

Проверка сейсмической безопасности системы сборной ж/б многопустотной плиты перекрытия на горизонтальное сейсмическое воздействие - Расчеты

Содержание

1. Процедура расчета
2. Проверка сейсмической безопасности системы сборной ж/б многопустотной плиты перекрытия при замоноличивании швов между плитами раствором
3. Проверка сейсмической безопасности системы сборной ж/б многопустотной плиты перекрытия при устройстве по верху монолитного ж/б слоя

1. Процедура расчета по проверке прочности диска перекрытия на сдвиг

Этап 1. Определение расчетных сейсмических сил, действующих на диск перекрытия

Этап 2. Расчет максимальных значений поперечных сил на рассматриваемых сечениях:

- 1) Сечение сплошной части между пустотами (отверстиями)
- 2) Сечение в месте расположения пустоты (отверстия)
- 3) Сечение между соединением плит

Этап 3. Расчет прочности диска перекрытия на сдвиг в рассматриваемых критических сечениях 1), 2) и 3).

Этап 4. Проверка условий соблюдения прочности диска перекрытия на сдвиг (на основании расчета по этапам 2 и 3).

2. Проверка сейсмической безопасности системы сборной ж/б многопустотной плиты перекрытия при замоноличивании швов между плитами раствором

Проверка выполнена для учебного блока школы, для которой планируется строительство нового здания.



Рисунок 1. План типового этажа

Расчет несущей конструктивной системы здания на сейсмические воздействия выполнен в ПК Лира-САПР.

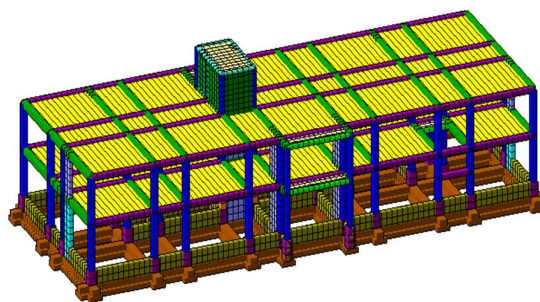


Рисунок 2. Расчетно-аналитическая модель блока школы в ПК Лира-САПР

2.1 Проверка сейсмической безопасности по направлению Y

Этап 1. Определение расчетных сейсмических сил, действующих на диск перекрытия

Силы, действующие на диск перекрытия получены по анализам результатов расчета в ПК Лира-САПР. Диск перекрытия подвергается инерционным силам, которые равны произведению массы (m) и ускорения (a). Масса этажа здания (m) равна сумме масс всех конструктивных элементов здания на определенном уровне этажа, которая включает в себя – сборные ж/б многпустотные плиты перекрытия, антисейсмические пояса, ригели ж/б каркасной системы, др. Ускорение (a) равно спектральному ускорению на определенном уровне этажа, значение которой больше значения пикового ускорения грунта (PGA) за счет увеличиваемого распространения усилий по высоте здания. Инерционные силы приняты в соответствии с преобладающей формой колебаний, при которой наблюдаются максимальные сейсмические силы на каждом уровне этажа в горизонтальных направлениях X и Y.

Диски перекрытий подвергаются разным силам, в зависимости от уровня этажа. Проверку сейсмической безопасности необходимо выполнять на каждом уровне этажа, или на уровне определенного этажа, при котором наблюдаются максимальные значения сил. Следующие расчеты выполнены для обоих направлений (X и Y). Сначала расчеты выполнены для направления Y, затем для направления X.



Рисунок 3. План типового этажа, показывающий сечения для расчетов по направлениям X (выделено синим) и Y (выделено розовым)

- Расчетные сейсмические силы в направлении Y

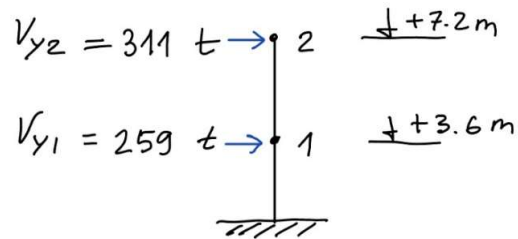


Рисунок 4. Инерционные силы в направлении Y (полученные по ПК Лира-САПР)

В этом случае, $V_{y1} = 259 \text{ т} < V_{y2} = 311 \text{ т}$

Следовательно, проверка будет выполнена для рассматриваемого уровня 2-го этажа на отм. +7.2 м.

- Расчетная поперечная сила: $V_d = 311 \text{ т}$

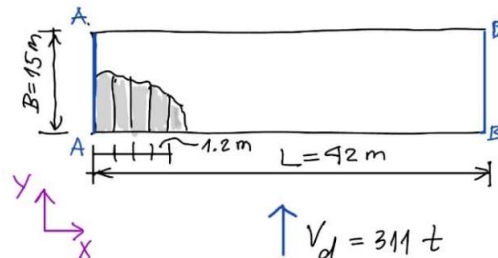


Рисунок 5. Схема плана перекрытия на отм. +7.2 м - расчетная сейсмическая сила по направлению Y

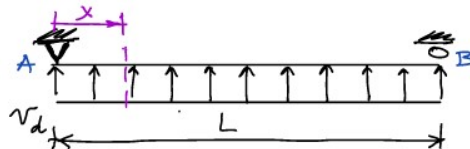


Рисунок 6. Расчетная схема балки

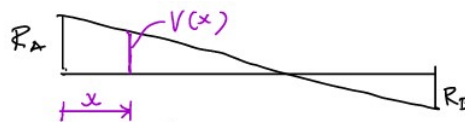


Рисунок 7. Эпюра поперечных сил

В целях проверки прочности диска перекрытия на сдвиг по направлению Y, расчетную схему диска перекрытия можно рассматривать как простейшую балку на опорах А и В (по краям здания) с длиной пролета $L = 42 \text{ м}$.

