

Знакомство с МКЭ подсистемой

СтадиКон (СДК)

**Пример расчета высотного
железобетонного здания на
сейсмические воздействия
(определение требуемого армирования)**



Содержание

Содержание	2
1. Описание задачи	3
1.1. Исходные данные.....	3
1.2. Сейсмическая опасность площадки строительства	10
1.3. Расчетная модель здания.....	10
1.4. Массы здания, учитываемые в расчетных сейсмических ситуациях	11
1.5. Определение параметров расчетного сейсмического воздействия при расчетах по нормам Еврокода.....	12
1.5.1. Построение расчетных спектров реакций.....	12
1.5.2. Определение расчетных сейсмических нагрузок	15
1.6. Определение параметров расчетного сейсмического воздействия при расчетах по нормам СП.....	15
1.7. Учет Р-Δ эффектов.....	16
2. Рекомендации по моделированию и расчету здания	17
3. Периоды и формы колебаний здания.....	19
4. Результаты армирования колонн и подбалок по нормам Еврокода	20
5. Результаты армирования колонн и подбалок по нормам СП.....	36
6. Результаты армирования плит	52
7. Результаты армирования стен.....	56
8. Сравнение результатов армирования	60

1. Описание задачи

1.1. Исходные данные

Рассматривается 30-этажное общественное здание с тремя подземными и тридцатью надземными этажами.

Согласно принятому объемно-планировочному решению в рассматриваемом здании:

- три подземных этажа высотой по $h=4,2$ м – технические;
- надземный первый этаж высотой $h=6,0$ м – офисный, с расположением персонала, обслуживающего здание;
- этажи со 2-го по 30-й включительно типовые высотой по $h=4,2$ м – офисные;
- на покрытии здания предусматривается надстройка с выходами на покрытие, а также железобетонные парапеты.

Покрытие здания – неэксплуатируемое, предназначенное для размещения инженерного оборудования.

В подземной части здания вертикальные несущие конструкции представлены монолитными железобетонными стенами внутреннего (центрального) ядра жесткости и наружными стенами подвальных этажей, жестко заземленными в фундаментной конструкции.

В надземной части здания вертикальные несущие конструкции представлены монолитными железобетонными стенами ядра жесткости и периметральным рамным каркасом, колонны которого заземлены в наружных стенах подвала.

Вертикальные несущие конструкции объединены для совместной работы горизонтальными диафрагмами (плитами перекрытий и покрытия).

Плиты перекрытий и покрытия – железобетонные кессонного типа с приведенной толщиной 200 мм.

Фундаментная конструкция высотного здания предусмотрена в виде сплошной железобетонной плиты толщиной 3000 мм.

Внутренние перегородки – каркасного типа из легких эффективных материалов.

Конструкции лестниц – сборные железобетонные марши и площадки. Наружные стеновые ограждения – витражные переплеты из металлических профилей с заполнением стеклопакетами.

Крыша здания – совмещенная, из рулонных материалов.

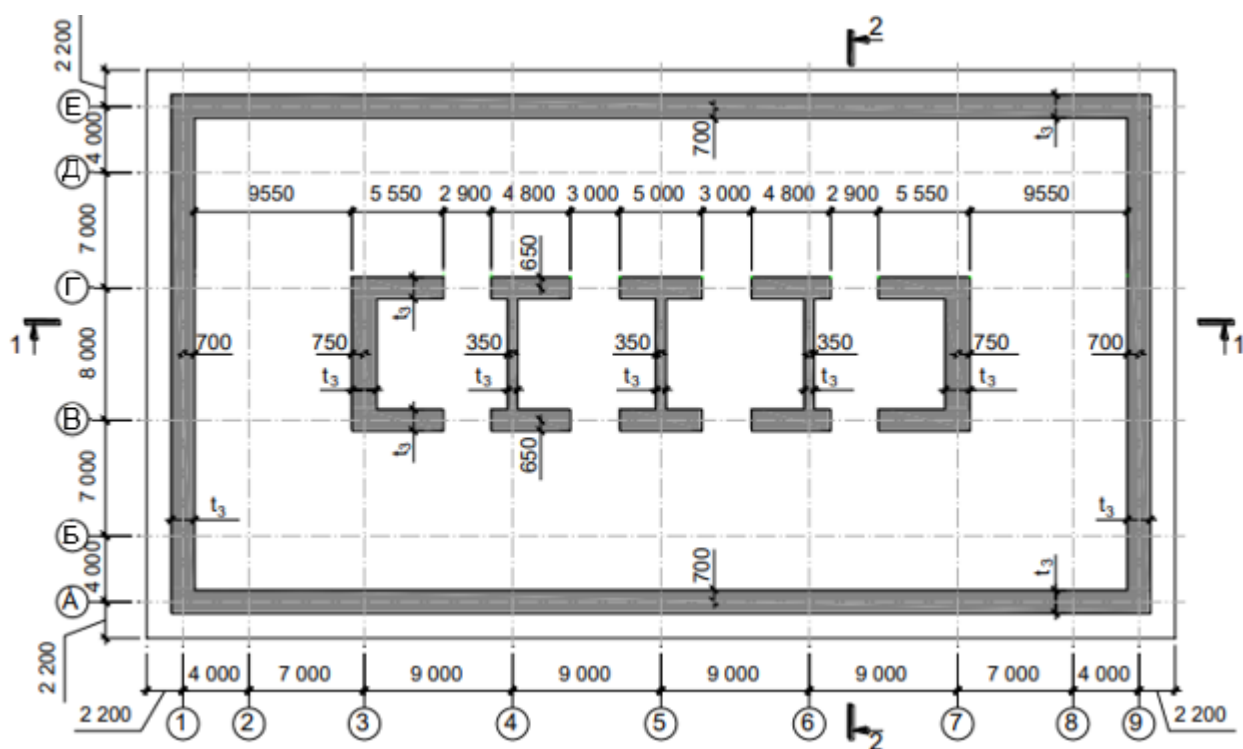


Рис. 1.1.1 - Схематический план подземного -3 этажа.

