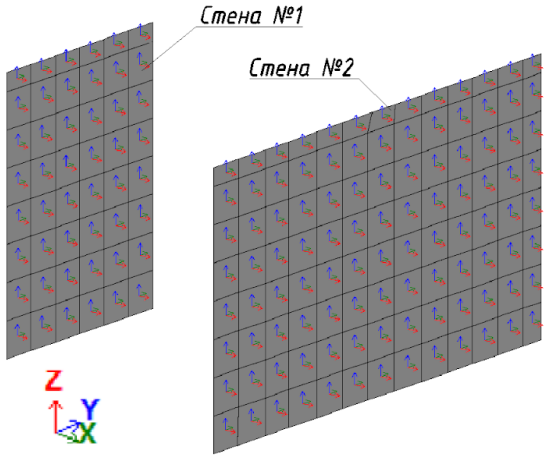


Рисунок 112

Мозаика напряжений по Ny
Единицы измерения - т/м2

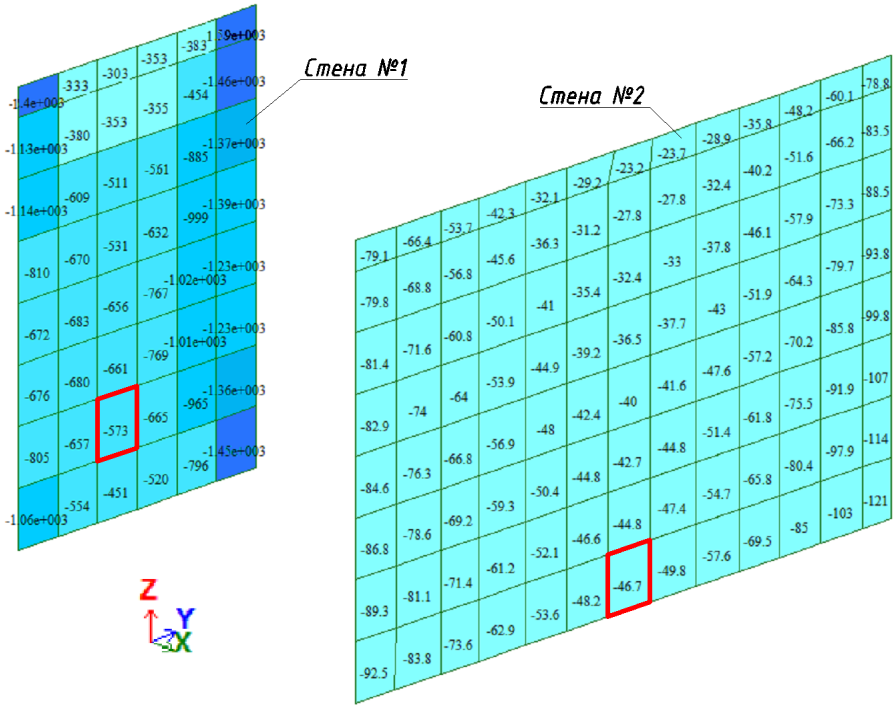


Рисунок 113

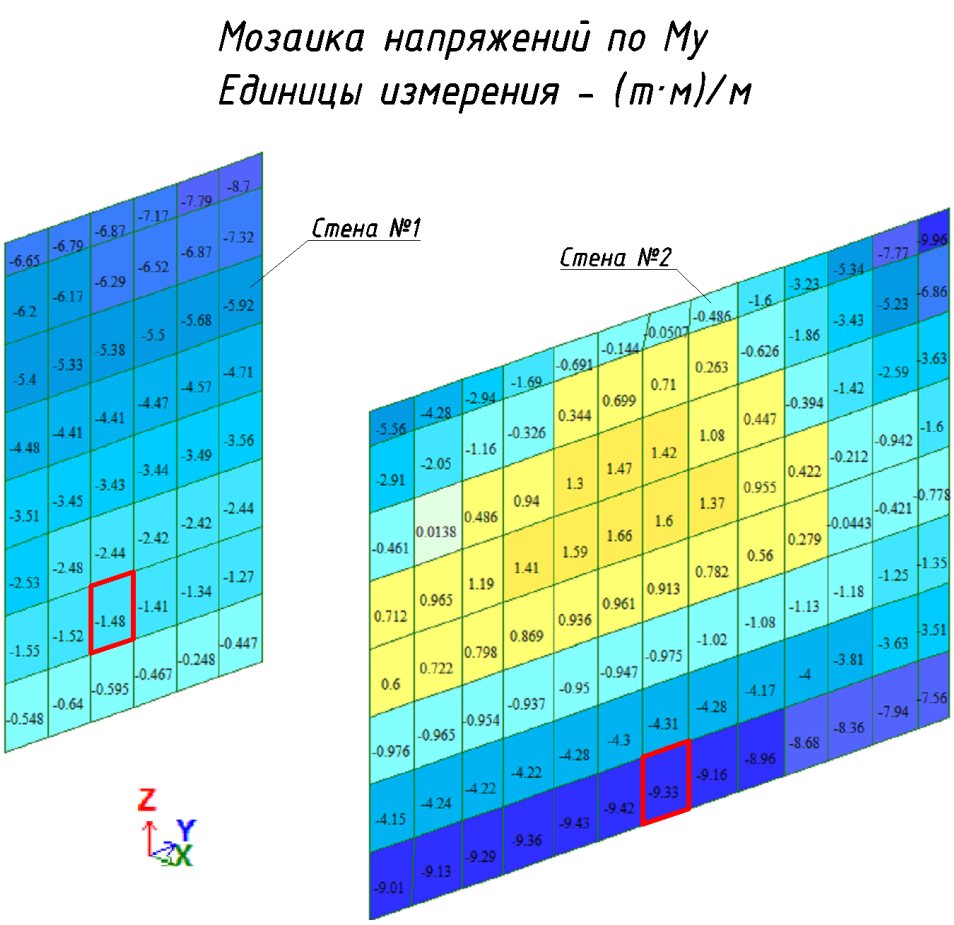


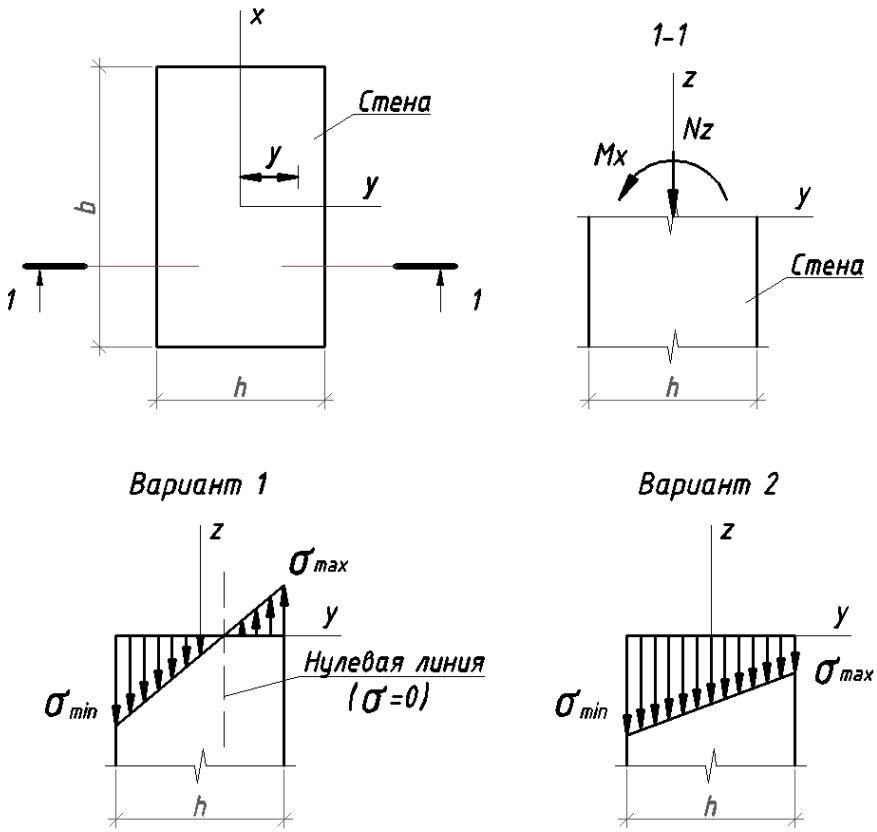
Рисунок 114

На рисунке 115 изображен участок стены шириной b и толщиной h, на котором в графическом виде показана закономерность распределения нормальных напряжений в поперечном сечении стены. В формульном виде закономерность выглядит следующим образом:

$$\sigma = \frac{N_z}{A} + \frac{M_x}{J_x} \bullet y \qquad (9)$$

σ_{max} достигается при $y = \frac{h}{2}$, σ_{min} достигается при $y = -\frac{h}{2}$ (см. рисунок 115).

Очевидно, что «зона растяжения» в поперечном сечении стены (см. вариант 1 на рисунке 115) может возникнуть в случае, когда в формуле 9 правое слагаемое по модулю больше чем левое, т.е. $|\frac{M_x}{J_x} \bullet y| > |\frac{N_z}{A}|$. Рассмотрим случай, когда $\sigma = \sigma_{max}$, подставляя в данную формулу $y = \frac{h}{2}$, $A = b \cdot h$ и момент инерции $J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$, после преобразования получается следующая закономерность: «зона растяжения» в поперечном сечении стены возникает при $|\frac{M_x}{N_z}| > \frac{h}{6}$.



Вариант 1: есть сжатые и растянутые волокна в сечении;
Вариант 2: все волокна в сечении сжаты.

Рисунок 115

Рассмотрим два примера (случай со стеной №1 и случай со стеной №2), иллюстрирующие методику определения напряженного состояния (растяжение/сжатие) в арматуре в зоне ее стыковки. Проверку напряженного состояния необходимо производить в КЭ, попадающих на зону будущего перехлеста арматуры стены с выпусками из фундаментной плиты. Какие именно КЭ следует проверить, выбирает проектировщик на свое усмотрение в зависимости от ситуации при адресном проектировании. В примерах рассмотрим КЭ, выделенные на рисунках 113 и 114.

Пример 1.

Стена №1 имеет толщину 250 мм, размер пластинчатых КЭ 500х500 мм.

Нормальное напряжение в выделенной на рисунке 113 пластине – «минус» 573 т/м2, тогда сосредоточенная продольная сила N (в тоннах) в рассматриваемом пластинчатом КЭ равна напряжению в КЭ, умноженному на площадь поперечного сечения пластины (см. формулу 2 раздел 2.3.2):

$$N_{\text{соср}} = a \bullet t \bullet N = 0,5 \cdot 0,25 \cdot (-573) = -71,63 \text{ т}$$

Изгибающий момент в выделенной на рисунке 113 пластине – 1,48 (т·м)/м, тогда сосредоточенный изгибающий момент М (в т·м) в рассматриваемом пластинчатом КЭ равен моменту в КЭ, умноженному на ширину пластины (см. формулу 4 раздел 2.3.2):

$$M_{\text{соср}} = a \bullet M = 0,5 \cdot 1,48 = 0,74 \text{ т·м}$$

Проверяем условие $|\frac{M_x}{N_z}| > \frac{h}{6}$: $\left|\frac{0,74}{-71,63}\right| = 10,33 \text{ мм} < \frac{250}{6} = 41,67 \text{ мм}$ – все волокна в сечении сжаты, арматуру следует стыковать как сжатую (вариант 2 на рисунках 115 и 116).

Пример 2.

Стена №1 имеет толщину 300 мм, размер пластинчатых КЭ 500х500 мм.

Нормальное напряжение в выделенной на рисунке 114 пластине – «минус» 46,7 т/м2, тогда сосредоточенная продольная сила N (в тоннах) в рассматриваемом пластинчатом КЭ равна напряжению в КЭ, умноженному на площадь поперечного сечения пластины (см. формулу 2 раздел 2.3.2):

$$N_{\text{соср}} = a \bullet t \bullet N = 0,5 \cdot 0,3 \cdot (-46,7) = -7,01 \text{ т}$$

Изгибающий момент в выделенной на рисунке 114 пластине – 9,33 (т·м)/м, тогда сосредоточенный изгибающий момент М (в т·м) в рассматриваемом пластинчатом КЭ равен моменту в КЭ, умноженному на ширину пластины (см. формулу 4 раздел 2.3.2):

$$M_{\text{соср}} = a \bullet M = 0,5 \cdot 9,33 = 4,67 \text{ т·м}$$

Проверяем условие $|\frac{M_x}{N_z}| > \frac{h}{6}$: $\left|\frac{4,67}{-7,01}\right| = 665,95 \text{ мм} > \frac{300}{6} = 50 \text{ мм}$ – в сечении есть сжатые и растянутые волокна, арматуру следует стыковать в сжатой зоне как сжатую, в растянутой зоне, как растянутую (вариант 1 на рисунках 115 и 116).

Схему устройства арматурных выпусков из фундаментной плиты в зависимости от напряженного состояния (растяжение/сжатие) в зоне стыковки с вертикальной арматурой вышележащей стены см. на рисунке 116 (варианты соответствуют напряженным состояниям на рисунке 115). Для варианта 1 устройство арматурных выпусков из фундаментной плиты рекомендуется в целях унификации типоразмеров производить по схеме, изображенной на рисунке 117. Схемы на рисунках 116 и 117 предусматривают установку вертикальной арматуры вышележащей стены в уровень верха фундаментной плиты.

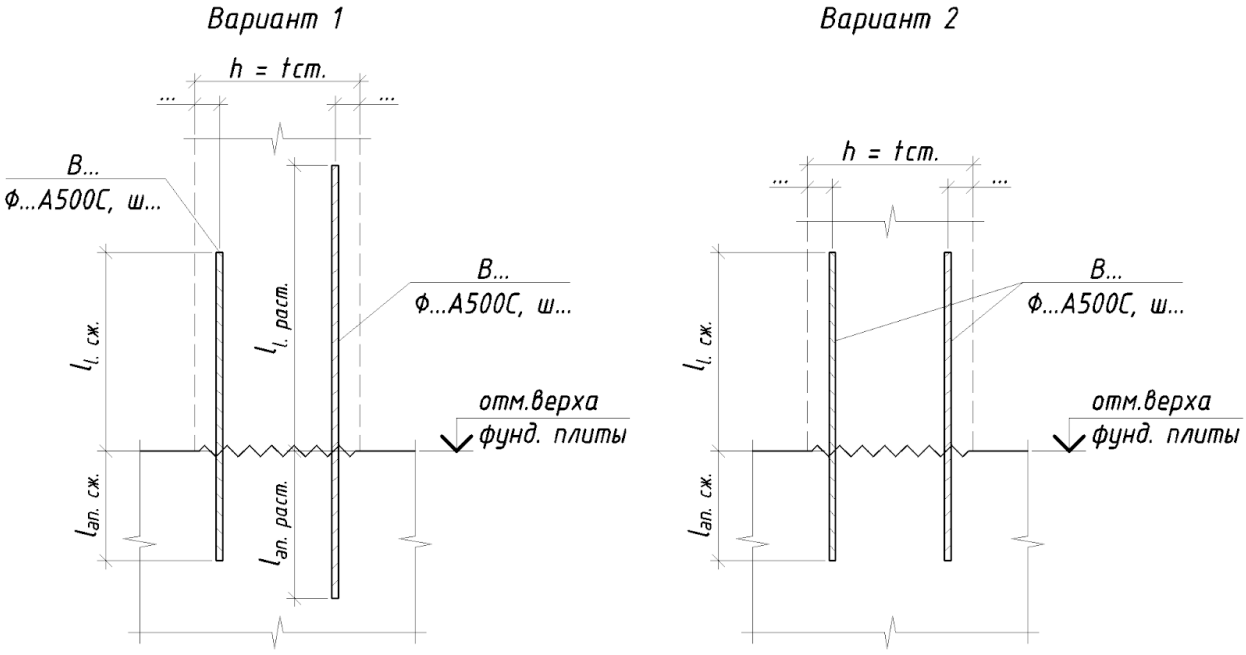


Рисунок 116

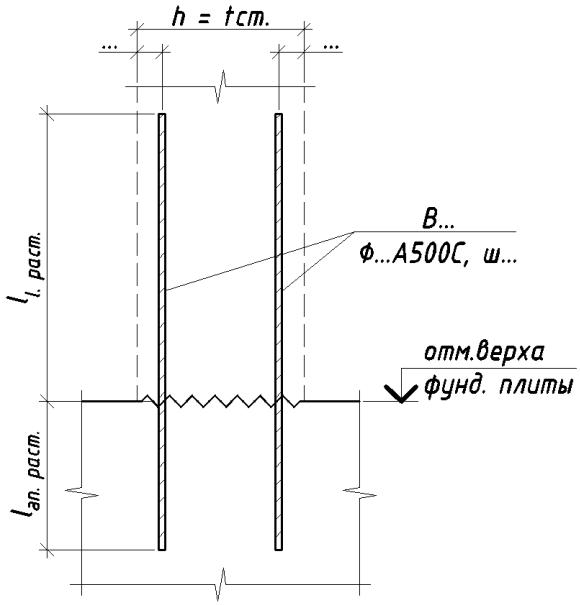


Рисунок 117

Расшифровка обозначений к рисункам 116 и 117:

$l_{ап.\ сж.}$ – расчетная длина анкеровки для сжатого стержня (в формуле 10.3 СП 63.13330.2018 принимается $\alpha_1 = 0,75$);

$l_{ап.\ раст.}$ – расчетная длина анкеровки для растянутого стержня (в формуле 10.3 СП 63.13330.2018 принимается $\alpha_1 = 1$);

$l_{l.\ сж.}$ – расчетная длина нахлестки для сжатого стержня (в формуле 10.5 СП 63.13330.2018 принимается $\alpha_2 = 1,2$);

$l_{l.\ раст.}$ – расчетная длина нахлестки для растянутого стержня (в формуле 10.5 СП 63.13330.2018 принимается $\alpha_2 = 2$).