Необходимо принять во внимание, что пролет длины может быть уменьшен, если имеются ж/б стены с достаточной (существенной) жесткостью по направлению Y, например – вдоль осей 5 и 7. Диск перекрытия может рассматриваться как многопролетная балка и расчетные сейсмические силы могут быть существенно уменьшены.

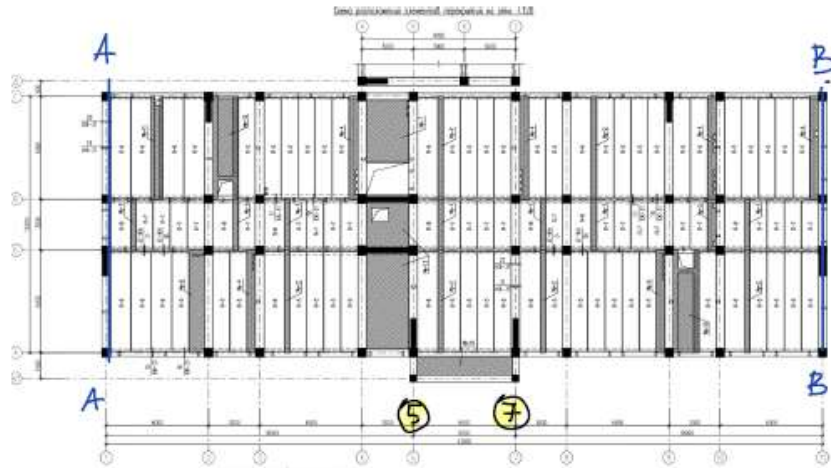


Рисунок 8. Текущая схема – балка на опорах А и В

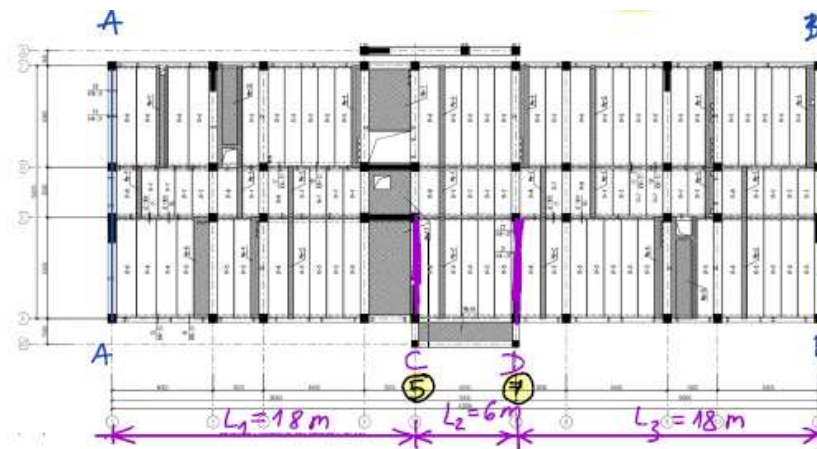


Рисунок 9. Альтернативная схема с жесткими ж/б стенами – балка на опорах А, В, С, D

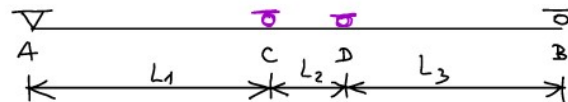


Рисунок 10. Расчетная схема многопролетной балки для диска перекрытия с жесткими стенами

Для расчета максимального значения инерционной силы V_d предполагается, что она эквивалентна равномерно-распределенной нагрузке v_d :

$$v_d = \frac{V_d}{L} = \frac{311}{42} = 7.4 \text{ Т/м}$$

$$R_A = R_B = \frac{v_d \cdot L}{2} = \frac{7.4 \cdot 42}{2} = 155.4 \text{ Т}$$

Поперечная сила по сечению на расстоянии «х» от опоры А:

$$V(x) = R_A - v_d \cdot x$$

Например, соединения между 2-мя плитами близкие к опоре А расположены на расстоянии $x = 1.2$ м, тогда

$$V_{(x=1.2 \text{ м})} = 155.4 - 7.4 \cdot 1.2 = \mathbf{146.5 \text{ т}}$$

На следующих этапах, предполагается, что расчетная поперечная сила действует вдоль ширины диска перекрытия $B = 15$ м для сейсмических воздействий, направленных вдоль оси Y.

Этап 2. Определение расчетных сейсмических сил в рассматриваемых критических сечениях:

- 1) Плита (сплошное сечение)
- 2) Плита (сечение по пустоте - отверстию)
- 3) Соединение между плитами

Предположения по расчету:

- диаметр пустоты (отверстия) – 159 мм
- толщина плиты – 220 мм

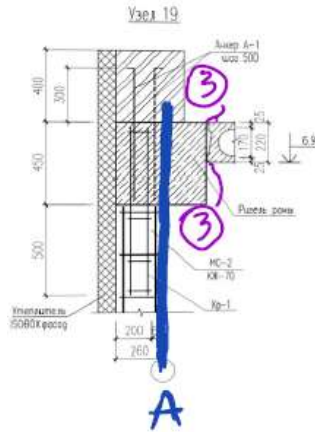


Рисунок 11. Вертикальное сечение наружной части здания (вдоль оси 1 согласно рабочему проекту – лист чертежа 81)

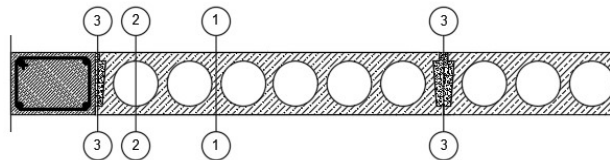


Рисунок 12. Рассматриваемые критические сечения для выполнения проверки прочности плиты на сдвиг

Расчетные поперечные силы:

- Сечение 1 (предполагается $x=0$): $V_{s1} = 155.4$ т
- Сечение 2 (предполагается $x=0$): $V_{s2} = 155.4$ т
- Сечение 3 (предполагается $x=1.2$ м): $V_{s3} = 146.5$ т

Этап 3. Расчет прочности диска перекрытия на сдвиг в рассматриваемых критических сечениях

Для целей расчета сопротивления сдвигу, система перекрытия рассматривается как балка длиной L (42 м) и шириной B (15 м), как показано на рис. 5. Следует обратить внимание, что толщина h_0 может изменяться: 220 мм для сплошной части между отверстиями (сечение 1) и значительно меньшее значение в местах расположения отверстий (сечение 2), по рис. 12.