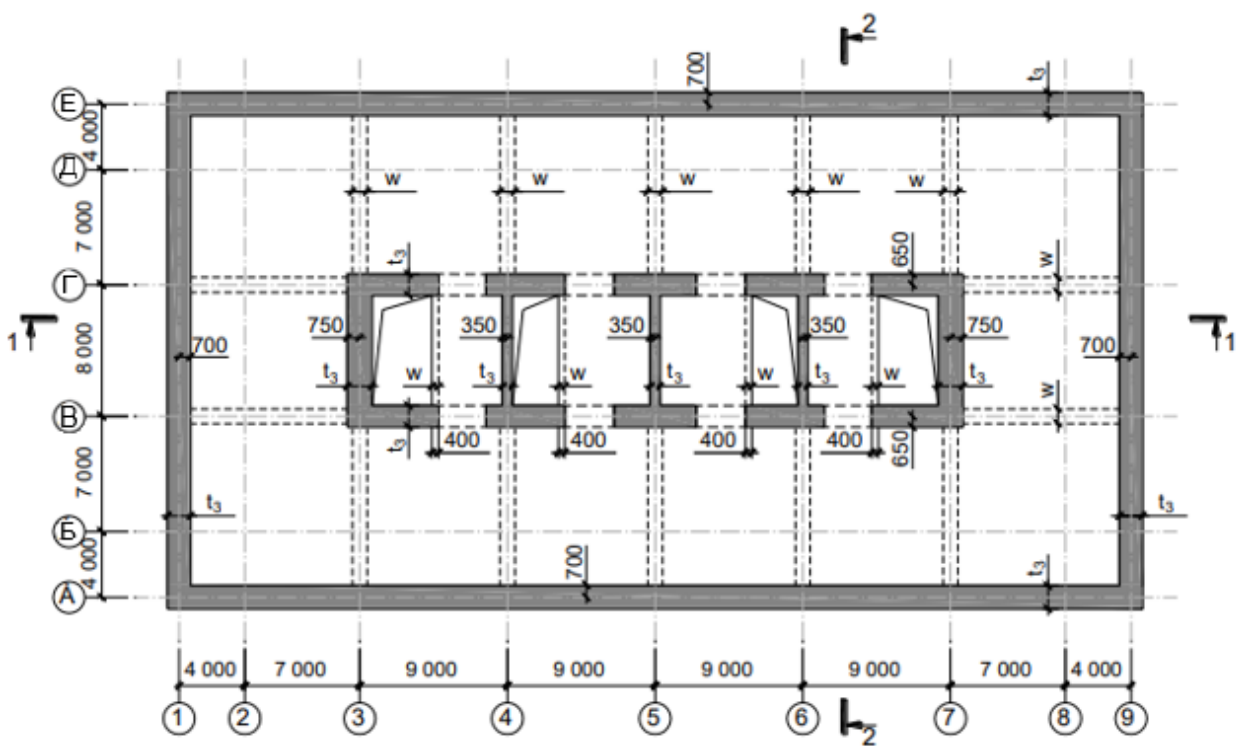


Рис. 1.1.2 - Схематический план подземного -2 и -1 этажа.