4.9 Особенности устройства арматурных выпусков под лестничный марш

Распределение усилий в монолитном ж.б. лестничном марше в зоне стыковки с плитами перекрытия и фундаментной плитой см. на рисунке 118.

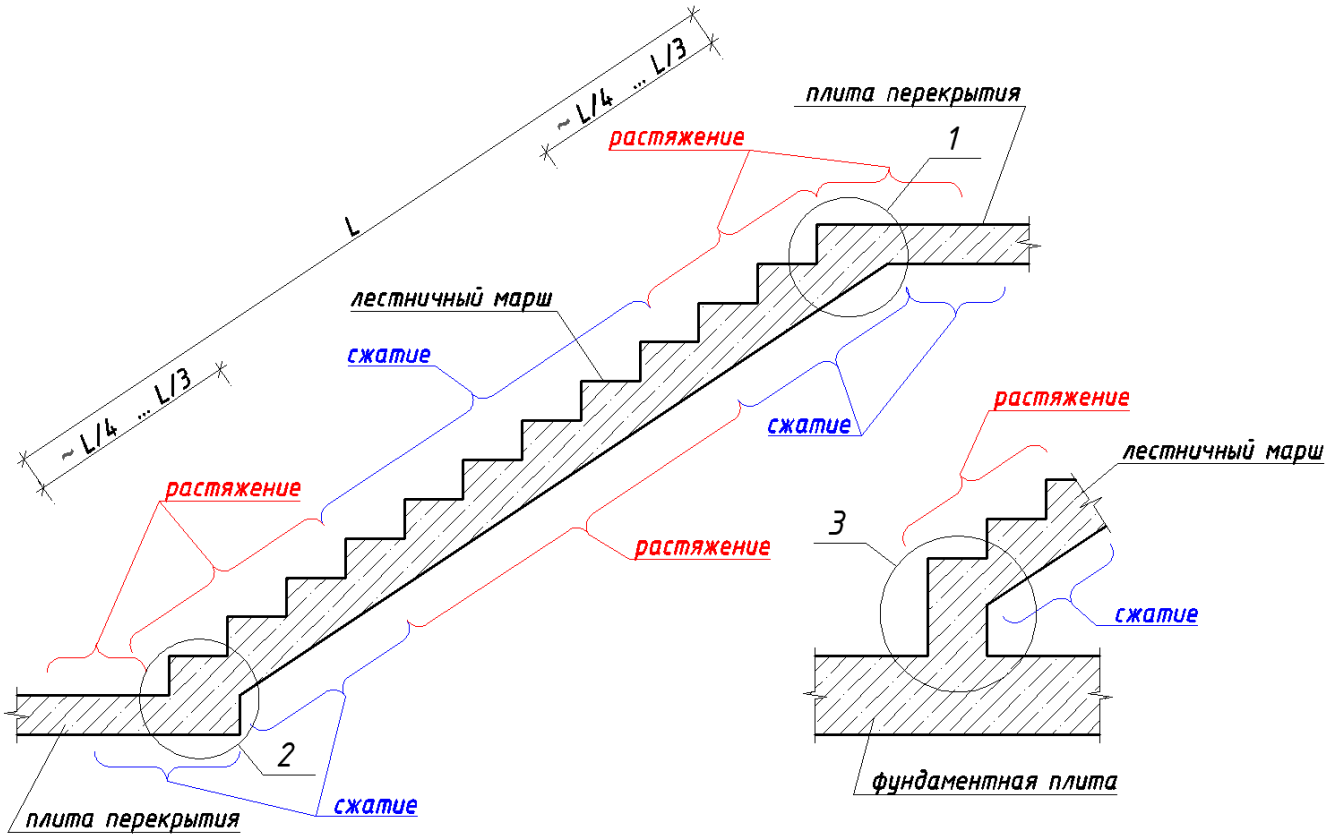


Рисунок 118

Арматурные выпуски под лестничный марш из плит перекрытия и фундаментной плиты должны быть длины, достаточной для конструирования узлов, показанных на рисунке 119.

Примечания к рисунку 119:

1) Расшифровку обозначений к рисунку 119 см. в разделе 4.8 (расшифровка обозначений к рисункам 116 и 117).

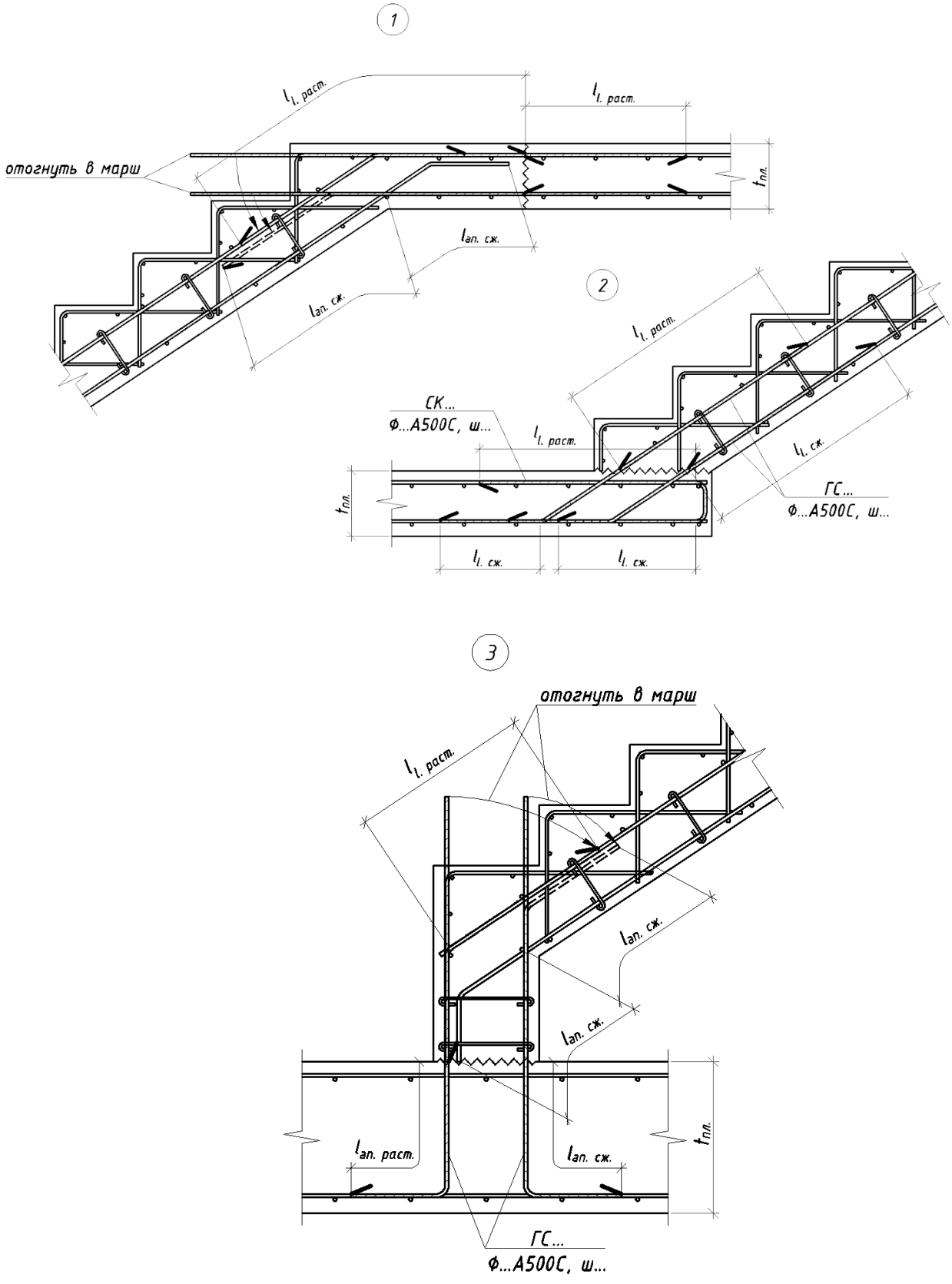
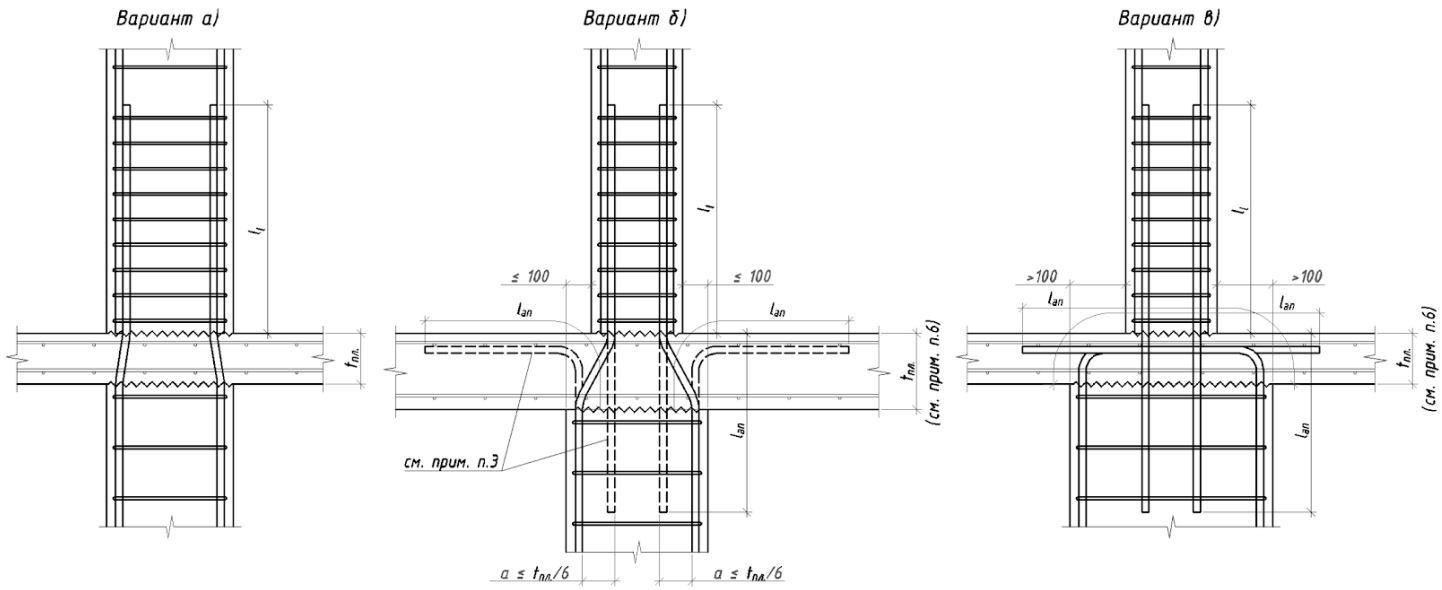


Рисунок 119

4.10 Схемы устройства стыков продольных арматурных стержней монолитных ж.б. стоек (колонн, пилонов)

Схемы устройства стыков продольных арматурных стержней монолитных ж.б. стоек (колонн, пилонов) многоэтажных зданий см. на рисунке 120.



Варианты: а) – при одинаковом сечении колонн вышележащего и нижележащего этажей;
б) – при незначительном различии в сечениях колонн вышележащего и нижележащего этажей;
в) – при резком различии в сечениях колонн вышележащего и нижележащего этажей.

Рисунок 120

Примечания к рисунку 120:

1) Выпуски стержней из стоек нижележащего этажа с большим поперечным сечением в стойки вышележащего этажа с меньшим поперечным сечением рекомендуется осуществлять в соответствии с рисунком 120 (варианты «б» и «в»). При этом перевод стержней из одного этажа стойки в другой осуществляется путем их отгиба с уклоном не более 1:6 в теле плиты перекрытия. Часть стержней стойки нижележащего этажа может быть доведена до верха перекрытия (см. рисунок 120, вариант «б») и не заводиться в стойку вышележащего этажа, если она там не нужна по расчету. В случае резкой разницы в сечении стоек вышележащего и нижележащего этажей выпуски следует устраивать с включением специальных дополнительных стержней в количестве, необходимом по расчету для стойки вышележащего этажа (см. рисунок 120, вариант «в»);
2) Глубина заделки (длина анкеровки) рабочей продольной арматуры (выпусков под вертикальную арматуру вышележащих вертикальных конструкций) в основании стоек нижележащего этажа должна быть не менее расчетной длины анкеровки l_{an}. Длина перепуска в стыках арматурных стержней стоек должна быть не менее расчетной длины нахлестки l_l. В случае, если рабочая продольная арматура нижележащей стойки не заводится в вышележащую стойку, а обрывается, то она должна быть заанкерована в теле плиты перекрытия прямым концом или загибом стержней под 90° в уровень верхней сетки армирования плиты на расчетную длину

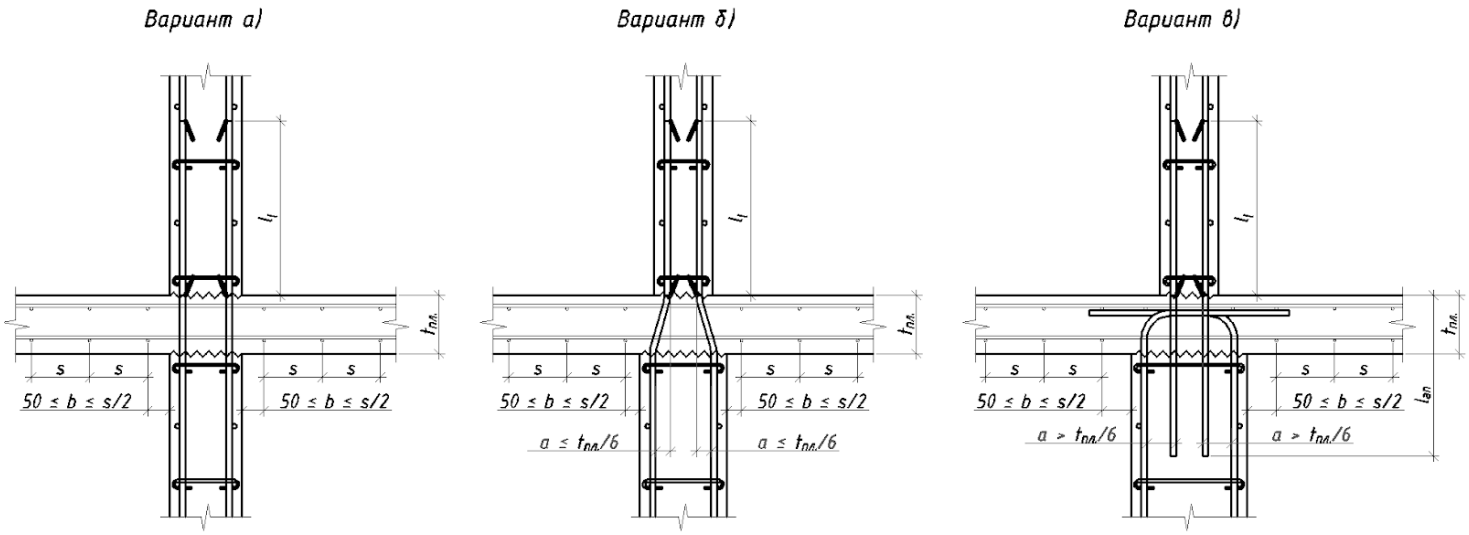
анкеровки l_{an}. Величины расчетных длин анкеровки l_{an} и нахлестки l_l зависят от напряженного состояния в стержнях (растяжение/сжатие), подробное описание см. в разделе 4.8;