Расчеты на сопротивление сдвигу выполнены согласно требований СП 63.13330.2018, в предположении, что трещинообразование при сдвиге происходит по наклонной плоскости с углом 45 градусов относительно горизонтали (см. рис. 13а). Данное предположение справедливо для балок и плит, залитых монолитным бетоном. В таком случае полученное значение сопротивления сдвигу Q_b будет высоким.

- Для всех (3-х) сечений применяются и учитываются формулы по СП 63.13330.2018:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C} \quad (8.57)$$

$R_{bt} = 0.9$ МПа – расчетное значение сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы при классе бетона по прочности на сжатие В20

$$\varphi_{b2} = 1.5$$

$$C = h_0 = 15 \text{ м (ширина диска перекрытия, по рис. 13а)}$$

Тогда, формула будет иметь вид:

$$Q_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

b – переменное значение, в зависимости от рассматриваемого сечения

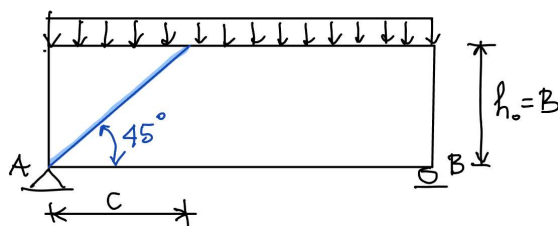


Рисунок 13а. Предполагаемая схема трещинообразования при сдвиге в системе сборных ж/б многопустотных плит перекрытий $C = h_0$ (поскольку трещина принята под углом 45°)

Сечение 1:

$$b = 220 \text{ мм (полная толщина плиты)}$$

$$h_0 = 15000 \text{ мм}$$

$$Q_b = 1.5 \cdot 0.9 \cdot 220 \cdot 15000 = 4455 \text{ кН} = \mathbf{445.5 \text{ т}}$$

Сечение 2:

$$b = 220 - 159 = 61 \text{ мм (толщина плиты с учетом пустоты)}$$

$$h_0 = 15000 \text{ мм}$$

$$Q_{b1} = 1.5 \cdot 0.9 \cdot 61 \cdot 15000 = 1235 \text{ кН} = \mathbf{123.5 \text{ т}}$$

Следует отметить, что в случае сборных плит перекрытий можно ожидать, что трещины будут развиваться вдоль соединения между плитами, которое является неармированным. В этом случае трещины при сдвиге будут возникать вдоль вертикальной плоскости, как показано на рис. 13б. Данное предположение представляет более реалистичную схему для расчета сопротивления сдвигу, что приведет к меньшему значению Q_b .

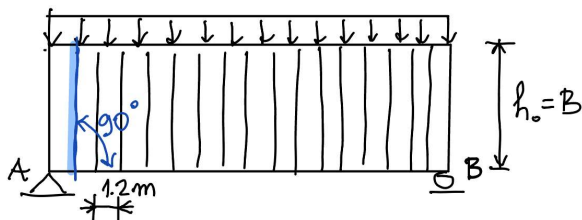


Рисунок 13б. Предполагаемая схема трещинообразования при сдвиге в системе сборных ж/б многопустотных плит перекрытий

Сечение 3: соединение между плитами

Поскольку рассматриваемая система сборных ж/б перекрытий без дополнительного усиления сверху плиты для создания жесткого диска, согласно международным нормам проектирования:

$$Q_b \neq 0$$

Однако, согласно местным нормам проектирования приводится применение бетонных шпонок по краям плит перекрытий. Согласно отчету, подготовленному ОРП от 9-ноября 2023 г., раздел 2.2.1, прочность на сдвиг может быть обеспечена бетонными шпонками в соответствии с Приложением Е, формула Е.2, СП 63.13330.2018.

$$h_k \geq \frac{Q}{2 \cdot R_{bt} \cdot l_k \cdot n_k} \quad (\text{Е.2})$$

Которое может быть представлено в следующей форме:

$$Q \leq 2 \cdot R_{bt} \cdot \pi \cdot r^2 \cdot n_k$$

$$R_{bt} = 66 \text{ тс/м}^2 \quad \text{бетон В12,5 (раствор М150)}$$

$$\pi \cdot r^2 = 0.0113 \text{ м}^2 \quad (\text{площадь бетонной шпонки})$$

$$n_k \leq 3 \quad \text{— количество бетонных шпонок для плиты длиной 6 м}$$

В результате,

$$Q \leq 2 \cdot 66 \cdot 0.0113 \cdot 3 = 4.47 \text{ т (для плиты длиной 6 м)}$$

или

$$Q' \leq 4.47/6 = 0.74 \text{ т/м}$$

Тогда для $B = 15 \text{ м}$,

$$Q = 0.74 \cdot 15 = \mathbf{11.1 \text{ т}}$$

Этап 4. Заключение

Удовлетворяет ли условиям прочность диска перекрытия на сдвиг по направлению Y?

Заключение может быть обусловлено по результатам расчета согласно этапам 2 и 3.