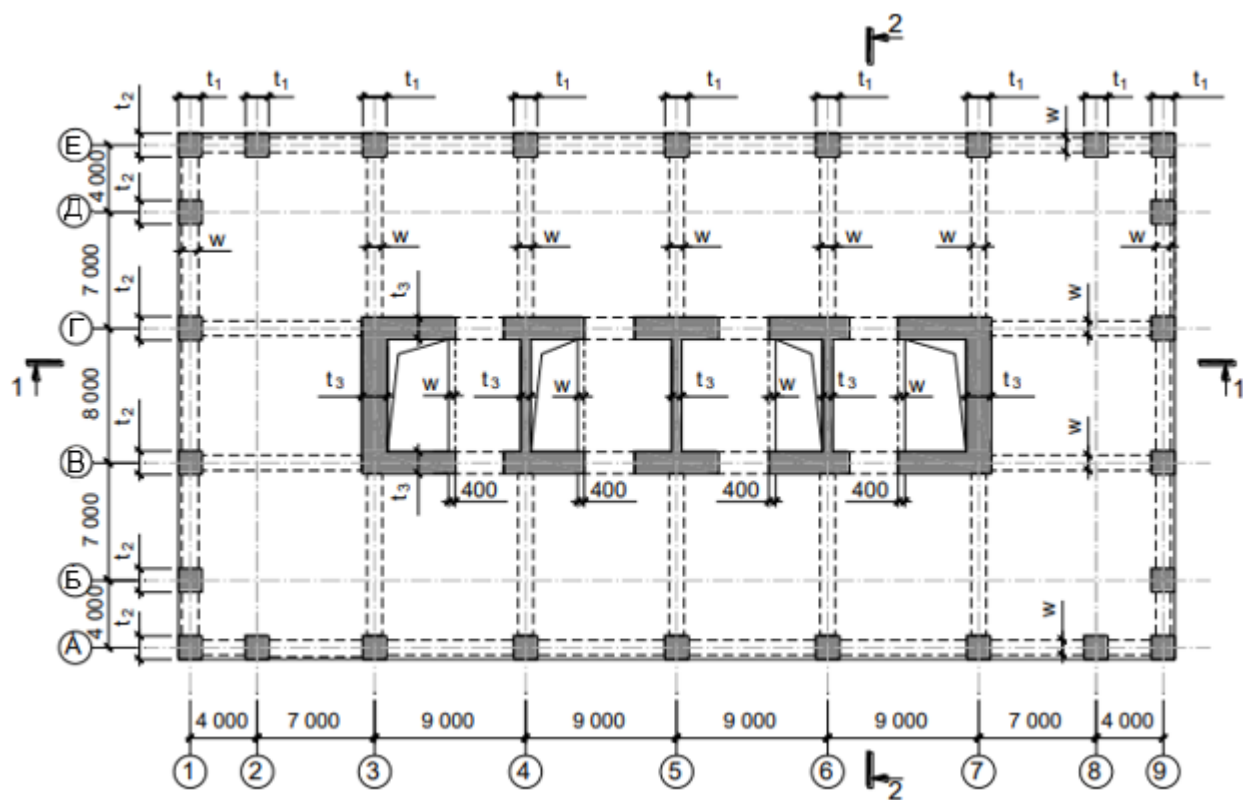


Рис. 1.1.3 - Схематический план типовых этажей.

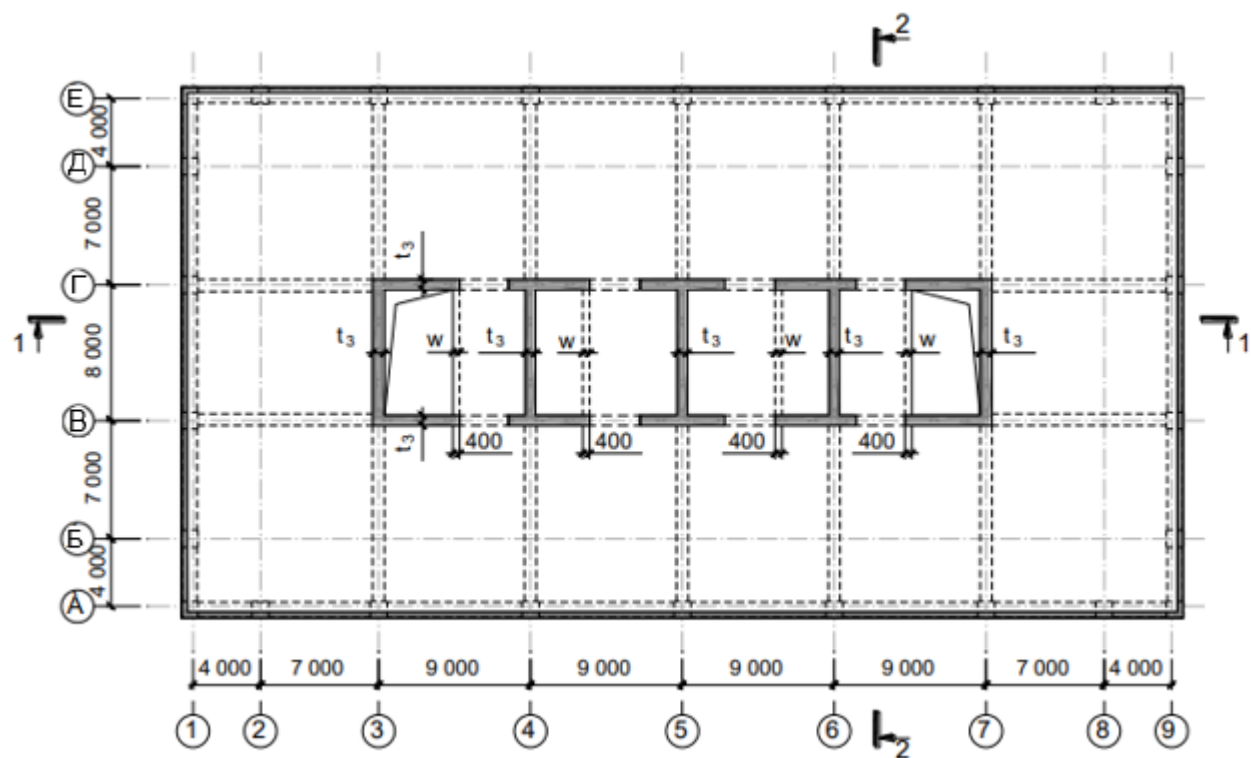


Рис. 1.1.4 - Схематический план покрытия.