3) Для варианта «б» на рисунке 120 возможны два варианта стыковки продольных арматурных стержней в зависимости от количества арматурных стержней, их диаметра и расположения в сечениях нижележащей и вышележащей стоек:
   - все стержни нижележащей стойки пропускаются в вышележащую стойку;
   - часть стержней нижележащей стойки пропускаются в вышележащую стойку, а остальные анкеруются в плиту перекрытия, при необходимости, ставятся специальные дополнительных стержни в количестве, необходимом по расчету для стойки вышележащего этажа (на рисунке 120 данный вариант показан штриховой линией);
4) В пределах стыка продольных стержней с помощью перехлеста следует устанавливать хомуты с учащенным шагом (подробнее см. раздел 3.4.1);
5) Расстояние между осями стержней продольной арматуры стоек должно приниматься не более 400 мм;
6) При загибе на 90° стержней рабочей продольной арматуры нижележащей стойки в тело плиты перекрытия концы отгибов могут быть направлены навстречу друг другу (см. рисунок 120, вариант «в») или в обратную сторону (см. рисунок 120, вариант «б»). Наиболее предпочтительным является вариант с отгибом концов стержней навстречу друг другу, отгиб стержней в обратную сторону тоже может применяется, но когда толщина плиты не менее:
   - 200 мм при использовании отгибаемых стержней $d_s \leq 20$ мм;
   - 250 мм при использовании отгибаемых стержней $20 < d_s \leq 25$ мм;
   - 300 мм при использовании отгибаемых стержней $25 < d_s \leq 32$ мм.

4.11 Схемы устройства стыков продольных вертикальных арматурных стержней монолитных ж.б. стен

Вертикальные арматурные стержни вышележащей и нижележащей стен следует стыковать аналогично стыковке выпусков из фундаментной плиты с арматурой стены (см. раздел 4.8), отличие составляет только в том, что вертикальные стержни нижележащей стены являются одновременно и выпусками. Конструирование узла стыка выполнять аналогично разделу 4.10, отличие лишь в том, что выпуски из нижележащих стен заводятся в вышележащие стены и ставятся в одном ряду с ее вертикальной арматурой (в колоннах и пилонах выпуски могут быть сбоку относительно ряда арматуры вышележащей стойки).

Примеры устройства стыков продольных вертикальных арматурных стержней см. на рисунке 121.



Варианты: а) – при одинаковых толщинах стен вышележащего и нижележащего этажей;
б) – при незначительном различии в толщинах стен вышележащего и нижележащего этажей;
в) – при резком различии в толщинах стен вышележащего и нижележащего этажей.

Рисунок 121

4.12 Узлы сопряжения ригелей (балок) со стойками (колоннами, пилонами)

Армирование промежуточного узла сопряжения ригеля (балки) со стойкой (колонной, пилоном) под прямым углом при расположении растянутой зоны у верхней грани балки см. на рисунке 122.

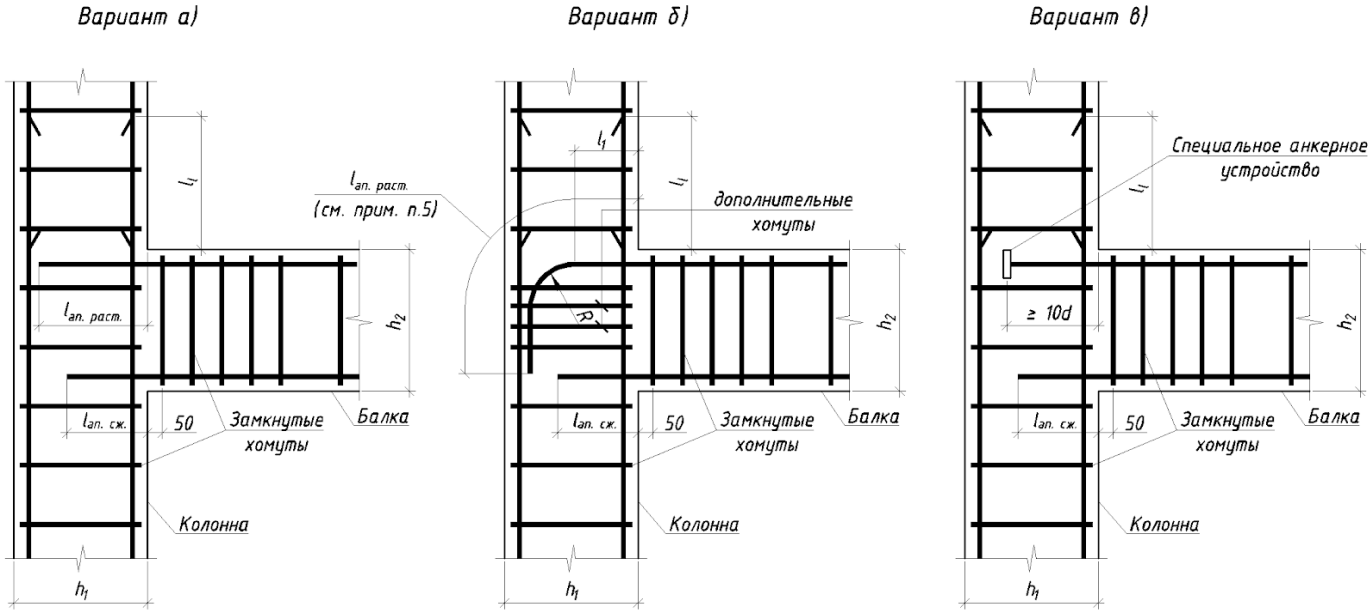


Рисунок 122

Примечания к рисунку 122:

1) Расшифровку обозначений к рисунку 122 см. в разделе 4.8 (расшифровка обозначений к рисункам 116 и 117);

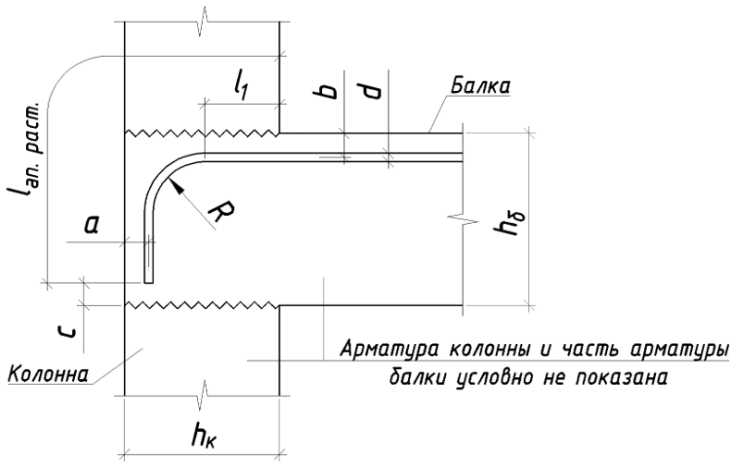
2) Продольные арматурные стержни стойки нижележащего этажа следует выпускать над перекрытием (над ригелем) для устройства стыков с арматурными стержнями стойки вышележащего этажа;
3) Растянутые верхние стержни опорной арматуры ригеля следует заводить в стойку на величину $l_{an.раст.}$. При этом узел конструируется по рисунку 122 (вариант «а»), если расстояние до наружных стержней стойки больше требуемой длины анкеровки, или по рисунку 122 (вариант «б»), если расстояние до наружных стержней стойки меньше величины анкеровки. В последнем случае на отогнутые участки стержня должны быть установлены дополнительные хомуты с шагом не более 100 мм, препятствующие разгибанию стержня. Если завести верхние стержни ригеля на необходимую длину анкеровки невозможно, узел можно конструировать по рисунку 122 (вариант «в») с применением специальных анкерных устройств на конце стержня (пластин, шайб, гаек, высаженных головок и т.п.);
4) Если нижняя сжатая арматура ригеля учитывается в расчете, то ее следует заводить за внутреннюю грань стойки на величину $l_{an.сж.}$, как для сжатых стержней;
5) Отгиб анкеруемого стержня на 90° следует осуществлять по дуге круга радиусом в свету не менее:

$$R = 10d\left(1 - \frac{l_1}{l_{an.раст.}}\right), \qquad (10)$$

где l_1 - длина прямого участка у начала заделки, и не менее значений, приведенных в п.п. 10.3.33 СП 63.13330.2018, чем больше радиус загиба, тем выше несущая способность узла.

Определить радиус отгиба можно по ссылке:
https://docs.google.com/spreadsheets/d/1F0m0AglkxiznCCSkn8hsGENXBGlrjnaz7qJq1r7zqJk/edit#gid=926507109

Пример показан на рисунке 122.1.



Исходные значения для расчета радиуса загиба "R", длины анкеровки "lan.раст." и длины прямого участка "l1"	d =	20	мм	
	класс бетона	B25		
	hк =	500	мм	
	a =	70	мм	
Дополнительные исходные значения для расчета параметра "c" (расстояние от окончания стержня до нижней грани ригеля)	hб =	600	мм	
	b =	50	мм	
Вычисленные значения ("R" точное)	lan.раст. =	**828,6**	мм	
	R =	**130,1**	мм	
	l1 =	**289,9**	мм	
	c =	**91,3**	мм	→ Окончание стержня не доходит до нижней грани ригеля на 91,3 мм
Вычисленные значения ("R" округлено кратно 5 мм в большую сторону)	lan.раст. =	**828,6**	мм	
	R =	**135**	мм	
	l1 =	**285,0**	мм	
	c =	**89,2**	мм	→ Окончание стержня не доходит до нижней грани ригеля на 89,2 мм
Примечания: 1) расчет проводится для арматуры периодического профиля класса А500 (ГОСТ 34028-2016) 2) расчет проводится для растянутых арматурных стержней 3) ячейки с заливкой желтого и салатового цвета обязательны для заполнения				

Рисунок 122.1

Армирование крайнего верхнего узла сопряжения ригеля (балки) со стойкой (колонной, пилоном) под прямым углом при расположении растянутой зоны у верхней грани балки см. на рисунке 123.

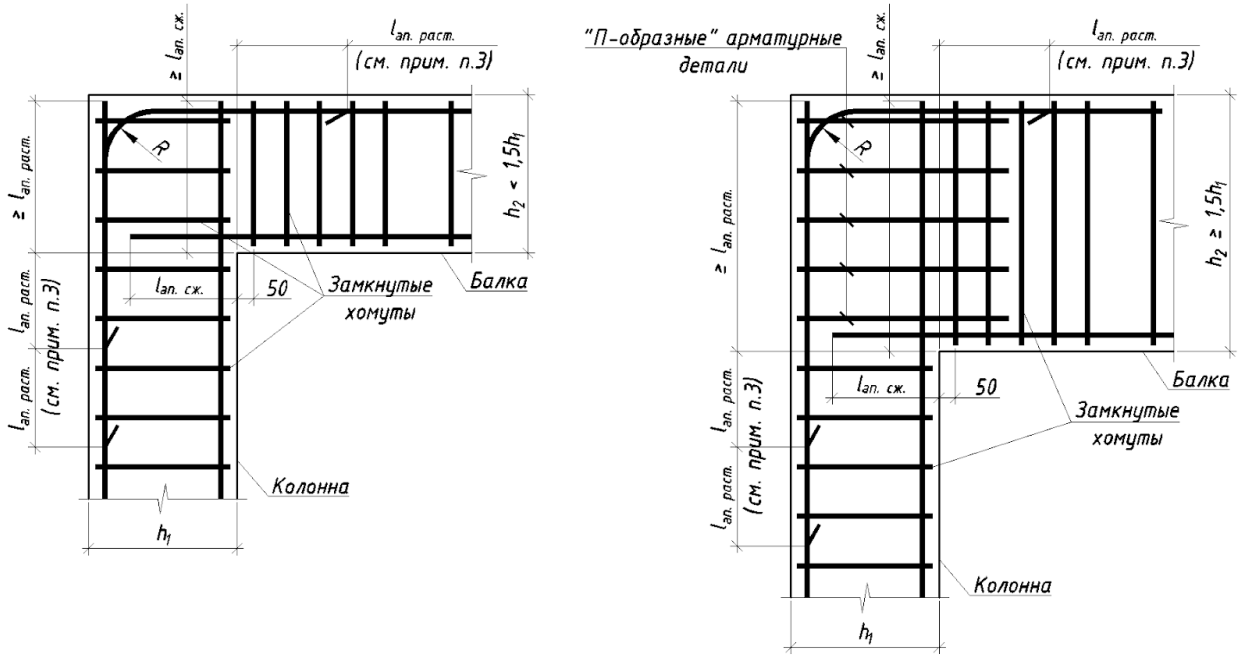


Рисунок 123

Примечания к рисунку 123:

1) Расшифровку обозначений к рисунку 123 см. в разделе 4.8 (расшифровка обозначений к рисункам 116 и 117);
2) Стержни, армирующие входящий угол, должны быть взаимно заведены в смежный элемент узла, как правило, без отгибания. Продольные рабочие стержни стойки доводят до верха ригеля (с учетом защитного слоя бетона). Нижние стержни пролетной арматуры ригеля заводят в стойку за ее внутреннюю грань на величину $l_{an.\ сж.}$, обеспечивающую анкеровку;
3) Стержни, армирующие исходящий угол (наружные стержни), конструируются в зависимости от величин действующих в узле расчетных усилий и эксцентриситета продольной силы. Верхние стержни опорной арматуры ригеля заводят в стойку за нижнюю грань ригеля и в зависимости от количества арматуры, т. е. от расчета, их обрывают в одном или в двух сечениях, причем в первом сечении не более четырех стержней, во втором сечении не менее двух стержней. При значительном эксцентриситете ($\frac{e_0}{h_1} > 0,5$, где e_0 - эксцентриситет продольной силы относительно геометрической оси стойки, h_1 - высота ее сечения) часть наружных стержней стойки, но не менее двух, можно завести в ригель на величину $l_{an.\ раст.}$ от внутренней грани стойки;
4) Поперечные стержни стойки доводят до верха ригеля, а поперечные стержни ригеля - до внутренней грани стойки. В зоне анкеровки (зоне отгиба стержня на 90°) рабочей арматуры балки необходимо предусматривать поперечную арматуру в виде замкнутых хомутов или П-образных деталей;
5) См. примечания к рисунку 122 (п. 5);
6) Если в конструкциях действуют большие усилиями, в сжатой зоне узла возникают значительные местные напряжения, в связи с чем входящие углы, в некоторых исключительных случаях, целесообразно выполнять со скосами (вутами), уменьшающими местные напряжения. Вуты армируют самостоятельными продольными стержнями.

5. Особенности учета огнестойкости для расчета ж.б. конструкций

5.1. Нормативные ссылки

СТО 36554501-006-2006. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций.

СП 468.1325800.2019. Бетонные и железобетонные конструкции. Правила обеспечения огнестойкости и огнесохранности.

5.2. Термины и определения

Под огнестойкостью строительных конструкций понимается способность к сопротивлению воздействию пожара в течение определенного времени, сохраняя при этом обычные эксплуатационные качества, как несущие, так и ограждающие.