Условие прочности на сдвиг удовлетворяется в случае: V (по этапу 2) $\leq Q$ (по этапу 3)

- Сечение 1 удовлетворяет условию: $V_{s1} = 155.4 \text{ т} < Q_b = 445.5 \text{ т}$
Однако,
- Сечение 2 не удовлетворяет условию из-за: $V_{s2} = 155.4 \text{ т} > Q_b = 123.5 \text{ т}$
- Сечение 3 (по международным нормам) не удовлетворяет условию из-за:
 $V_{s3} = 146.5 \text{ т} > Q_b = 0$
Сечение 3 (по местным нормам) не удовлетворяет условию из-за:
 $V_{s3} = 146.5 \text{ т} > Q_b = 11.1 \text{ т}$

Прочность системы диска перекрытия на сдвиг не удовлетворяет условию по двум рассматриваемым сечениям в направлении оси Y.

Важно также подчеркнуть, что сопротивление сдвигу для рассматриваемого сечения 3 (в месте соединения пустотелых плит) не соответствует требованиям национальных и международных норм проектирования.

2.2 Проверка сейсмической безопасности в направлении X

Этап 1. Расчетные сейсмические силы в направлении X

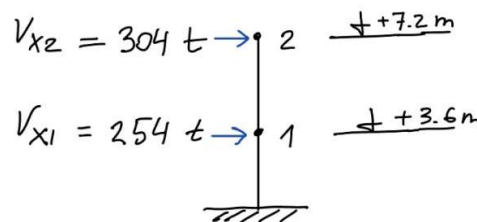


Рисунок 14. Инерционные силы в направлении X (полученные по ПК Лира-САПР)

В этом случае, $V_{x1} = 254 \text{ т} < V_{x2} = 304 \text{ т}$

Следовательно, проверка будет выполнена для рассматриваемого уровня 2-го этажа на отм. +7.2 м: $V_d = 304 \text{ т}$.

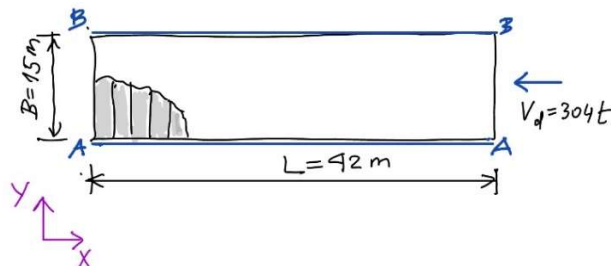


Рисунок 15. Схема плана перекрытия на отм. +7.2 м
- расчетная сейсмическая сила по направлению X

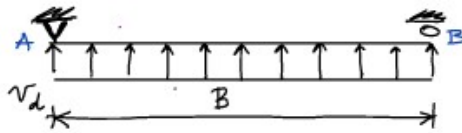


Рисунок 16. Расчетная схема балки



Рисунок 17. Эюра поперечных сил

- Определение равномерно-распределенной нагрузки:

$$v_d = \frac{V_d}{B} = \frac{304}{15} = 20.2 \text{ т/м}$$

- Определение опорных реакций:

$$R_A = R_B = \frac{v_d \cdot B}{2} = \frac{20.2 \cdot 15}{2} = 151.5 \text{ т}$$

Этап 2. Определение расчетных сейсмических сил в рассматриваемых критических сечениях:

Для проведения расчетов в направлении X, предполагается, что достаточно рассмотреть только одно сечение.

Критическое сечение рассматривается на опорах А и В, следовательно,

$$V_s = R_A = R_B = 151.5 \text{ т}$$

Этап 3. Расчет прочности диска перекрытия на сдвиг в рассматриваемых критических сечениях

Для проверки прочности на сдвиг по направлению X, предполагается, что сечение плиты содержит пустоту (отверстие).



Рисунок 18. Критическое сечение для проверки прочности на сдвиг в направлении X

Для целей расчета сопротивления сдвигу система перекрытий рассматривается как балка длиной B (15 м) и шириной L (42 м), как показано на рис. 15. Следует обратить внимание, что толщина h_0 эквивалентна чистой высоте перекрытия (за вычетом пустот-отверстий), как показано на рис. 18.

Расчеты сопротивления сдвигу выполнены в соответствии с СП 63.13330.2018, предполагая, что трещинообразование при сдвиге происходит по наклонной плоскости с углом 45 градусов относительно горизонтали (см. рис. 13).

Согласно уравнению (8.57) по СП 63.13330.2018:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C} \quad (8.57)$$

$R_{bt} = 0.9$ МПа – расчетное значение сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы при классе бетона по прочности на сжатие В20

$\varphi_{b2} = 1.5$

$C = h_0 = 42000$ мм (длина диска перекрытия)

Тогда, уравнение будет иметь вид:

$$Q_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1.5 \cdot 0.9 \cdot 50 \cdot 42000 = 2835 \text{ кН} = \mathbf{283.5 \text{ т}}$$

$b = 50$ мм

Этап 4. Заключение

Диск перекрытия в безопасном состоянии?

Из-за: $V_s = 151.5 \text{ т} < Q_b = 283.5 \text{ т}$

Можно считать, что диск перекрытия в безопасном состоянии, поскольку условие прочности на сдвиг удовлетворяется в направлении X.

3. Расчет по определению монолитного железобетонного слоя

Предложения к проектированию:

- 1) Ж/б слой должен выдержать и сопротивляться всей поперечной силе, действующей на горизонтальный диск перекрытия
- 2) Минимальная толщина ж/б слоя должна составлять 50 мм
- 3) Армирование необходимо обеспечить и установить в обоих горизонтальных направлениях

При усилении предусмотреть арматуру $\varnothing 8A240$, где расчетное значение сопротивления поперечной арматуры растяжению для предельных состояний первой группы принимается: $R_{sw}=170$ МПа ($1,7 \cdot 10^4$ тс/м²);

расчетное значение сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы при классе по прочности на сжатие: В12,5 (M150): $R_{bt}=66$ тс/м².