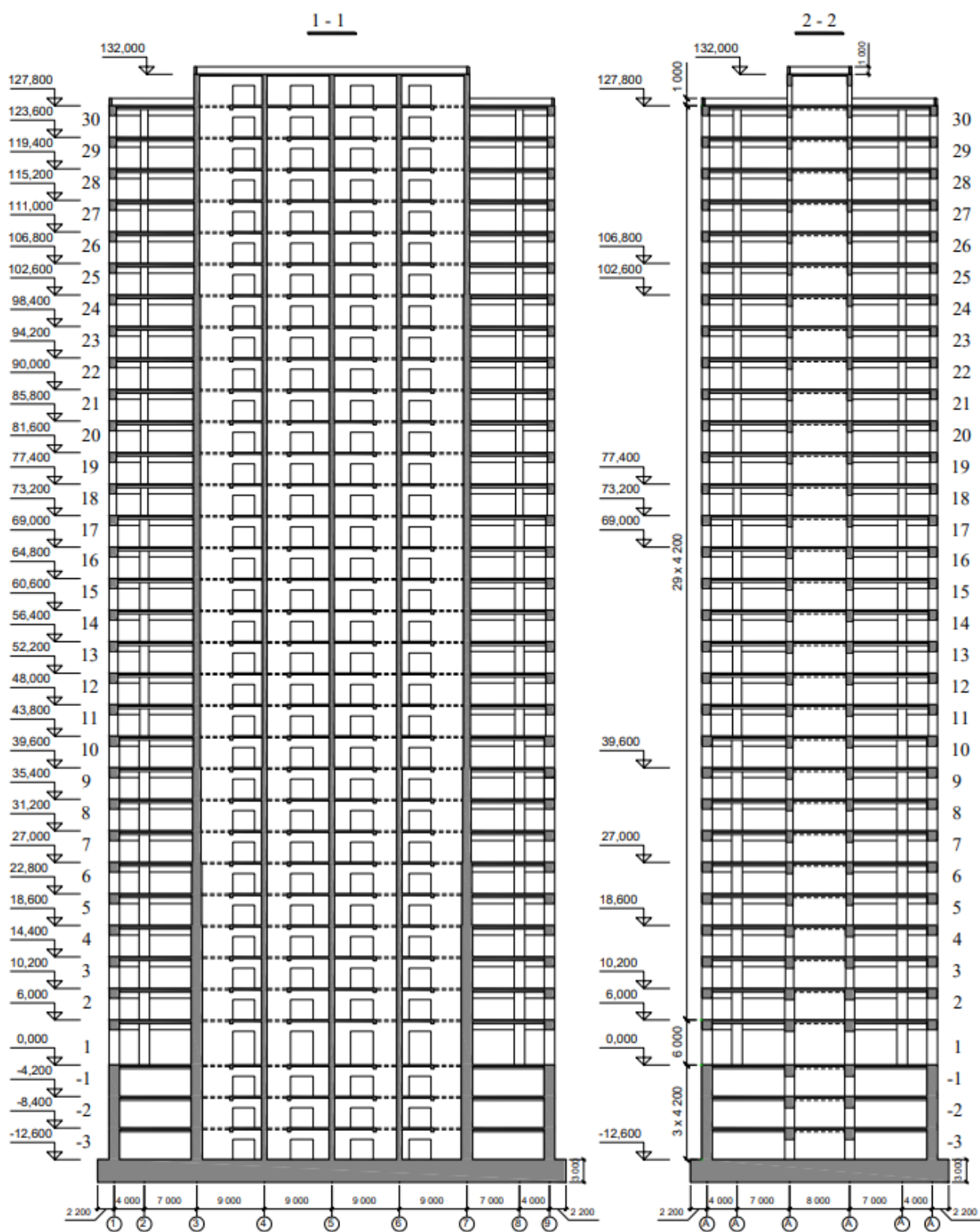


Рис. 1.1.5 – Разрезы 1-1 и 2-2.

Геометрические размеры вертикальных конструктивных элементов здания приведены в таблице 1.1.1.

Классы бетона по прочности на сжатие, принятые для вертикальных и горизонтальных конструкций, приведены в таблице 1.1.2.

Таблица 1.1.1 – Геометрические размеры конструктивных элементов здания.

Номера этажей	Условные обозначения размеров поперечного сечения (см. рисунки 1.1.1-1.1.5)	Размеры поперечного сечения, мм		
		Колонны, расположенные по осям		
		1/А, 1/Е, 9/А, 9/Е	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, Б, В, Г, Д	
1-10	t ₁	1400	1400	
	t ₂	1400	1400	
11-17	t ₁	1200	1200	
	t ₂	1200	1000	
18-24	t ₁	1100	1000	
	t ₂	1100	1000	
25-30	t ₁	1000	1000	
	t ₂	1000	1000	
		Балки, расположенные по осям		
		1, 9, А и Е	3, 4, 5, 6, 7, В и Г	
-3 ÷ -1	w	—	900	
	h	—	500	
1-10	w	1300	900	
	h	1300	500	
11-17	w	1100	900	
	h	1300	500	
18-21	w	900	900	
	h	1300	500	
22-30	w	900	700	
	h	1300	500	
		Балки, расположенные между осями 3-4, 4-5, 5-6 и 6-7, в местах расположения лестничных и лифтовых проемов в перекрытиях		
-3 ÷ 30	w	400		
	h	500		
		Наружные стены подземной части здания		
-3, -2, -1	t ₃	1400		
		Стены ядра жесткости, расположенные по осям		
		3 и 7	В и Г	4, 5 и 6
-3, -2, -1, 1, 2	t ₃	1500	1300	700
3-4		1500	1100	700
5-6		1300	900	700
7-9		1100	900	700
10-16		900	900	600
17-24		900	700	600
25-30 и надстройка		700	600	600
-3 ÷ 30 и надстройка	w	Высота перемычек стен h=1500 мм, толщина w соответствует толщинам стен		
	h			

Таблица 1.1.2 – Классы бетона по прочности на сжатие, принятые для вертикальных и горизонтальных конструкций высотного здания.

№	Типы конструктивных элементов	Номера этажей	Классы бетона по прочности на сжатие	
			По нормам Еврокода	По нормам СП
1	Фундаментная плита	–	C30/37	B35
2	Колонны и плиты междуэтажных перекрытий (за исключением, указанных в пункте 3), стены, конструкции надстройки	–3 ÷ 8	C40/50	B50
		9 ÷ 19	C35/45	B45
		20 ÷ 30	C30/37	B35
3	Колонны первого этажа в пересечениях осей 1/А, 1/Е, 9/А, 9/Е и перекрытие над верхним этажом подземной части	1	C45/55	B55

Таблица 1.1.3 – Ведомость нагрузок. Указаны нормативные значения.