Различают три предельных состояния, характеризующих наступление пределов огнестойкости строительных конструкций:

- потеря несущей способности R (разрушение конструкции, или узлов ее крепления, возникновение предельных деформаций),
- потеря теплоизолирующей способности I (повышение температуры на необогреваемой поверхности в среднем более, чем на 160 ºС по сравнению с первоначальной температурой),
- потеря целостности E (образование в конструкции трещин или сквозных отверстий, через которые могут проникать продукты горения и пламя).

Регламентация пределов огнестойкости по типам строительных конструкций.

Таблица 3.

№ п/п	Типы строительных конструкций	Предел огнестойкости
1	Несущие конструкции колонн, пилонов и балок	R
2	Несущие конструкции стен, плит перекрытий	REI
3	Наружные ненесущие стены	E

Подробная таблица Требуемых пределов огнестойкости строительных конструкций приведена в Альбоме, размещенного в Базе знаний ПИК-Стандарт: Альбом типовых решений «Требуемый предел огнестойкости конструкций зданий».

5.3. Нагрузки и воздействия

Фактические пределы огнестойкости строительных конструкций определяются при действии нормативных нагрузок. Нормативный уровень нагрузки является завышенным для случая пожара, классификация нагрузок позволяет отнести случай пожара к особым воздействиям. В соответствии с этим для оценки огнестойкости строительных конструкций используются постоянные и длительно-действующие нагрузки.

Соответственно, при определении усилий в конструкции, рассчитываемой на огнестойкость, необходимо брать усилия из напряженно-деформированного состояния расчетной модели, определенной по особому сочетанию нагрузок. Например, РСН 12, в котором учтены понижающие коэффициенты от расчетных к нормативным по соответствующим загружениям:

- 0.909/0.833 – для постоянных и длительных нагрузок при γ_f = 1.1/1.2;
- 0.292 = 0.833×0.35 – длительная составляющая кратковременных нагрузок с учетом понижающего коэффициента 0.35;
- 0.357 = 0.714×0.5 – длительная составляющая кратковременной нагрузки от снега с учетом понижающего коэффициента 0.5.

В тех случаях, когда нельзя установить значение усилий от нормативной нагрузки, разрешается принимать нормативные нагрузки равными 0.7 от расчетных.

5.4. Предел огнестойкости по потере несущей способности (R)

Расчет предела огнестойкости по потере несущей способности (R) состоит из двух частей: теплотехнического и статического.

Теплотехнический расчет определяет время наступления предела огнестойкости, то есть момента времени прогрева арматуры до критической температуры (500 ºС для тяжелого бетона на силикатном заполнителе), или предельное значение сечения бетона конструкции при воздействии на нее стандартного температурного режима. В результате статического расчета должны быть обеспечены прочность и устойчивость конструкции при совместном воздействии нормативной нагрузки и стандартного температурного режима. Расчет огнестойкости конструкции производится по нормативным значениям сопротивления бетона и арматуры.

Экспериментально установлено, что разрушение железобетона при высокотемпературном воздействии происходит по тем же схемам, что и в условиях нормальных температур. Поэтому расчет предела огнестойкости по потере несущей способности производят исходя из условий равновесия и деформаций, что и для статического расчета. Решение статической задачи по оценке огнестойкости сводится к определению значения критической температуры нагрева растянутой арматуры как не зависящей от результатов теплотехнического расчета или к вычислению усилий, которые может воспринять сечение элемента при требуемом минимальном пределе огнестойкости. Если это условие равно или больше нормативного, то требуемый предел огнестойкости обеспечен.

Проведение статического расчета по определению предела огнестойкости по потере несущей способности возможно выполнять программе NormCAD, а также в программе Статика.

Программа Статика позволяет производить следующие расчеты огнестойкости:

- «313» – расчет огнестойкости однопролетной железобетонной балки прямоугольного и таврового сечений с возможностью нелинейного расчета прогиба на основе диаграмм деформирования материалов;
- «407» – расчет огнестойкости одноуровневой железобетонной колонны прямоугольного, круглого, уголкового и таврового сечений с возможностью нелинейного расчета на основе диаграмм деформирования материалов;
- «450» – расчет огнестойкости стержневых элементов прямоугольного, круглого, уголкового и таврового сечений, а также пластинчатых элементов стен и плит;
- «454» – расчет железобетонной плиты перекрытия опирающейся на колонны прямоугольного или круглого сечений на продавливание при огневом воздействии.

Определение необходимого армирования строительных конструкций в расчете требований по огнестойкости заключается в определении максимальных напряжений с заданным армированием, на базе которых затем в «Лира-САПР» составляются необходимые мозаики напряжений, соответствующие определенным типам армирования с несущей способностью по огнестойкости.

5.5. Расчет огнестойкости по потере несущей способности вертикальных конструкций

Программа Статика позволяет определить допустимые усилия (N, My, Mz) на вертикальную конструкцию (колонну, пилон, погонный фрагмент стены) с заданным типом армирования на определенную длительность огневого воздействия.

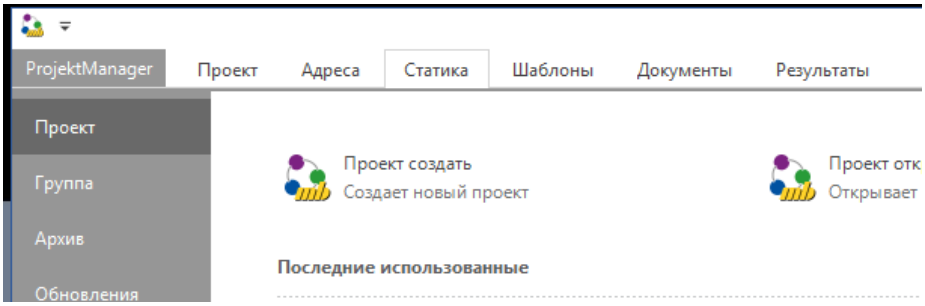
Далее, зная габариты пластинчатого КЭ пилона или фрагмента стены, толщину – t, и длину КЭ в плане – a, можно перевести значение допустимого сжимающего усилия в напряжения: $N_y = N / (t \times a)$ – получается сжимающее напряжение.

Соответственно, зная несколько характерных допустимых сжимающих усилий на определенную огнестойкость (R60, R90, R120, R150) для нескольких вариантов армирования (например, s200d12, s200d16, s100d16, s100d20, s100d25, s100d32), определив по ним допустимые сжимающие напряжения, можно выстроить шкалу для Ny в модели «Лира-САПР», которая точно покажет в каких местах пилонов и простенков необходимо какое вертикальное армирование.

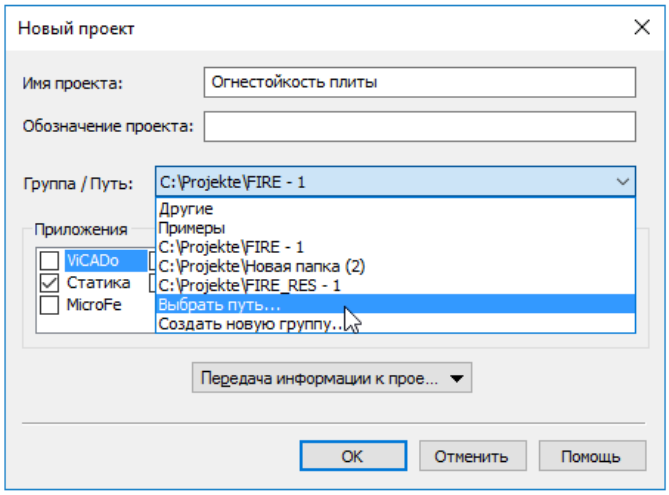
При анализе результатов мозаики сжимающих напряжений N_y с учетом настройки шкалы следует понимать, что огневое воздействие представляет наибольшую опасность для вертикальных конструкций в середине высоты, так как именно здесь возникает максимальный эксцентриситет продольной сжимающей силы, дополненный прогибом в случае одностороннего обогрева, что ведет к разрушению сечения, то есть и определяющее армирование с учетом несущей способности следует подбирать в среднем по высоте сечении. Локальные всплески напряжений в КЭ прилегающих к проемы допускается не учитывать.

Пример определения огнестойкости простенка в программе Статика.

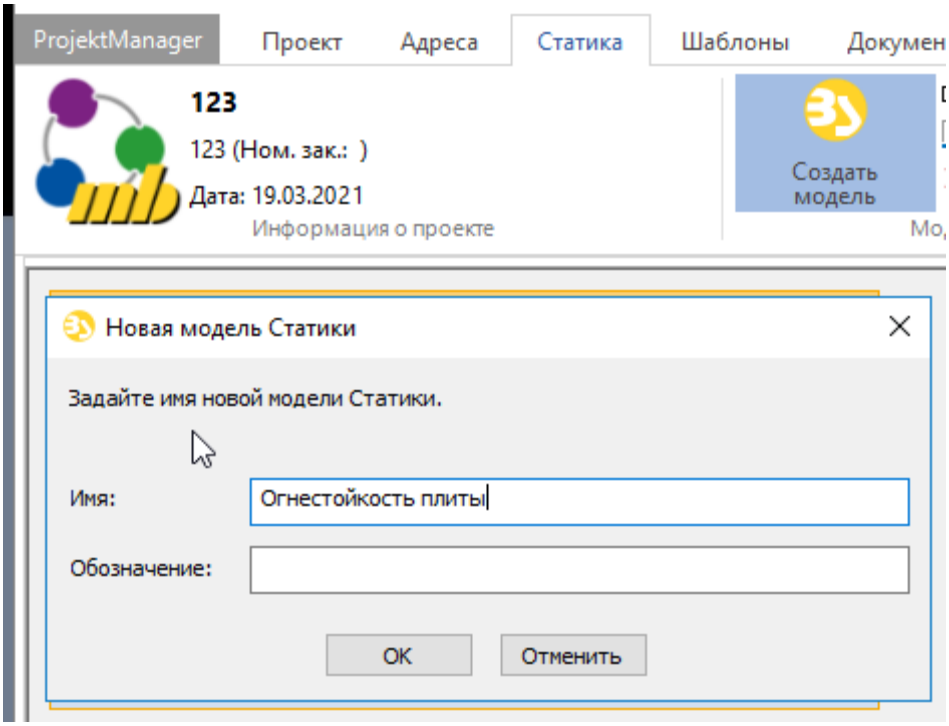
1. Запуск приложения ProjectManager, создание новый проект «Проект создать».



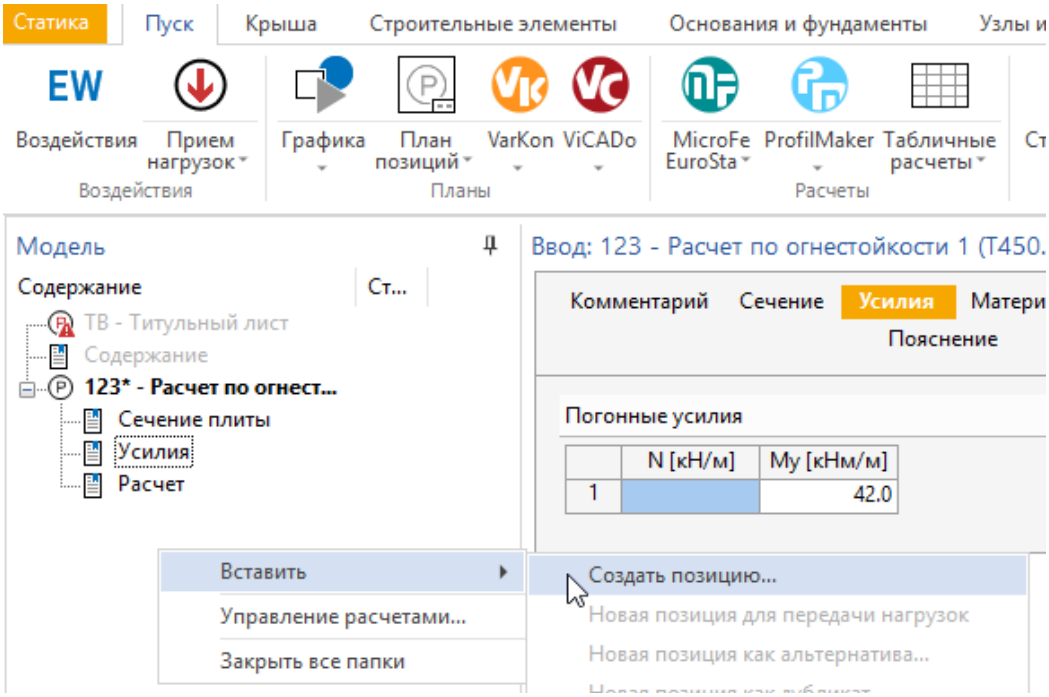
2. В окне нового проекта необходимо записать «Имя проекта», «Обозначение проекта» не обязательно, выбрать «Путь» к папке с расчетом в директории «C:\Projecte», или создать новую папку, среди предлагаемых к работке приложений выбрать «Статика».



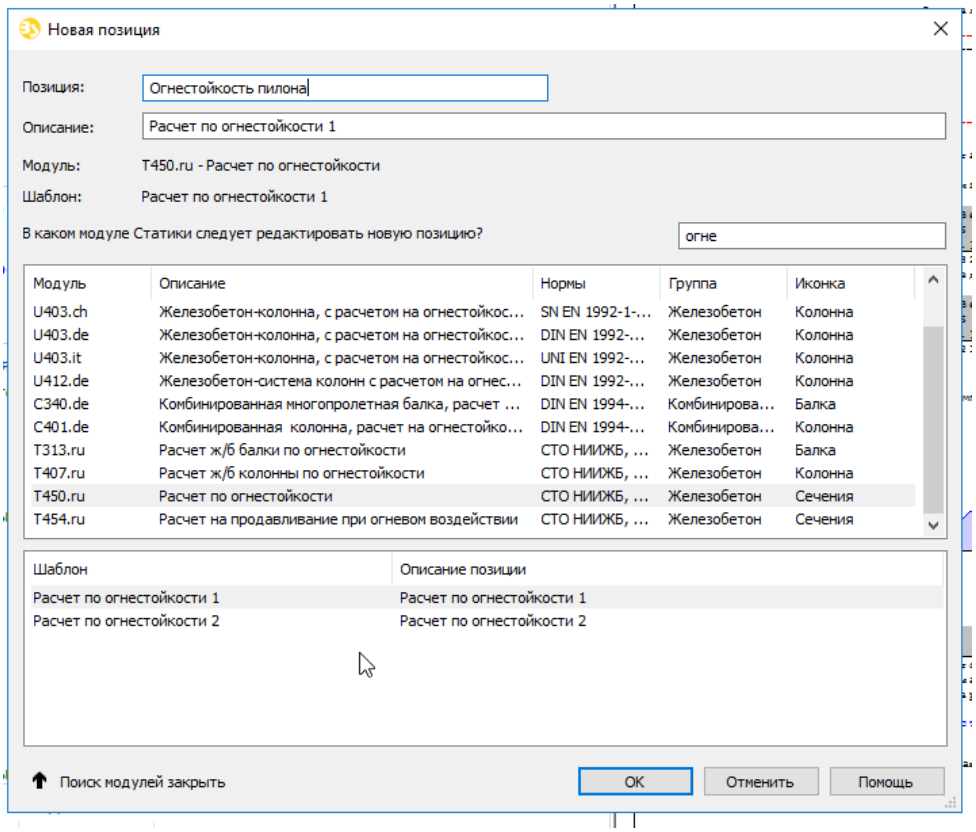
3. В открывшемся окне нового проекта перейти на вкладку «Статика», далее «Создать модель», вписать имя «Новой модели Статики», «Обозначение» не обязательно.