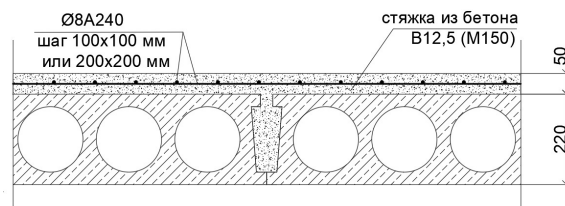


Рисунок 19. Железобетонный слой

3.1 Расчет по определению ж/б слоя в направлении Y

а) **Решение №1:** ж/б слой толщиной 50 мм, Ø8A240, шаг арматуры 200 мм:

- Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в соответствии с уравнениями (8.58) и (8.59), СП 63.13330.2018:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C = 0.75 \cdot \frac{1.7 \cdot 10^4 \cdot 5.03 \cdot 10^{-5}}{0.2} \cdot 15 = \mathbf{47.81 \text{ т}}$$

$$\varphi_{sw} = 0.75$$

$$C = 15 \text{ м (ширина диска перекрытия – } B)$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w}$$

$$\text{Ø8 } A_{sw} = \frac{\pi(8)^2}{4} \cdot 10^{-6} = 5.03 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2$$

- Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в соответствии с уравнением (8.57):

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C} = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1.5 \cdot 66 \cdot 0.05 \cdot 15 = \mathbf{74.25 \text{ т}}$$

$$C = h_0 = 15 \text{ м (ширина диска перекрытия – } B)$$

$$\varphi_{b2} = 1.5$$

$$b = 0.05 \text{ м (толщина ж/б слоя)}$$

$$R_{bt} = 66 \text{ тс/м}^2$$

- Поперечная сила от внешней нагрузки в соответствии с условием (8.56):

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} = 74.25 + 47.81 = \mathbf{122.06 \text{ т}}$$

Поскольку $Q = 122.06 \text{ т} < V_s = 155.4 \text{ т}$ (расчетная поперечная сила)

Следовательно, прочность на сдвиг не удовлетворяет условию $V_s \leq Q$.

б) **Решение №2:** ж/б слой толщиной 50 мм, Ø8A240, шаг арматуры 100 мм:

$$Q_{sw} = 2 \cdot 47.81 = \mathbf{95.62 \text{ т}}$$

$$Q_b = \mathbf{74.25 \text{ т}}$$

$$Q = 74.25 + 95.62 = \mathbf{169.87 \text{ т}}$$

$$Q = \mathbf{169.87 \text{ т}} > V_s = 155.4 \text{ т}$$

Следовательно, прочность на сдвиг удовлетворяет условию $V_s \leq Q$.

Вывод

Применить ж/б слой толщиной 50 мм, бетон класса по прочности на сжатие В12,5 (М150) и арматурные стержни Ø8 класса А240 с шагом 100х100 мм.

Пример расчета [вертикального] анкера

Вертикальные анкеры следует предусмотреть для обеспечения связи [соединения] между монолитным ж/б слоем и сборной ж/б многопустотной плитой перекрытия. Анкеры имеют L-образную форму и устанавливаются в швы [зазоры] между плитами перекрытия с шагом S.

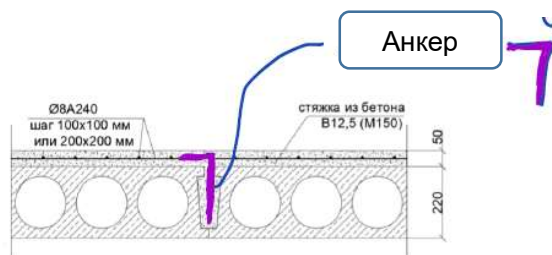
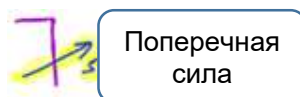


Рисунок 19. Железобетонный слой

Размер \varnothing [диаметр] анкера предположительно принят равным 8 мм, класс арматуры А240, $R_{sw} = 170$ МПа [$1,7 \cdot 10^4$ т/м²]. Анкеры подвергаются воздействию поперечных сил.



Требуемый шаг «S» анкеров определяется в зависимости от места расположения. Например, для сечения 3 [$x=1,2$ м]: $V_{s3}=146,5$ т,

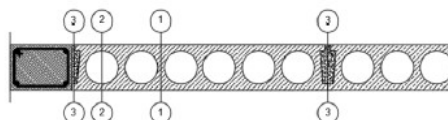


Рисунок 12. Рассматриваемые критические сечения для выполнения проверки прочности плиты на сдвиг

Расчетные поперечные силы:

- Сечение 1 (предполагается $x=0$): $V_{s1} = 155,4$ т
- Сечение 2 (предполагается $x=0$): $V_{s2} = 155,4$ т
- Сечение 3 (предполагается $x=1,2$ м): $V_{s3} = 146,5$ т

- Предполагается, что анкеры на длине $B=15$ м должны сопротивляться усилию V_{s3} [см. рисунок 15 на стр. 8 примера расчета];

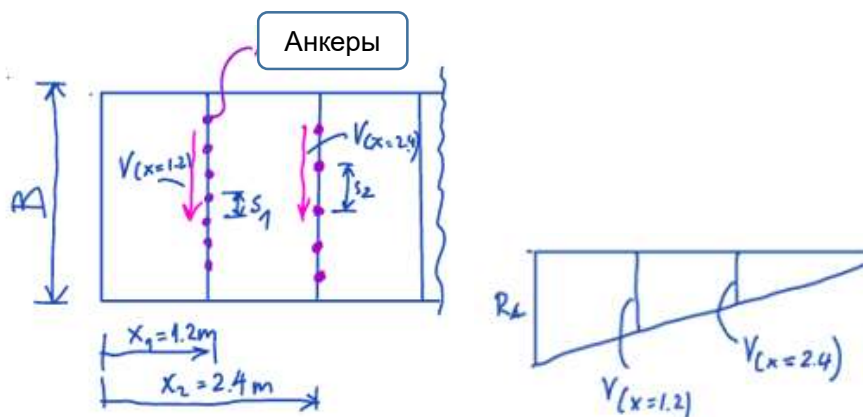
- Предполагаются следующие свойства анкера:

- Арматура класса А400 с пределом текучести – 400 МПа;
- Размер анкера: $\varnothing 10$ мм или $\varnothing 12$ мм;
- Площадь 1 анкера [также согласно ГОСТ 34028-2016, табл. 1]:
 $\varnothing 10$ мм: $A_s=7,85 \cdot 10^{-5}$ м²
 $\varnothing 12$ мм: $A_s=11,3 \cdot 10^{-5}$ м²
- Расчетное значение сопротивления растяжению арматуры:
Согласно СП 63.13330.2018, табл. 6.13: $R_{s,n}=400$ МПа,
Тогда по п. 6.2.8: $R_s=R_{s,n}/\gamma_s=347$ МПа, $\gamma_s=1,15$ [для предельных состояний 1-й группы]

Формулы для расчета шага анкера

Формула получается путем нахождения требуемого размера / площади анкера [A_s] и шага [S] таким образом, чтобы горизонтальная поперечная сила V вдоль сечения [шва] 3 могла передаваться от монолитного ж/б слоя на сборную ж/б многопустотную плиту перекрытия.

На рисунке показан частичный план этажа, показывающий сборные ж/б многопустотные плиты перекрытия и анкеры.



Примечание: см. Рисунок 7 на стр. 3 примера расчета.

Можно применить следующую формулу для расчета:

$$V_{[x=1.2 \text{ м}]} \leq [R_s \cdot A_s] \cdot \frac{B}{S}$$

Расчетная сила	Сила по анкеру	Кол-во анкеров
-------------------	-------------------	-------------------

Таким образом, максимально допустимый шаг анкера:

$$S \leq [R_s \cdot A_s] \cdot \frac{B}{V_{[x=1.2 \text{ м}]}}$$

1) Пример: x=1,2 м [см. стр. 5 примера расчета]

$$V_{[x=1.2 \text{ м}]} = R_A - v_d \cdot x = 155.4 - 7.4 \cdot 1.2 = 146.5 \text{ т}$$

Предположительно принят анкер Ø10 мм и арматура класса А400:

$$R_s = 347 \text{ МПа} = 3.47 \cdot 10^4 \text{ т/м}^2$$

$$A_s = 7.85 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2$$

$$S \leq [3.47 \cdot 10^4 \cdot 7.85 \cdot 10^{-5}] \cdot \frac{15}{146.5}$$

$$S \leq 0.278 \text{ м} = 27.8 \text{ см}$$

Предположительно принят анкер Ø12 мм и арматура класса А400:

$$R_s = 347 \text{ МПа} = 3.47 \cdot 10^4 \text{ т/м}^2$$

$$A_s = 11.3 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2$$

$$S \leq [3.47 \cdot 10^4 \cdot 11.3 \cdot 10^{-5}] \cdot \frac{15}{146.5}$$

$$S \leq 0.401 \text{ м} = 40 \text{ см}$$

Оба анкера $\varnothing 10$ мм и $\varnothing 12$ мм соответствуют, однако при использовании анкеров $\varnothing 12$ мм, общее количество анкеров будет меньше.

2) Пример: $x=2.4$ м

$$V_{[x=2.4 \text{ м}]} = R_A - v_d \cdot x = 155.4 - 7.4 \cdot 2.4 = 137.6 \text{ т}$$

Предположительно приняты анкера $\varnothing 12$ мм и арматура класса А400:

$$S \leq [3,47 \cdot 10^4 \cdot 11,3 \cdot 10^{-5}] \cdot \frac{15}{137,6}$$

$$S \leq 0,43 \text{ м} = 43 \text{ см}$$

3) Пример: $x=12$ м

$$V_{[x=12 \text{ м}]} = R_A - v_d \cdot x = 155.4 - 7.4 \cdot 12 = 66.6 \text{ т}$$

Предположительно приняты анкера $\varnothing 12$ мм и арматура класса А400:

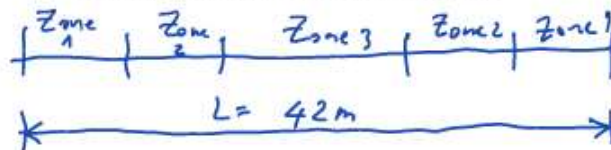
$$S \leq [3,47 \cdot 10^4 \cdot 11,3 \cdot 10^{-5}] \cdot \frac{15}{66,6}$$

$$S \leq 0,883 \text{ м} = 88 \text{ см}$$

Можно сделать вывод [заключение], что шаг [S] наименьшей вблизи опор, однако, увеличивается в зоне среднего пролета плиты.



Рисунок 1. План типового этажа блока А



Длина:

$[0 < x < 5 \cdot 1.2]$ - зона 1: минимальный шаг анкера [S]

$[5 \cdot 1.2 < x \leq 10 \cdot 1.2]$ - зона 2: минимальный шаг анкера $[1.5 \cdot S]$

$[x > 10 \cdot 1.2]$ - зона 3: минимальный шаг анкера $[2 \cdot S]$

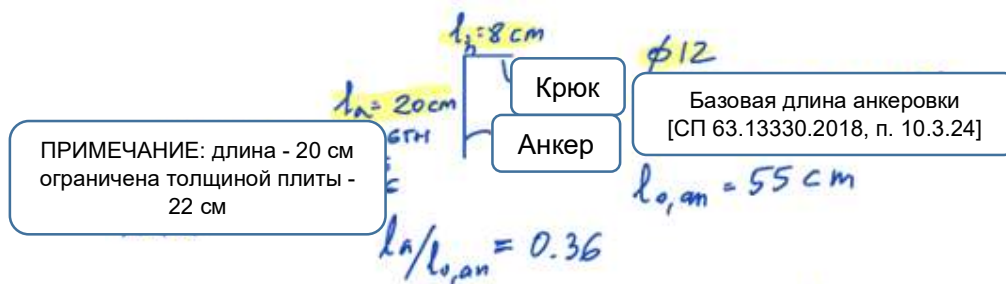
В данном случае шаг анкеров для зон:

Для 1 зоны - $S=40$ см

Для 2 зоны - $1.5 \cdot S=60$ см

Для 3 зоны - $2 \cdot S=80$ см

- Предложенные размеры анкера :



Вертикальный анкер без крюка способен передавать только 36% растягивающего усилия, однако крюк способствует увеличению способности передавать растягивающее усилие.