№	Элементы здания	Характеристическое значение	Коэф-т надежности γ_f (Кн)	Длительная часть (Кд)	Примечание
Постоянные нагрузки (G)					
Собственный вес конструктивных (несущих) элементов					
1	Монолитные железобетонные конструкции: фундаменты, стены, колонны, балки, плиты	25.0 кН/м ³	1.1	—	Вычисляется автоматически
Собственный вес неконструктивных (ненесущих) элементов					
2	Конструкции пола и подвесных потолков на отметках:				На всю плиту
	-12,6; -8,4; -4,2; 127,8; 132,0	1.45 кН/м ²	1.1	—	
	0,0	1.65 кН/м ²			
	от 6,0 до 123,6	1.245 кН/м ²			
	Конструкции фасадных систем на отметках:				По внешнему контуру здания
	0,0	1.95 кН/м	1.1	—	
	6,0	3.32 кН/м			
	от 6,0 до 123,6	2.73 кН/м			
	127,8	2.0 кН/м			
	Декоративная штукатурка на стенах	0.4 кН/м ²	1.1	—	На все стены здания

Таблица 1.1.3 – Ведомость нагрузок. Указаны нормативные значения (продолжение).

№	Элементы здания	Характеристическое значение		Коэф-т надежности γ_f (Кн)	Длительная часть (Кд)	Примечание
2	Декоративная штукатурка на 1 м.п. колонн по высоте при размерах их поперечного сечения:					На все колонны здания
	1,4x1,4 м	1.4 кН/м		1.1	—	
	1,2x1,2 м	1.2 кН/м				
	1,1x1,1 м	1.1 кН/м				
	1,0x1,0 м	1.0 кН/м				
	Нагрузка в узлах крепления сборных лестничных маршей с площадками к стенам	140 кН		1.1	—	Для каждого этажа
	Ограждающие перегородки лестниц и лифтов на отметках:					На балки, расположенные у лестничных и лифтовых проемов
	-8,4; -4,2; от 6,0 до 123,6	4.0 кН/м		1.1	—	
	0,0	7.5 кН/м				
	Оборудование лифтов на отметке 127,8	2.5 кН/м²		1.1	—	
Переменные нагрузки (Q)						
3	На перекрытия подвальных этажей на отметках от -12,6 до 0,0	5.0 кН/м²	6.2 кН/м²	1.2	0.35	На всю плиту
	Временные перегородки	1.2 кН/м²				
	На перекрытия типовых этажей на отметках от 6,0 до 123,6	2.5 кН/м²	3.7 кН/м²			Вся плита, кроме лестнично-лифтовых холлов и коридоров
	Временные перегородки	1.2 кН/м²				
	Лестнично-лифтовые холлы, коридоры	5.0 кН/м²				
4	На покрытие на отметке 127,8 и покрытие надстройки на отметке 132,0	3.0 кН/м²		1.2	0.35	На всю плиту
5	На покрытие на отметке 127,8 и покрытие надстройки на отметке 132,0 - Снег	1.2 кН/м2		1.4	0.7	На всю плиту

1.2. Сейсмическая опасность площадки строительства

Для зоны, в которой расположена площадка строительства здания, принято:

- сейсмичность зоны строительства высотного здания – 9 баллов;
- значение горизонтального расчетного ускорения $a_g = 0,4g$;
- значение вертикального расчетного ускорения $a_{vg} = 0,32g (0,8 \cdot a_g)$;
- значение коэффициента постели грунтового основания, принятое в расчетах на

сейсмические воздействия – $C1 = 150000 \text{ кН/м}^3$

1.3. Расчетная модель здания

Расчетная модель высотного здания, принятая для выполнения расчетных проверок, представляет собой пространственную совокупность колонн, балок, стен, связующих балок (перемычек) стен, плит перекрытий и фундаментной плиты, выполненных из оболочечных и стержневых конечных элементов.

Расчет рассматриваемого здания выполнялся с учетом его взаимодействия с грунтовым основанием. При этом на фундаментную плиту были наложены связи, запрещающие ее горизонтальные перемещения в плане и поворот вокруг вертикальной оси.

Расчеты проводились по нормам СП и нормам Еврокода.