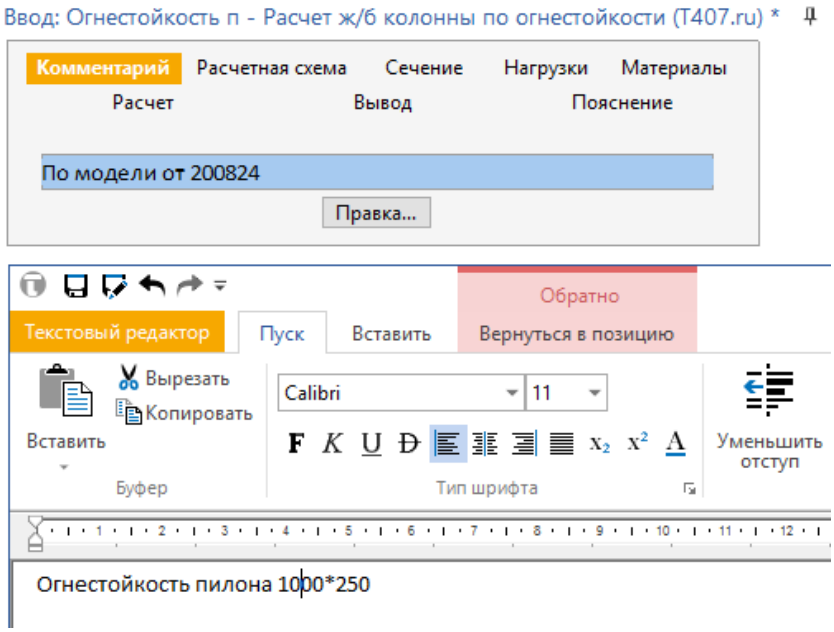
4. В рабочей области можно перейти на вкладку «Строительные элементы» и выбрать для расчета необходимую конструкцию и расчет этой конструкции на выпадающем вниз меню, а можно в области «Модель» нажав на правую клавишу мыши выбрать «Создать позицию».



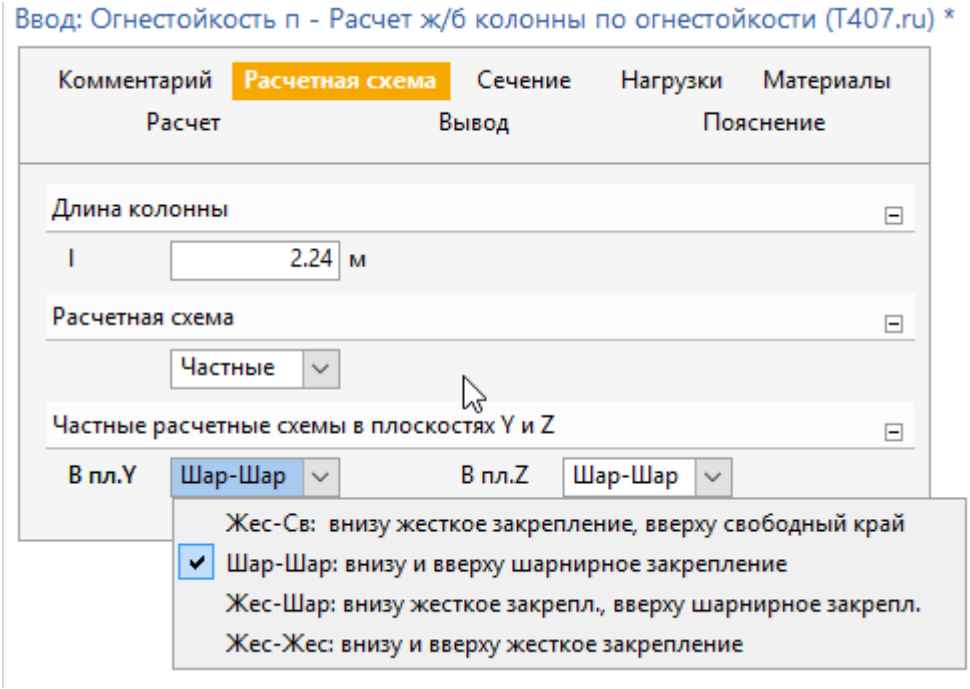
5. В меню новой позиции заполнить имя «Позиции», «Описание» не обязательно, и выбрать расчетный модуль Статики для расчета конструкции по огнестойкости.



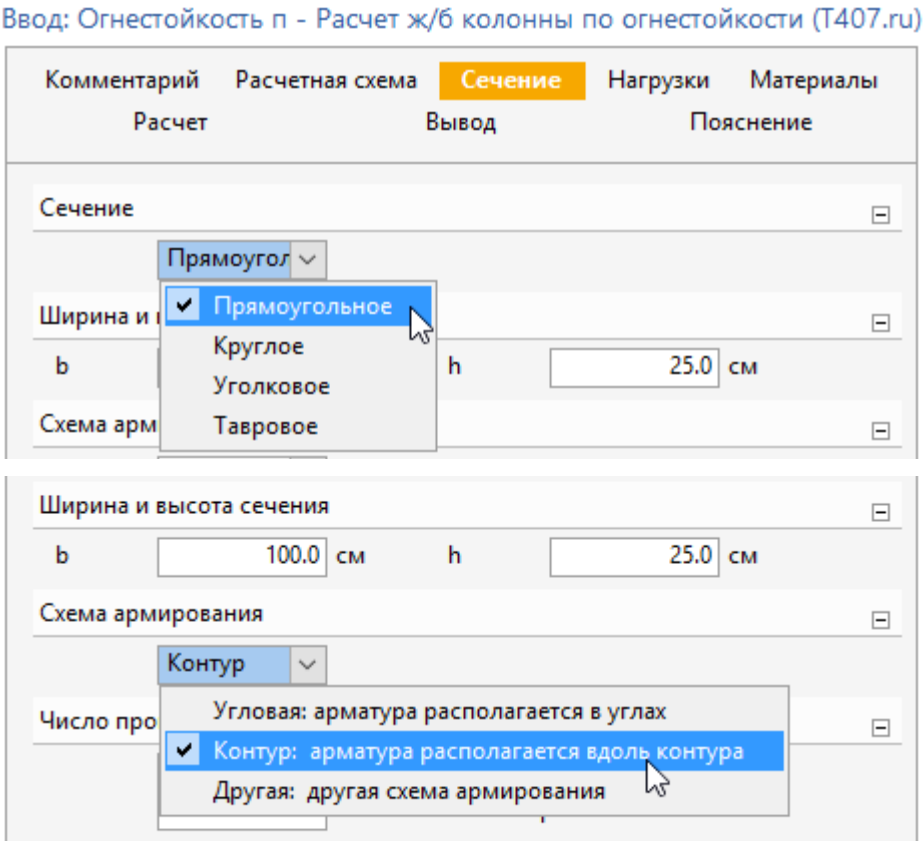
6. В появившимся меню ввода поочередно заполняются вкладки «Комментарий», «Расчетная схема», «Сечение», «Нагрузки», «Материалы», «Расчет», «Вывод», «Пояснение». Перейти на вкладку «Комментарий», кликнуть по «синему полю».



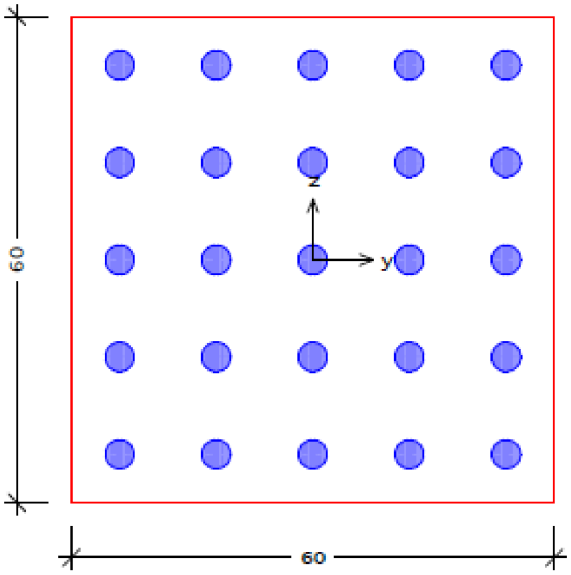
7. Во вкладке «Расчетная схема» указываются параметры схемы, «Длина колонны» при расстоянии в свету 2.8 м (высота этажа 3.0 м) и коэффициенте расчетной длины 0.8 – 2.24. В поле «Расчетные схемы» при выборе «Частные» можно задать «частные расчетные схемы в плоскостях X и Z» с «шарнирным закреплением внизу и вверху», что позволит приложить на концах расчетной схемы усилия, полученные из расчетной модели, и получить распределение усилий по высоте пилона.



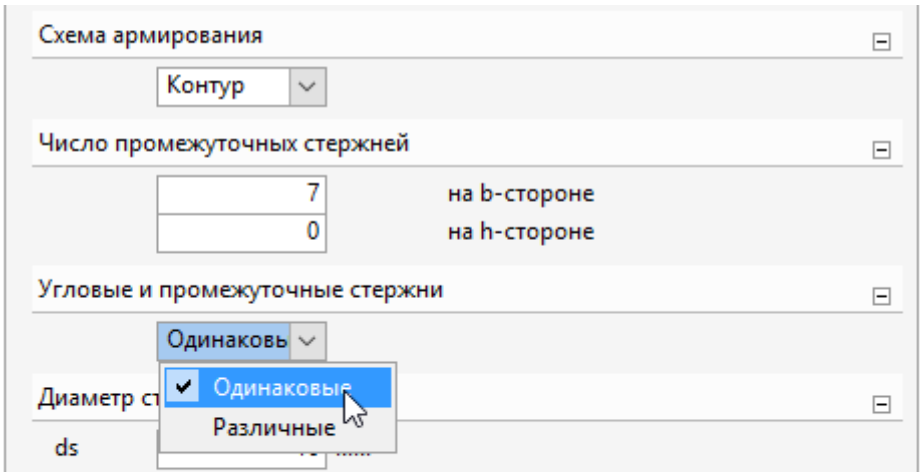
8. На вкладке «Сечение» задаются параметры расчетного сечения, тип сечения.



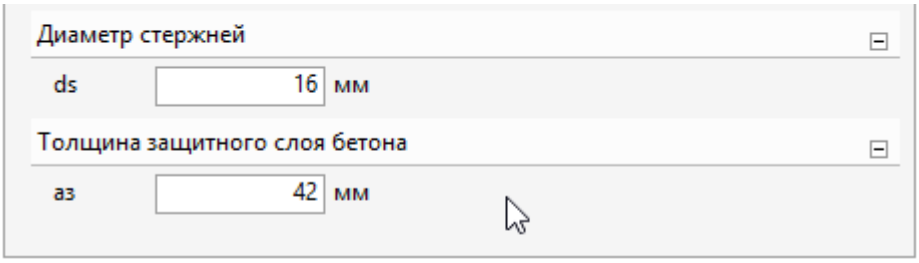
При этом «Угловая» схема армирования задает стержни по углам, а при «Другой» схеме армирования можно создавать произвольные схемы расположения стержней не только по периметру сечения, а например, такую.



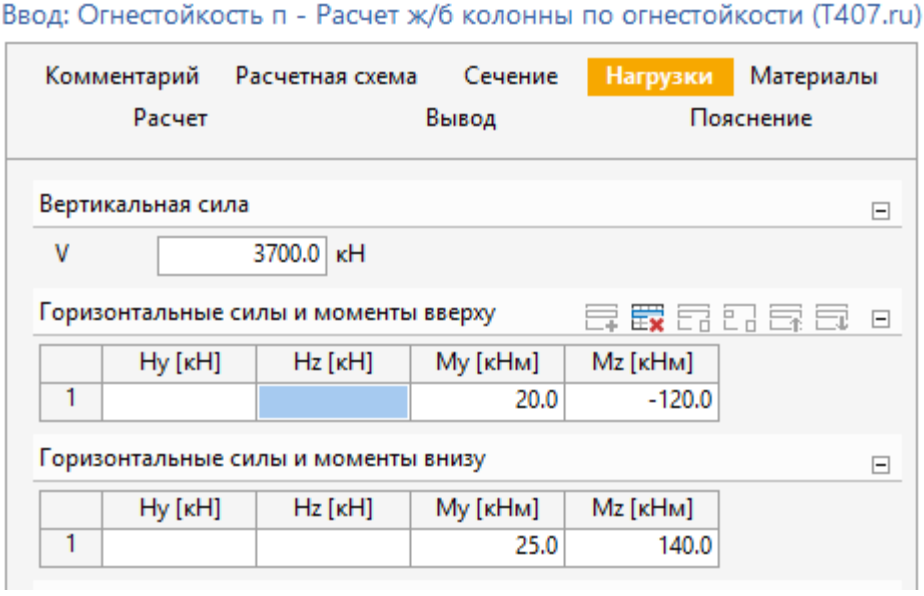
Число стержней по длинной и короткой сторонам, разность армирования по сторонам при необходимости. При этом необходимо запомнить, какая из сторон b, а какая h, это понадобится при задании стороны огневого воздействия.



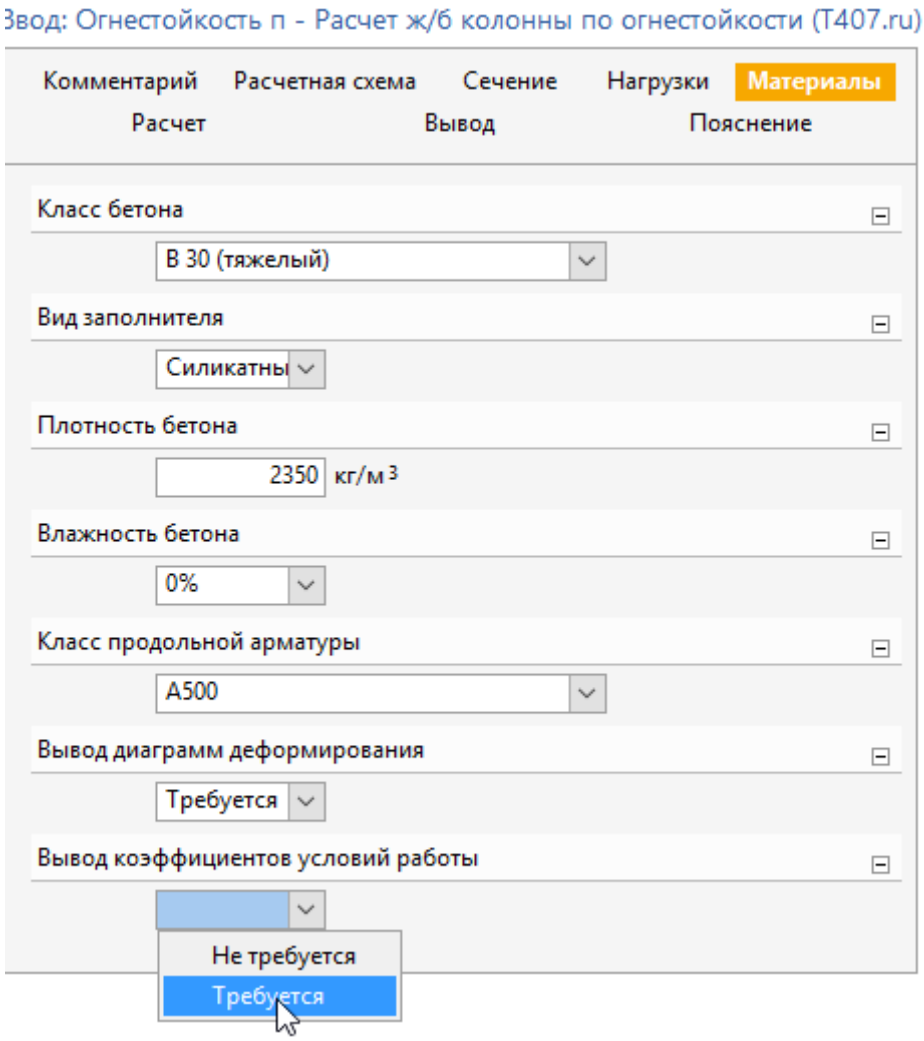
Диаметр стержней армирования и толщину защитного слоя. «аз» задается от грани стержня до грани бетонного сечения, то есть при защитном слое 50 и Ø16, «аз»=«з.с.»-Ø/2=42 мм.