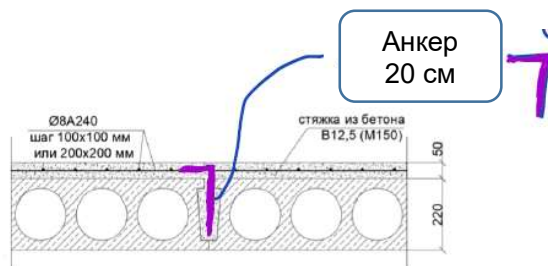


Рисунок 19. Железобетонный слой

Приложение А. Определение инерционных (сейсмических) сил по преобладающей форме колебания по направлениям X и Y, воздействующих на сборную плиту перекрытия

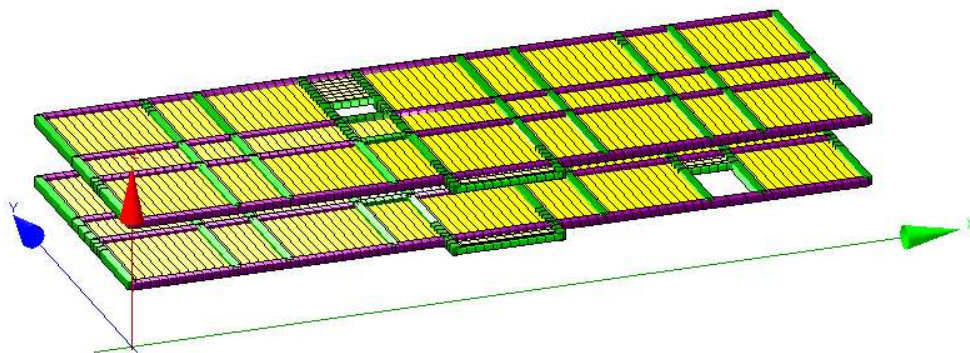


Рисунок 1. Рассматриваемая расчетно-аналитическая модель диска перекрытия на уровне 1-го и 2-го этажа здания на отм. +3.6 м и +7.2 м с учетом сборной ж/б многоспустотной плиты перекрытия, монолитных участков (перекрытий, лестничных площадок), ригелей и ребер жесткости ж/б каркасной системы