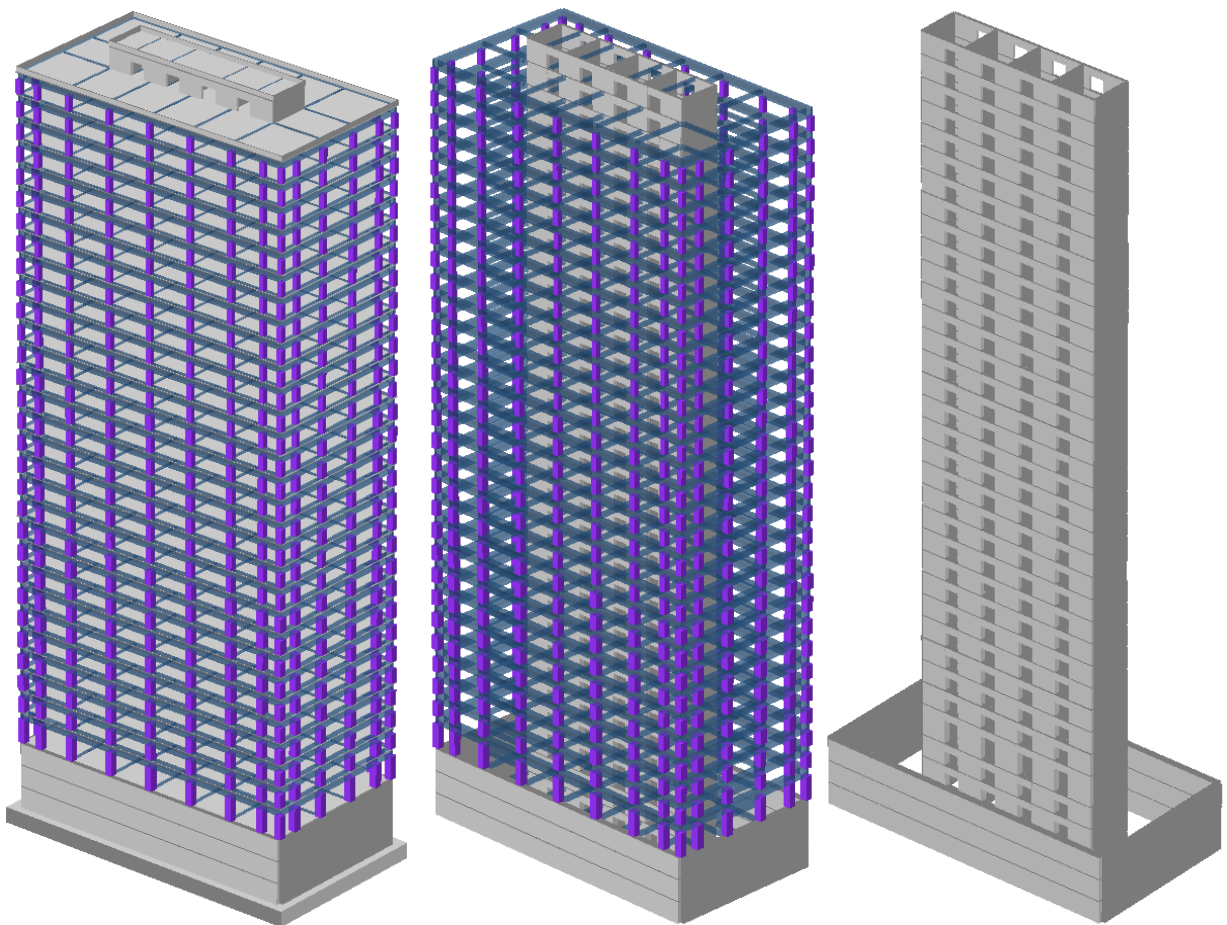


Рис. 1.3.1 – Расчетная модель здания и ее фрагменты.

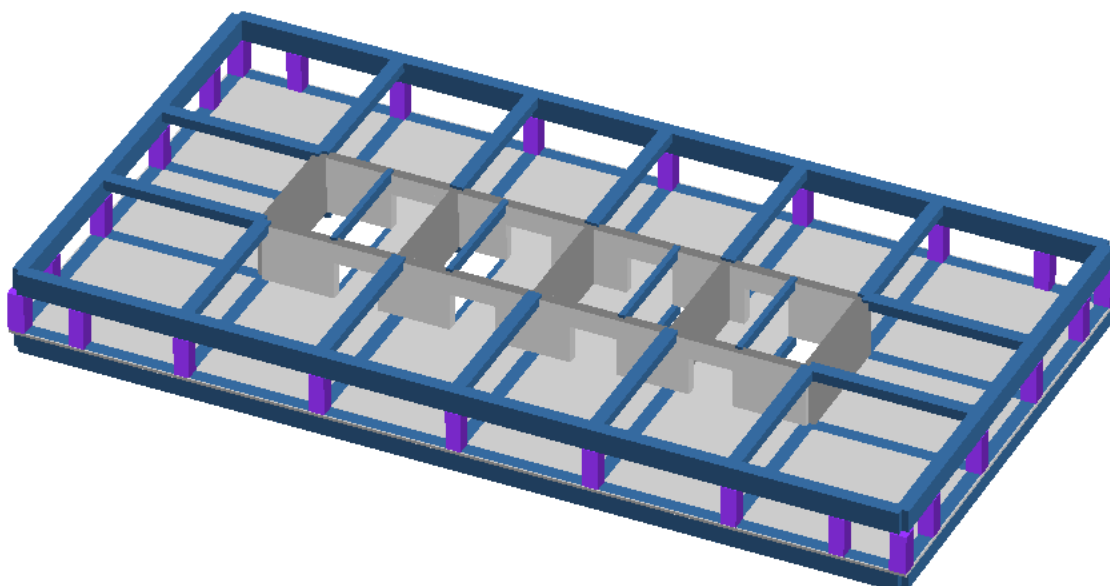


Рис. 1.3.2 – Типовой этаж расчетной модели.

1.4. Массы здания, учитываемые в расчетных сейсмических ситуациях

При определении масс здания постоянные и переменные нагрузки комбинировались в соответствии с выражением (1.4.1):

$$\sum_k \frac{G_{k,j}}{g} + \sum_i \left[\psi_{E,i} \cdot \frac{Q_{k,i}}{g} \right], \quad (1.4.1)$$

где:

$G_{k,j}$ – характеристическое значение j -й постоянной нагрузки;

$Q_{k,i}$ – характеристическое значение i -й переменной нагрузки;

g – ускорение силы тяжести (9,81 м/с²);

$\psi_{E,i}$ – коэффициент комбинаций для переменного воздействия i , используемый при определении эффектов расчетного сейсмического воздействия (вычисления масс здания).

Коэффициенты комбинаций $\psi_{E,i}$, принятые в выражении (1.4.1) для вычисления эффектов сейсмических воздействий, рассчитывались с использованием следующего выражения:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}, \quad (1.4.2)$$

где φ – коэффициент, учитывающий отсутствие жесткой связи между конструкцией и действующей на нее переменной нагрузкой.

В соответствии с исходными данными:

- нагрузки №1 и №2 являются постоянными;
- нагрузки №3, №4 и №5 относятся к переменным.