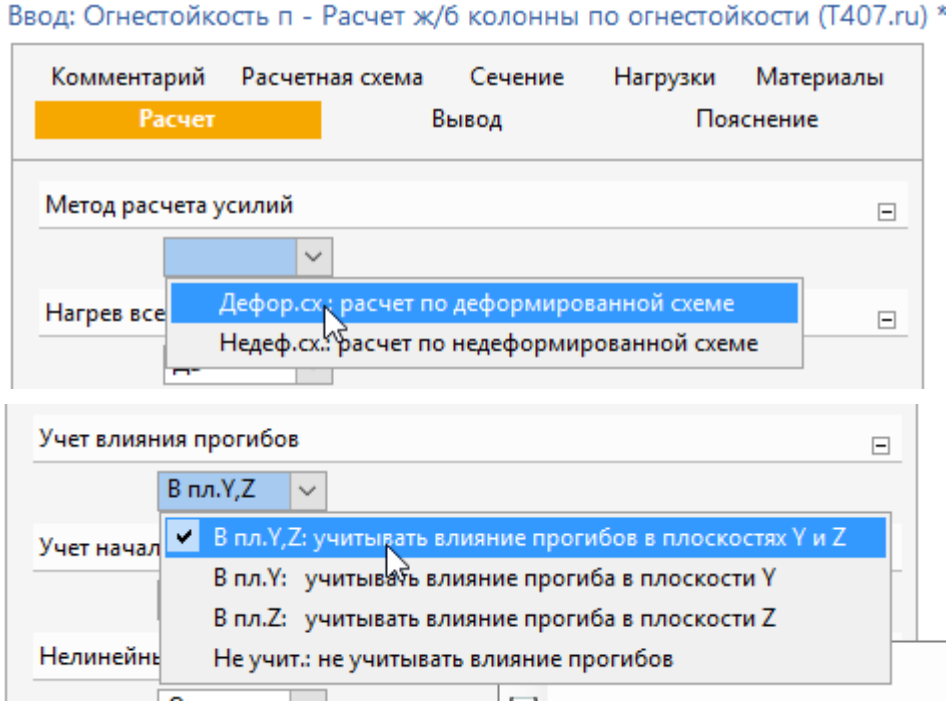
9. На вкладке «Нагрузки» необходимо задать усилия на пилон, полученные в модели. My действует вдоль стороны b пилона, Mz действует из плоскости пилона.

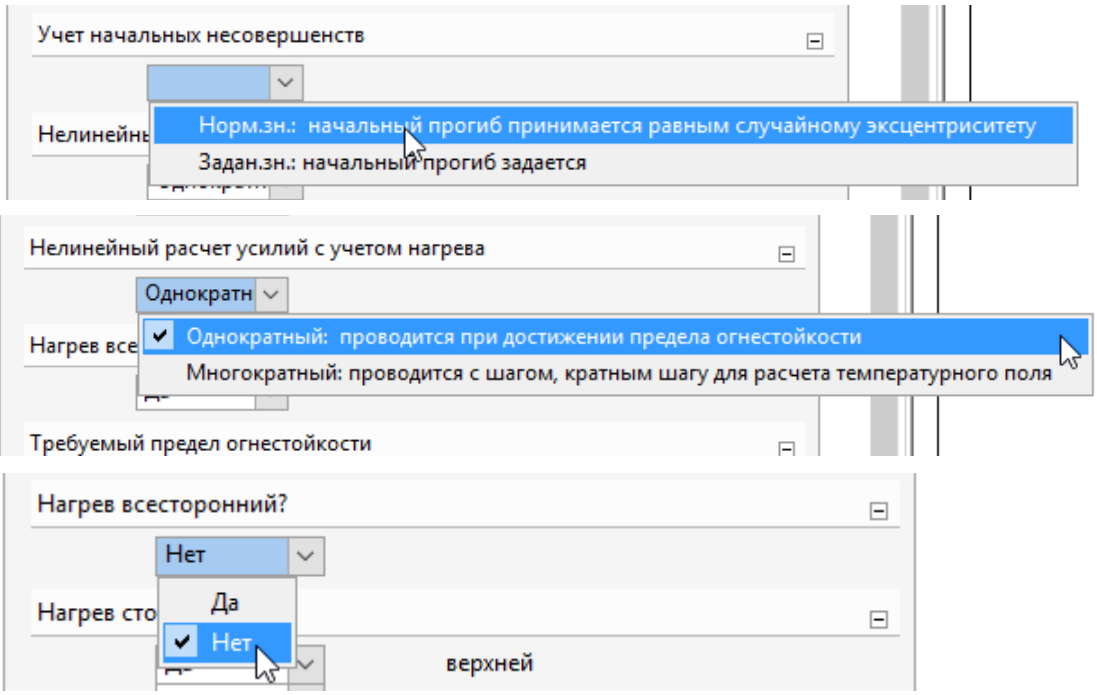


10. На вкладке «Материалы» выбираются параметры материалов сечения пилона. Для наглядности результатов расчета можно выбрать получение «Диаграмм деформирования» и «Коэффициентов условий работы».

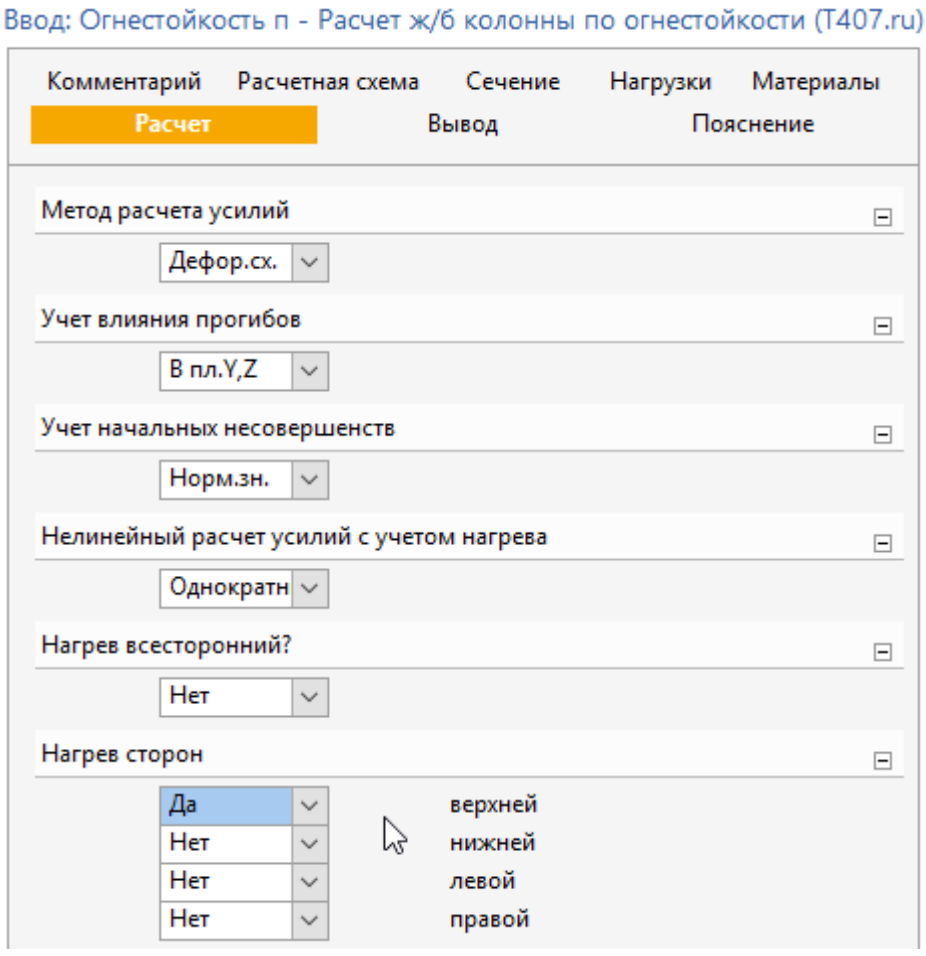


11. На вкладке «Расчет» выбираются дополнительные параметры расчета.

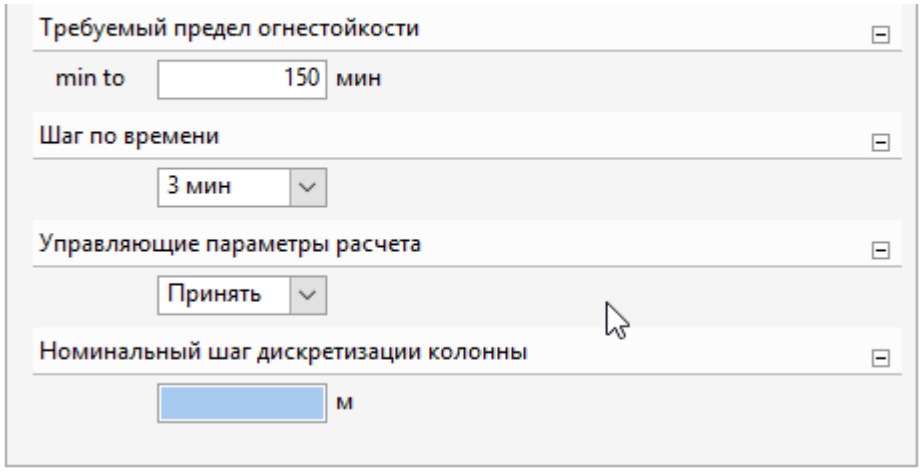




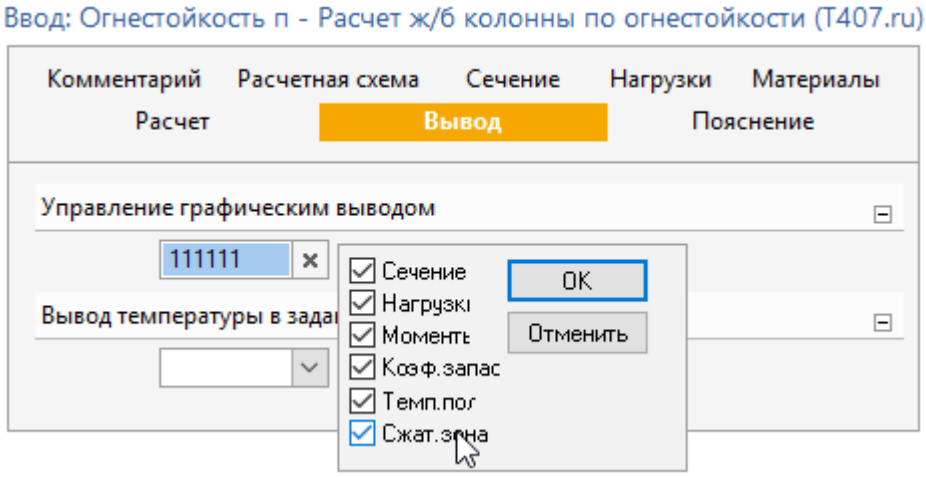
Нагрев сторон, здесь необходима информация о сторонах, в данном случае «верхней» выбрана длинная сторона b, при выборе и «нижней» тоже будет учтено двухстороннее огневое воздействие, «левая» и «правая» стороны по стороне h.



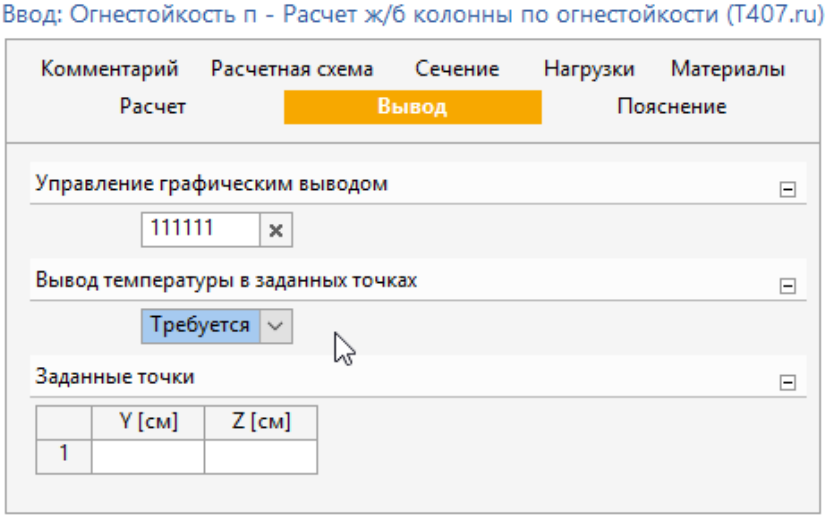
Далее задается время огневого воздействия «min Требуемый предел огнестойкости», «шаг по времени» расчета температурного поля прогрева сечения, «номинальный шаг дискретизации колонны» позволяет задать дробление пилона по вертикали для результатов, по умолчанию в программе принято 0.5 м.



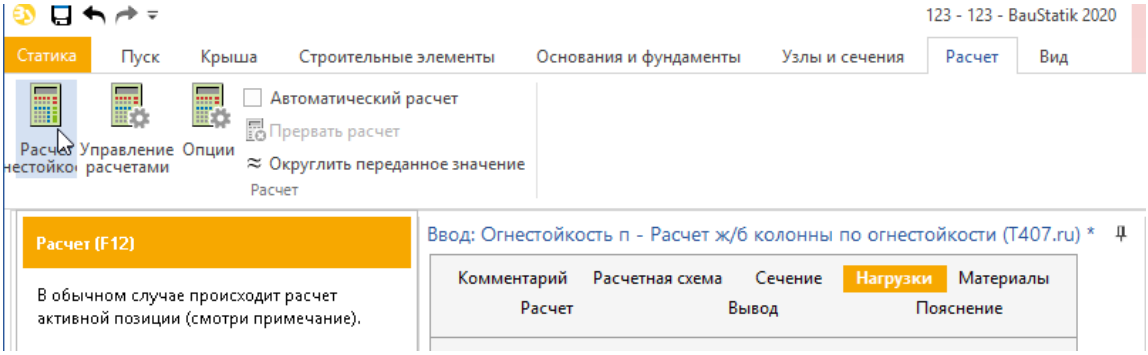
12. На вкладке «Вывод» задаются необходимые параметры результатов расчета.



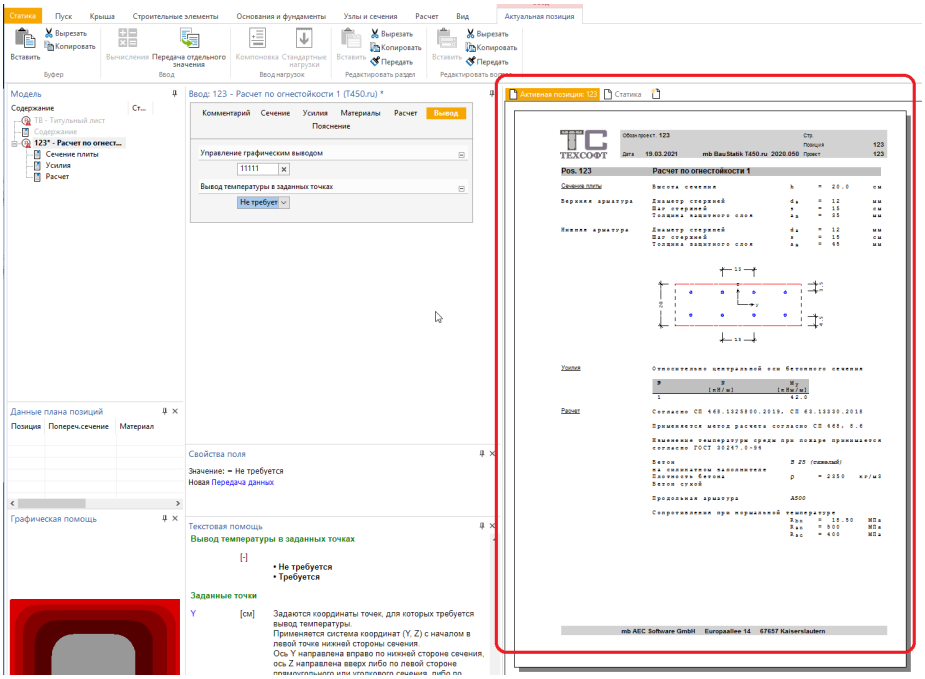
13. При необходимости получения температуры в конкретной точке можно воспользоваться полем «Вывод температуры в заданных точках».