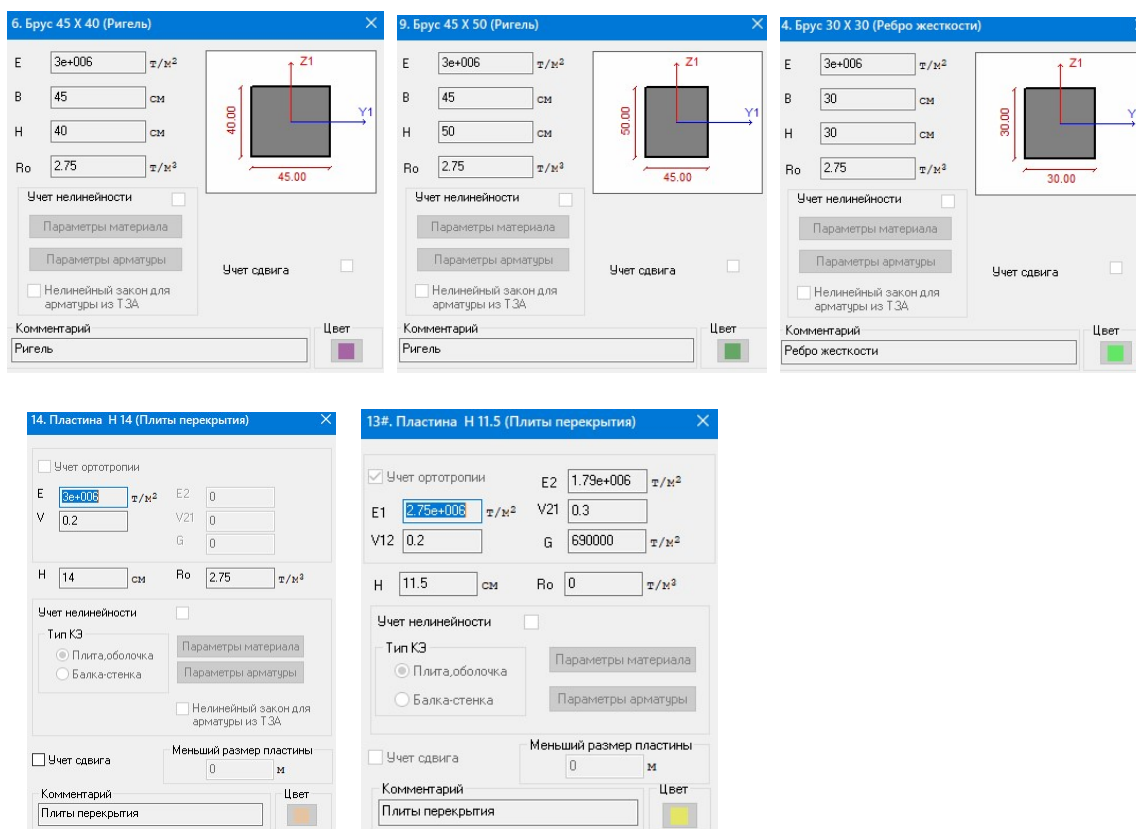
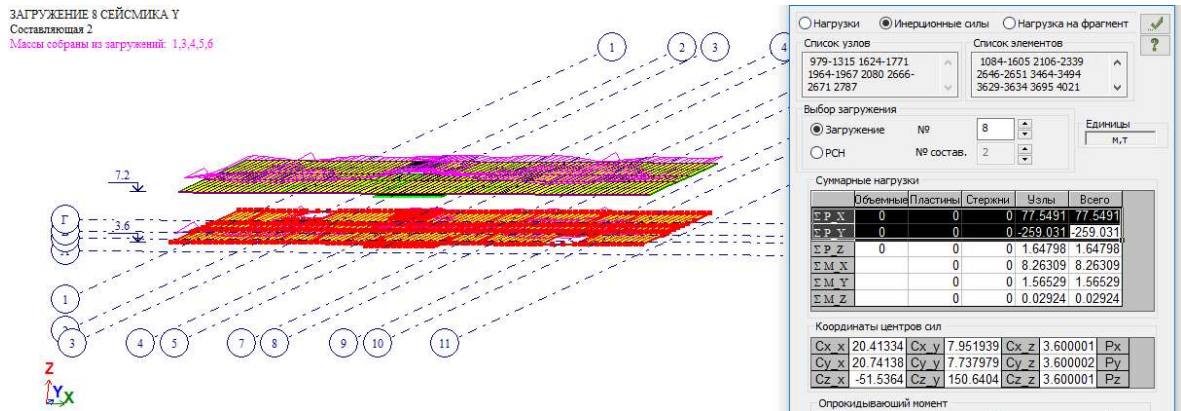
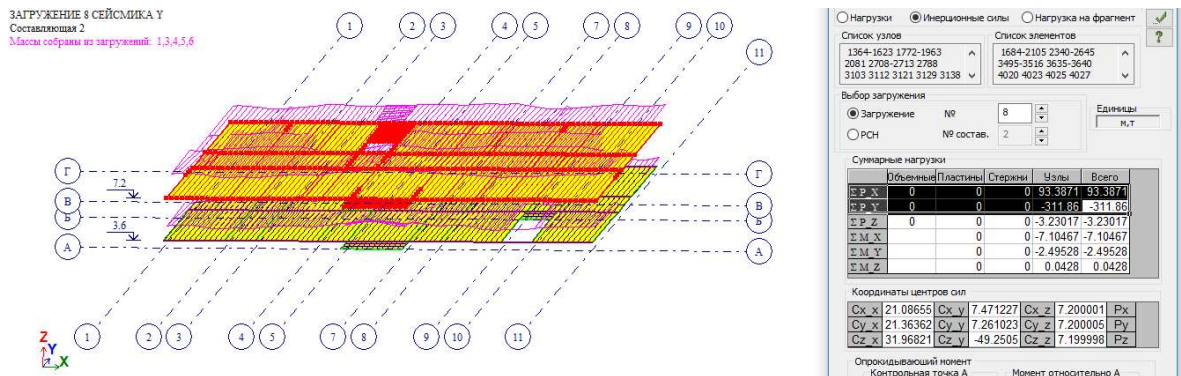


Рисунок 2. Жесткости материалов ж/б конструкций

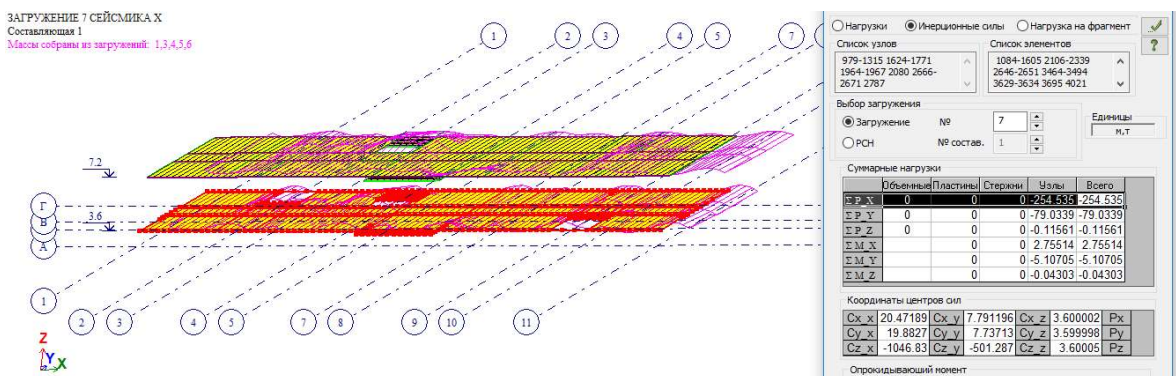
- Расчетные инерционные (сейсмические) силы по направлению Y на уровне 1-го этажа на отм. +3.6 м полученные по преобладающей 2-ой форме колебания, принятые для расчета по прочности сборных плит перекрытий на сдвиг. Максимальная величина – $V_{y1} = 259$ т.



- Расчетные инерционные (сейсмические) силы по направлению Y на уровне 2-го этажа на отм. +7.2 м полученные по преобладающей 2-ой форме колебания, принятые для расчета по прочности сборных плит перекрытий на сдвиг. Максимальная величина – $V_{y2} = 311$ т.



- Расчетные инерционные (сейсмические) силы по направлению X на уровне 1-го этажа на отм. +3.6 м полученные по преобладающей 1-ой форме колебания, принятые для расчета по прочности сборных плит перекрытий на сдвиг. Максимальная величина – $V_{x1} = 254$ т.



- Расчетные инерционные (сейсмические) силы по направлению X на уровне 2-го этажа на отм. +7.2 м полученные по преобладающей 1-ой форме колебания, принятые для расчета по прочности сборных плит перекрытий на сдвиг. Максимальная величина – $V_{x2} = 304$ т.