В нагружении №3: $\psi_{E,i} = 0.8 \cdot 0.3 = 0.24$;

В нагружении №4: $\psi_{E,i} = 0.5 \cdot 0.3 = 0.15$;

В нагружении №5: $\psi_{E,i} = 1.0 \cdot 0.0 = 0.0$ (снег).

При расчетах по нормам СП коэффициенты комбинаций также необходимо разделить на соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке, приведенные в Таблице 1.1.3.

1.5. Определение параметров расчетного сейсмического воздействия при расчетах по нормам Еврокода

1.5.1. Построение расчетных спектров реакций

Первый расчетный спектр реакций будет описывать горизонтальные компоненты сейсмического воздействия, учитываемые при проверках соблюдения требования по ограничению значительных повреждений конструктивной системы высотного здания.

Второй расчетный спектр реакций будет описывать горизонтальные компоненты сейсмического воздействия, учитываемые при определении перемещений высотного здания.

Вертикальная компонента сейсмического воздействия второго уровня, учитываемая при проверках соблюдения требования по ограничению значительных повреждений конструктивной системы высотного здания, будет описываться третьим спектром.

При построении первого расчетного спектра реакций были приняты следующие исходные данные:

- $a_{g2} = 0.4g$;
- $T_B = 0.15$ с, $T_C = 0.44$ с и $T_D = 6.00$ с;
- $q = 4.5$;
- $\beta = 0.2$.

Для горизонтальных компонент сейсмического воздействия, учитываемых при расчете здания, первый расчетный спектр реакций $S_d(T)$ определялся следующими выражениями:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] ; \\ \geq a_g \cdot \frac{2.5}{q} \end{cases} \quad (1.5.1.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot \frac{2.5}{q} ; \quad (1.5.1.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]; \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (1.5.1.3)$$

$$6.0 \leq T: \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]; \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (1.5.1.4)$$

Количественные значения ординат первого расчетного спектра реакций, построенного в соответствии с (1.5.1.1)-(1.5.1.4) приведены в таблице 1.5.1.1.

Таблица 1.5.1.1 – Значения ординат первого расчетного спектра, характеризующего горизонтальные компоненты сейсмического воздействия второго уровня для продольного и поперечного направлений здания.

T, с	0	0.05	0.1	0.15	0.44	0.5	0.6	0.7	0.8	0.85
S_d(T), в долях g	0.267	0.252	0.237	0.222	0.222	0.196	0.163	0.140	0.122	0.115
T, с	0.9	0.95	1	1.05	1.1	1.15	1.2	1.22	6	7
S_d(T), в долях g	0.109	0.103	0.098	0.093	0.089	0.085	0.082	0.08	0.08	0.08

При построении второго расчетного спектра реакций были приняты следующие исходные данные:

- $a_{g2} = 0.4g$;
- $T_B = 0.15$ с, $T_C = 0.44$ с и $T_D = 6.00$ с;
- $q = 4.5$;
- $\beta = 0.2$.

Для горизонтальных компонент сейсмического воздействия, учитываемых при расчете здания, второй расчетный спектр реакций $S_d(T)$ определялся следующими выражениями:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]; \\ \geq a_g \cdot \frac{2.5}{q} \end{cases} \quad (1.5.1.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot \frac{2.5}{q}; \quad (1.5.1.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = a_g \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]; \quad (1.5.1.7)$$

$$6.0 \leq T: \quad S_d(T) = a_g \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]; \quad (1.5.1.8)$$

Количественные значения ординат второго расчетного спектра реакций, построенного в соответствии с (1.5.1.5)-(1.5.1.8) приведены в таблице 1.5.1.2.

Таблица 1.5.1.2 – Значения ординат второго расчетного спектра, характеризующего горизонтальные компоненты сейсмического воздействия второго уровня для продольного и поперечного направлений здания.

T, с	0	0.05	0.1	0.15	0.44	0.5	0.6	0.7	0.8	0.85
S_d(T), в долях g	0.267	0.252	0.237	0.222	0.222	0.196	0.163	0.140	0.122	0.115
T, с	0.9	0.95	1	1.2	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
S_d(T), в долях g	0.109	0.103	0.098	0.082	0.65	0.049	0.033	0.025	0.020	0.016

При построении третьего расчетного спектра реакции были приняты во внимание следующие исходные данные:

- $a_{vg} = 0.32g$;
- $T_{Bv} = 0.05$ с, $T_{Cv} = 0.2$ с и $T_{Dv} = 2.00$ с;
- $k = 0.6$;
- $q_v = 1.5$.

Для вертикальной компоненты сейсмического воздействия, учитываемого при расчете рассматриваемого здания, третий спектр расчетных реакций $S_{vd}(T)$ определяется выражениями (1.5.1.9) – (1.5.1.11):

$$0 \leq T_v \leq T_{Bv}: \quad S_{vd}(T) = \begin{cases} a_{vg} \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T_v}{T_{Bv}} \cdot \left(\frac{2.25}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ \geq a_{vg} \cdot \frac{2.25}{q_v} \end{cases}; \quad (1.5.1.9)$$

$$T_{Bv} \leq T_v \leq T_{Cv}: \quad S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \frac{2.25}{q_v}; \quad (1.5.1.10)$$

$$T_{Cv} \leq T_v \leq T_{Dv}: \quad S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \frac{2.25}{q_v} \cdot \left[\frac{T_{Cv}}{T_v} \right]^k; \quad (1.5.1.11)$$

Количественные значения ординат третьего расчетного спектра реакций, характеризующего вертикальную компоненту сейсмического воздействия второго уровня, приведены в таблице 1.5.1.3.

Таблица 1.5.1.3 – Значения ординат расчетного спектра, характеризующего вертикальную компоненту сейсмического воздействия второго уровня для высотного здания.