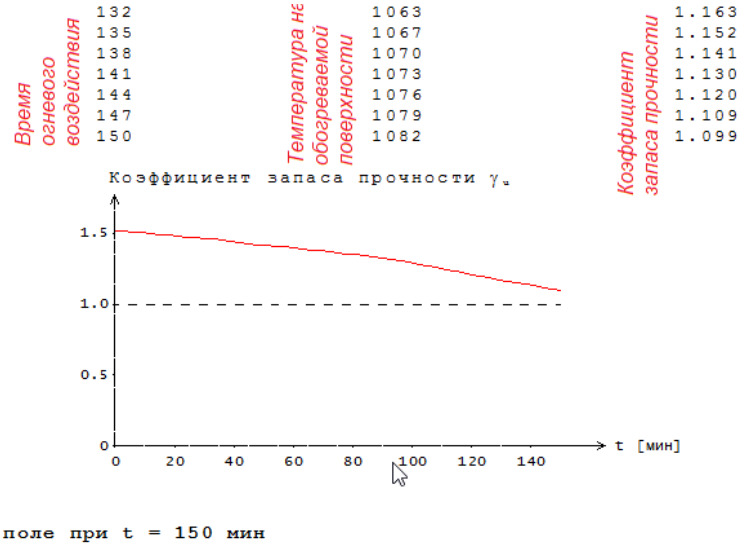
14. На вкладке «Расчет» программы Статика необходимо выбрать «Расчет огнестойкости» или нажать F12.



15. В результатах расчетах на области справа можно посмотреть детальную информацию о расчете.

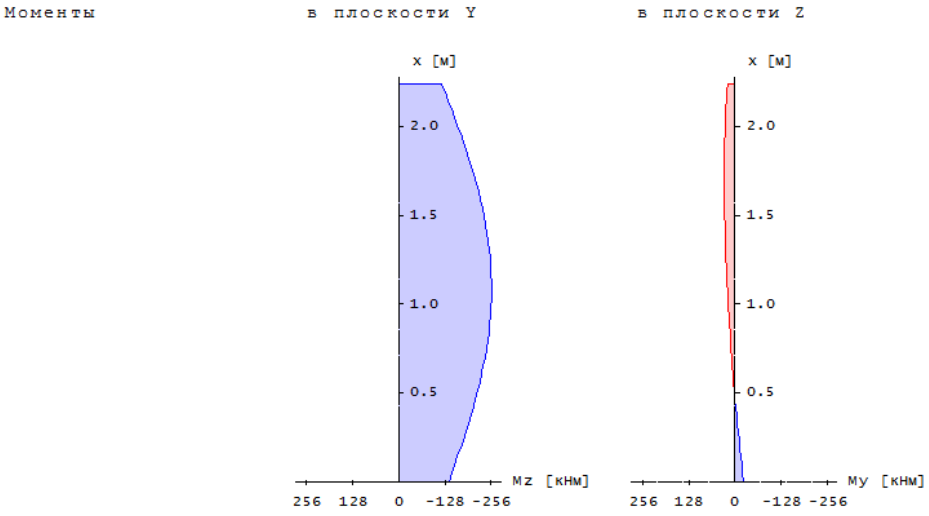


Например, диаграмму падения несущей способности пилона по времени.



Температурное поле при t = 150 мин

Усилия в сечении и окончательно значение коэффициента запаса прочности.



Расчетные усилия

№	N [кН]	M_y [кНм]	M_z [кНм]
1	3700.0	29.8	-208.9
2	3700.0	-25.0	-140.0
3	3700.0	20.3	-257.8

Проверка прочности для наиболее опасного сочетания усилий

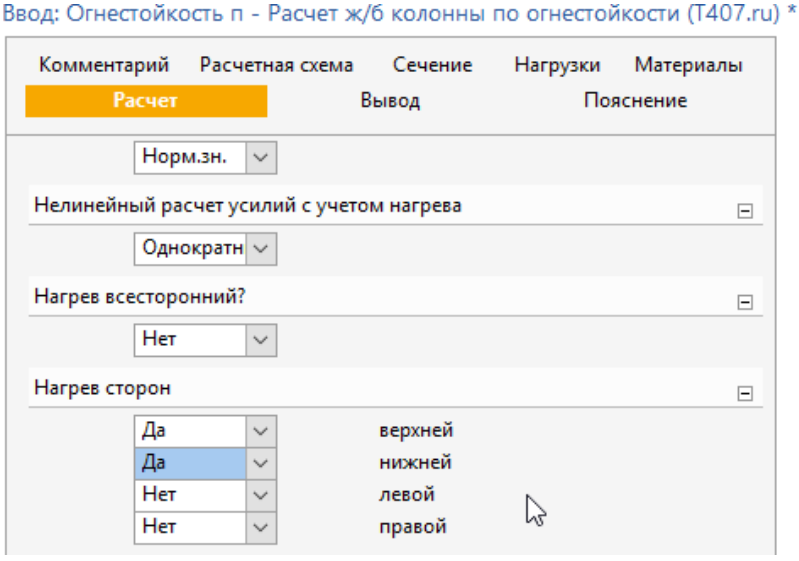
Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

N [кН]	M_y [кНм]	M_z [кНм]	N_u [кН]	M_{yu} [кНм]	M_{zu} [кНм]	γ_u
3700.0	29.8	-208.9	3807.9	30.7	-215.0	1.029

По результатам данного расчета можно сделать вывод, что пилон габаритами 1000/250 мм из тяжелого бетона В30, заармированный вертикально арматурой А500 Ø16 с шагом 100 мм с защитным слоем 50 мм до оси стержня обладает достаточной несущей способностью усилия сжатия 3700 кН (или 14.8 МПа, или 1508 тс/м^2) при 1-го стороннем огневом воздействии продолжительностью 150 мин.

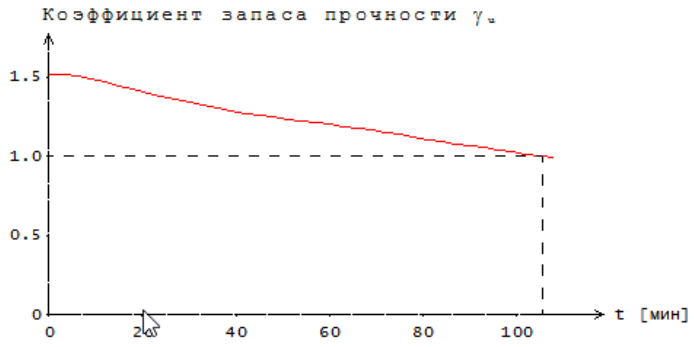
То есть уже это значение напряжений 1508 тс/м^2 можно использовать при настройке шкалы сжимающих напряжений Ny в Лира-САПР.

15. Но при 2-х стороннем огневом воздействии пилон уже не обладает такой несущей способностью при длительности 150 мин.



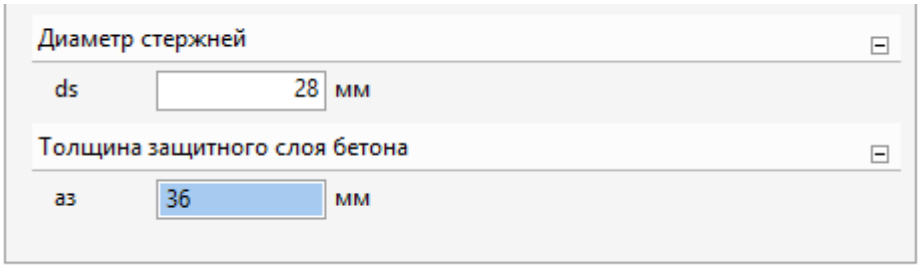
Коэффициент запаса становится меньше 1 при 108 минутах.

102	1025	1.016
105	1029	1.003
108	1033	0.990



Температурное поле при t = 108 мин

Для чего можно увеличить диаметр стержней вертикального армирования на вкладке «Сечение».



Проверка прочности для наиболее опасного сочетания усилий

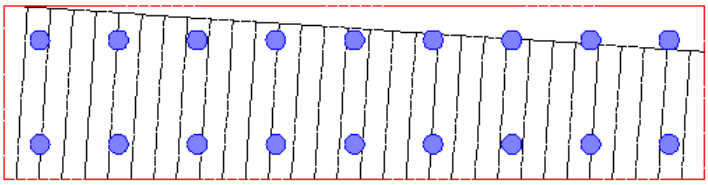
Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

N [кН]	M_y [кНм]	M_z [кНм]	N_u [кН]	M_{yu} [кНм]	M_{zu} [кНм]	γ_u
3700.0	-92.0	-256.1	3988.6	-99.1	-276.1	1.078

Нейтральная линия

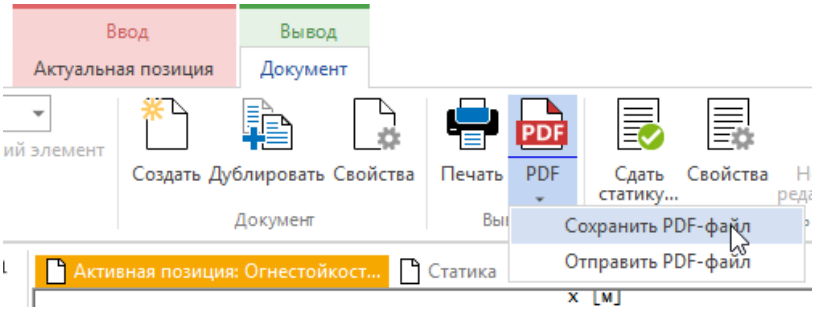
y_1 [см]	z_1 [см]	y_2 [см]	z_2 [см]
50.00	5.85	-49.62	12.50

Сжатая зона при действии предельных усилий



По результатам данного расчета можно сделать вывод, что пилон габаритами 1000/250 мм из тяжелого бетона В30, заармированный вертикально арматурой А500 Ø28 с шагом 100 мм с защитным слоем 50 мм до оси стержня обладает достаточной несущей способностью усилия сжатия 3700 кН (или 14.8 МПа, или 1508 тс/м^2) при 2-х стороннем огневом воздействии продолжительностью 150 мин.

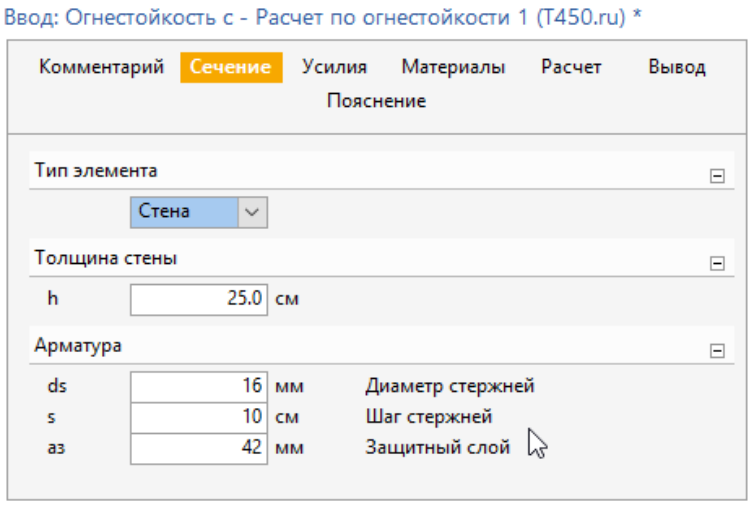
16. Результаты расчеты показанные в правом поле можно сохранить с полной детализацией параметров расчета.



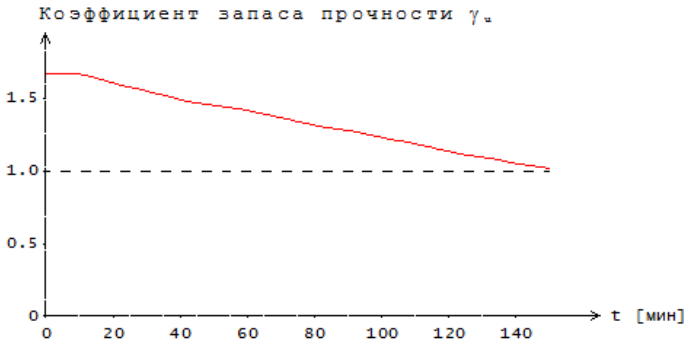
17. Кроме того, схожие результаты расчета пилона на огнестойкость можно получить воспользовавшись универсальным модулем расчета «450» программы Статика.

На примере простенка габаритами 1000/250 мм из тяжелого бетона В30, заармированного вертикально арматурой А500 Ø16 с шагом 100 мм с защитным слоем 50 мм до оси стержня при 1-го стороннем огневом воздействии продолжительностью 150 мин.

Порядок действий по п.п. 1-5 «Создания проекта», «Создания модели» и «Создания позиции» аналогичный, отличия в полях вкладок самого модуля и отсутствии возможности точного задания параметров расчетной схемы с условиями работы сечения в двух перпендикулярных плоскостях.



144	1076	1.039
147	1079	1.028
150	1082	1.017

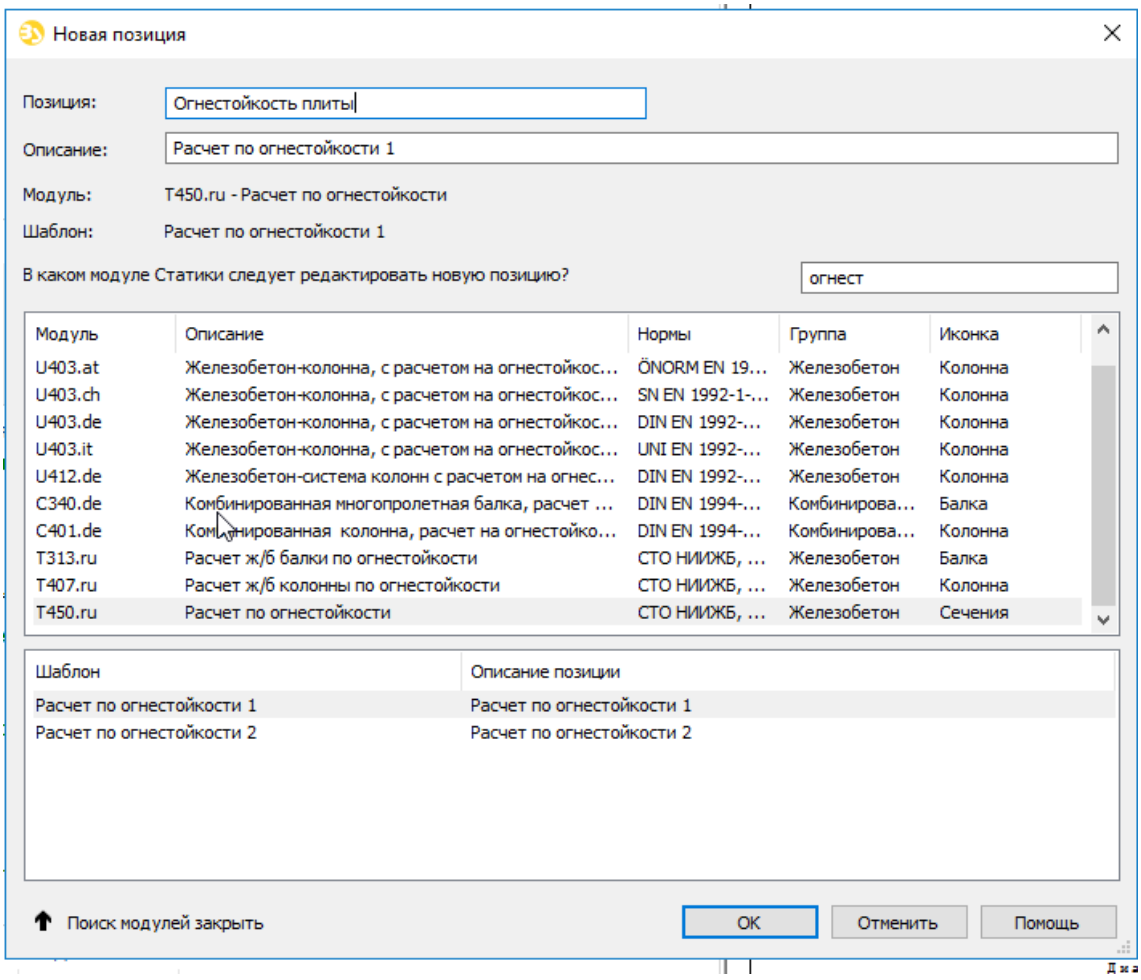


5.6. Расчет огнестойкости по потере несущей способности горизонтальных конструкций

Программа Статика позволяет определить допустимые усилия (N, My) на горизонтальную конструкцию (балку, плиту) с заданным типом армирования на определенную длительность огневого воздействия.

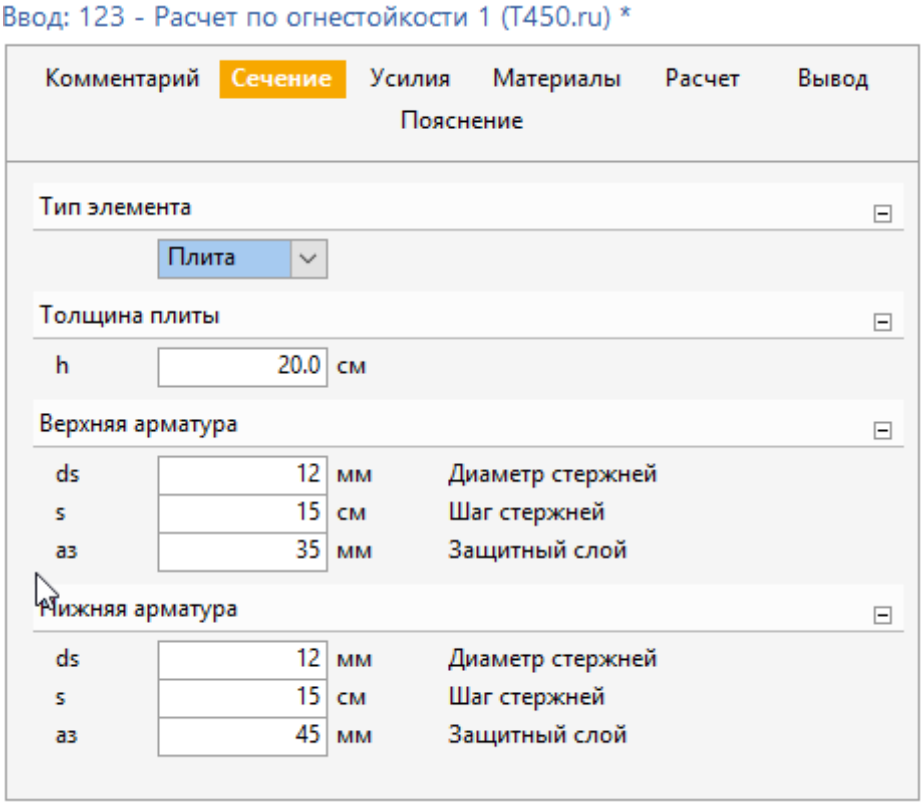
Пример определения огнестойкости плиты перекрытия в программе Статика.

1. Порядок действий по п.п. 1-5 «Создания проекта», «Создания модели» и «Создания позиции» аналогичный тому, что описан в примере определения огнестойкости пилона.
2. При создании «Новой позиции» выбрать модуль «450».

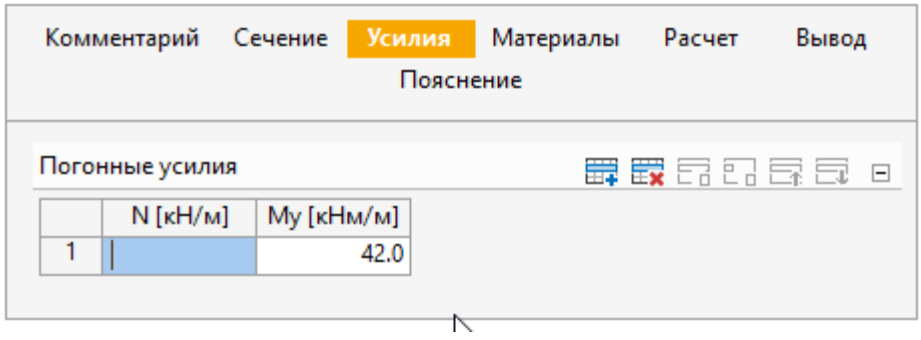


3. В появившимся меню ввода поочередно заполняются вкладки «Комментарий», «Сечение», «Нагрузки», «Материалы», «Расчет», «Вывод», «Пояснение».

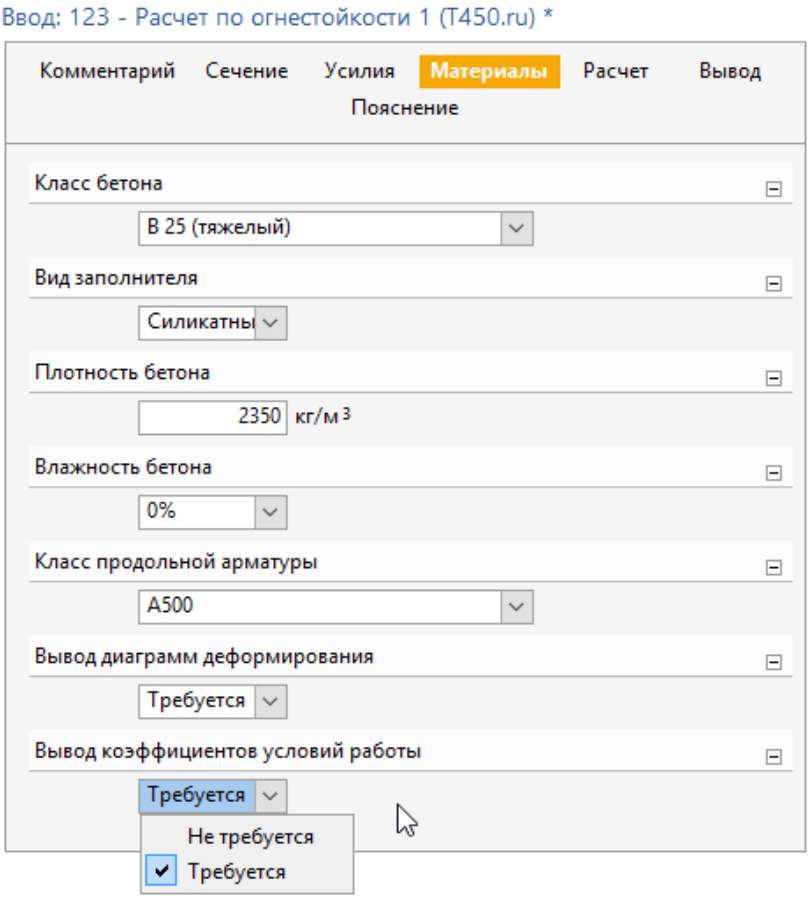
4. На вкладке «Сечение» задаются параметры сечения.



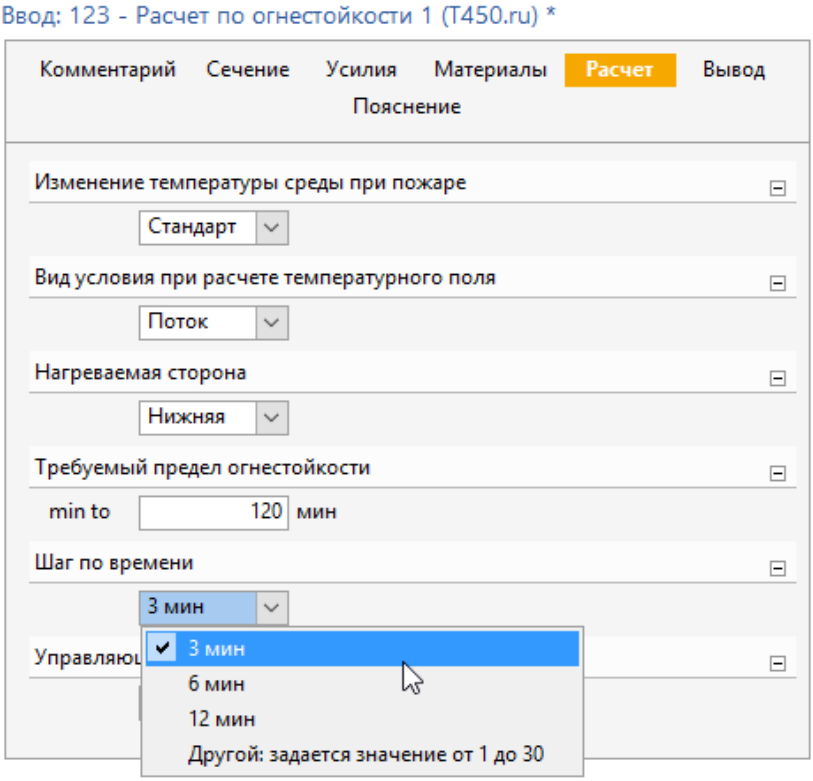
5. Далее усилия.



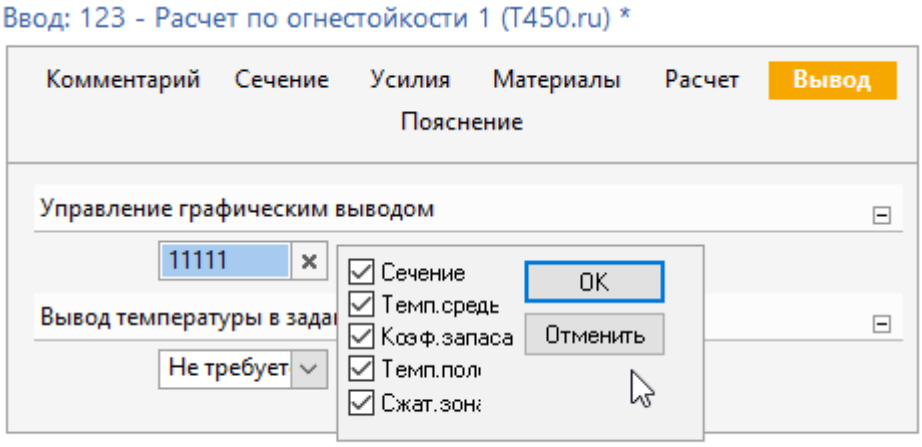
6. На вкладке «Материалы» дополнительно можно задать необходимость вывода диаграмм деформирования и коэффициентов условий работы конструкции.



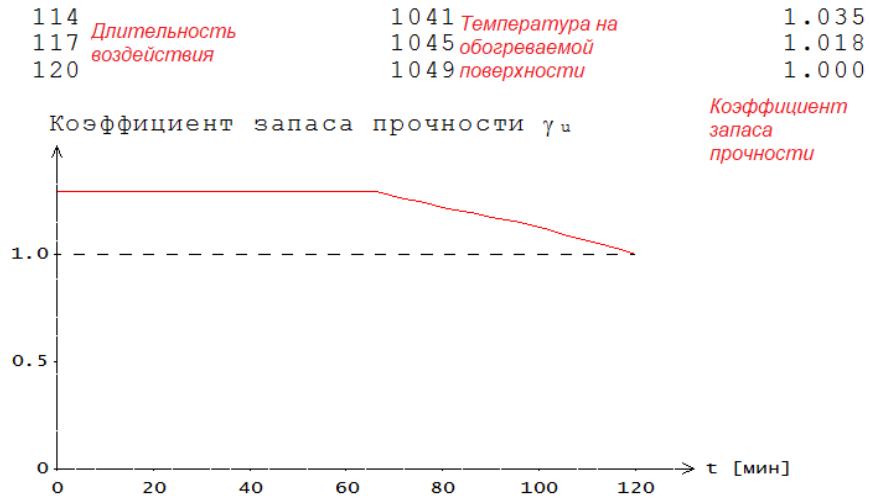
7. На вкладке «Расчет» задаются параметры огневого воздействия.



8. На вкладке «Вывод» задаются параметры результатов расчета, при необходимости с выводом температуры в конкретной точке сечения.



9. В результатах расчета можно посмотреть графики запаса прочности и предельные допустимы усилия.



	N [кН/м]	M_y [кНм/м]
в бетоне	449.59	39.26
в арматуре	-449.60	2.75
суммарные	-0.00	42.01

Огнестойкость обеспечена

10. По результатам данного расчета можно сделать вывод, что плита толщиной 200 мм из тяжелого бетона В25, заармированная горизонтально в двух уровнях арматурой А500 Ø12 с шагом 150 мм обладает достаточной несущей способностью изгибающего усилия 42 кН×м/п.м (или 4.28 тс×м/п.м) при 1-го стороннем огневом воздействии продолжительностью 120 мин.
    То есть уже это значение изгибающего момента 4.28 тс×м/п.м можно использовать при настройке шкалы мозаики изгибающих моментов плиты перекрытий My в Лира-САПР.

5.7. Предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности (I)

Предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности (I) при одностороннем нагреве плит, стен из тяжелого бетона при длительности огневого воздействия до 300 минут включительно допускается определять графически по рис.7.1 СП 468.1325800.

В соответствии с данным графиком для конструкции плит, стен из тяжелого бетона на силикатном заполнителе огнестойкость по теплоизолирующей способности обеспечена при толщинах не менее, чем представленных в таблице 4.

Таблица 4

	Длительность стандартного пожара, мин.				
	45	60	90	120	150
Толщина стены, плиты, мм	59	71	91	107	119

Из чего можно сделать вывод, что для стен, плит, пилонов толщиной более 120 мм предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности при одностороннем нагреве длительностью до 150 мин. включительно обеспечен.

5.8. Предел огнестойкости по потере целостности (E)

Предел огнестойкости по целостности (E) характеризуется по образованию сквозных трещин и отверстий в бетоне железобетонных конструкций вследствие его хрупкого разрушения при пожаре, либо за счет нарушения структуры бетона в конструкциях в результате прогрева бетона по толщине элемента до критической температуры, под воздействием внешней нагрузки, неравномерного нагрева и фильтрации пара по толщине сечения элемента.

Оценку возможности возникновения хрупкого врывообразного разрушения бетона в железобетонной конструкции при пожаре допускается производить по рис.9.1 СП 468.1325800 по напряжениям сжатия независимо от вида бетона.

В соответствии с данным графиком для железобетонных конструкций огнестойкость по потере целостности обеспечена, если напряжения сжатия в бетоне не превышают значений в зависимости от толщины конструкции, приведенных в таблице 5.

Таблица 5

	Толщина конструкции, мм				
	180	200	220	250	300
Напряжение сжатия в бетоне, МПа	32	38	44	53	68
Напряжение сжатия в бетоне, тс/м^2	3262	3874	4485	5402	6931
Напряжение сжатия в бетоне, тс/п.м	587	775	987	1351	2079

Значения приведены для толщин железобетонных конструкций, применяемых при реализации программы Реновации, дополнительные значения определены линейной интерполяцией.

5.9. Рекомендации по конструированию с учетом огнестойкости

Для обеспечения требуемых пределов огнестойкости необходимо соблюдение минимального расстояния от наружной поверхности бетонного сечения до оси арматурных стержней не менее величин, представленных в таблице 6, мм.

Таблица 6

№ п/п	Тип строительной конструкции	Степень огнестойкости здания	
		I	II
1	Несущие стены и пилоны 1-го и жилых этажей, а также стены и пилоны подземного этажа при отсутствии автостоянки	45	40
2	Колонны 1-го и жилых этажей	50	50
3	Несущие стены и пилоны, колонны подземного этажа и автостоянки	55	55
4	Перекрытие подземного этажа (при наличии автостоянки), плита въезда в автостоянку толщиной 200 мм	35 (верх.) 55 (ниж.)	35 (верх.) 55 (ниж.)
5	Перекрытие подземного этажа (при отсутствии автостоянки), перекрытия и покрытие жилого здания толщиной 200 мм	35 (верх.) 45 (ниж.)	35 (верх.) 45 (ниж.)
6	Покрытие автостоянки, плита въезда в автостоянку толщиной 400 мм	55 (верх.) 55 (ниж.)	55 (верх.) 55 (ниж.)