T, с	0	0.05	0.2	0.225	0.25	0.275	0.3	0.35	0.4	0.45
S_d(T), в долях g	0.48	0.48	0.48	0.447	0.42	0.397	0.376	0.343	0.317	0.295
T, с	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9	1.0
S_d(T), в долях g	0.277	0.262	0.248	0.237	0.226	0.217	0.209	0.202	0.195	0.183
T, с	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
S_d(T), в долях g	0.173	0.164	0.156	0.149	0.143	0.138	0.133	0.128	0.124	0.121

1.5.2. Определение расчетных сейсмических нагрузок

Расчетная сейсмическая нагрузка на здание от горизонтальной компоненты сейсмического воздействия определялась в соответствии с

$$F_{ik} = \gamma_{Ih} \cdot S_d(T_i) \cdot m_{ik} ,$$

где

γ_{Ih} – мультимодальный коэффициент, значение которого следует принимать 1.8;

$S_d(T_i)$ – значение спектра расчетных реакций, построенного в соответствии с (1.5.1.1) - (1.5.1.4).

Расчетная сейсмическая нагрузка на здание от вертикальной компоненты сейсмического воздействия определялась в соответствии с

$$F_{ikv} = \gamma_{Iv} \cdot S_{dv}(T_{vi}) \cdot m_{ik} ,$$

γ_{Iv} – мультимодальный коэффициент, значение которого следует принимать 1.5;

$S_{dv}(T_{vi})$ – значение спектра расчетных реакций, построенного в соответствии с (1.5.1.9) – (1.5.1.11).

При расчете здания, помимо сейсмических нагрузок учитывались эффекты кручения здания в плане, обусловленные неопределенностями в расположении масс и пространственной вариацией сейсмического движения.

1.6. Определение параметров расчетного сейсмического воздействия при расчетах по нормам СП

Расчетные сейсмические воздействия на здание при выполнении расчетов по нормам СП определялись в соответствии с СП 14.13330.2018.

– Сейсмичность площадки строительства – 9 баллов;

– Категория грунта – 1;

– Были приняты следующие коэффициенты: $K_0 = 1$, $K_I = 0.3$, $K_{psi} = 1$ по таблицам 4.2 / 5.2 / 5.3.

Нагрузки по СП 14.13330-2018

Сейсмичность пл-ки: 9

Категория грунта: 1

☐ Учет нелинейного деформирования грунтов

Тип расчета

☒ Проектный расчет

☐ Поверочный расчет

Таблица 4.2 Таблица 5.2 Таблица 5.3

Амплитуда = 1.2 м/с²

1.7. Учет Р-Δ эффектов

Согласно положениям из Еврокода и СП для каждой норм были произведены расчеты с учетом влияния эффектов второго порядка (Р-Δ эффектов) на эффекты сейсмических воздействий.

СП РК EN 1998-1:2004/2012
EN 1998-1:2004 (E)

4.4.2 Критическое предельное состояние

(2) Эффекты второго рода (Р-Δ эффект) могут не учитываться, если для всех этажей здания выполняется следующее условие:

(3) Если $0,1 < \theta \leq 0,2$, то эффекты второго рода можно приближенно учесть, умножив значимые эффекты сейсмического воздействия на коэффициент, равный $1/(1 - \theta)$.

4.4.2.4 Условие равновесия

(1) Конструктивная система здания **должна быть устойчивой** – в том числе на опрокидывание или скольжение – при сейсмической расчетной ситуации, указанной в EN 1990:2002 (6.4.3.4).

(2) В особых случаях равновесие при сейсмическом воздействии, определенном, как описано в 3.2.3.1, может быть проверено посредством методов энергетического баланса или методами, учитывающими **геометрическую нелинейность**.

СП 14.13330.2018

5.2 При выполнении расчетов сооружений с учетом сейсмических воздействий следует применять две расчетные ситуации:

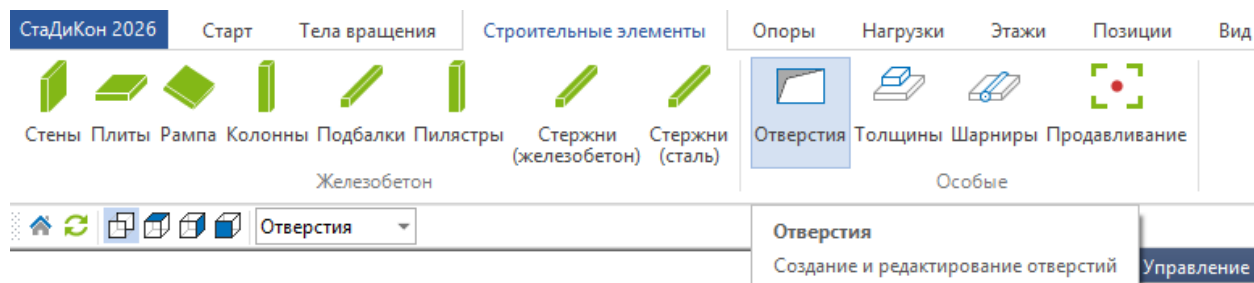
б) сейсмические нагрузки соответствуют КЗ. На действие КЗ рассчитываются законструированные по результатам РЗ сечения и элементы здания, сооружения. Целью расчетов на КЗ является **оценка общей устойчивости, неизменяемости**, однородности конструкций сооружения, допустимость уровня ускорений, перемещений, скоростей в элементах здания, сооружения, способность конструкций здания к перераспределению внешнего сейсмического воздействия за счет формирования пластических шарниров и иных нелинейных эффектов.

В данных схемах при определении сейсмических воздействий дополнительно устанавливалась галочка «Учет параметрических колебаний».

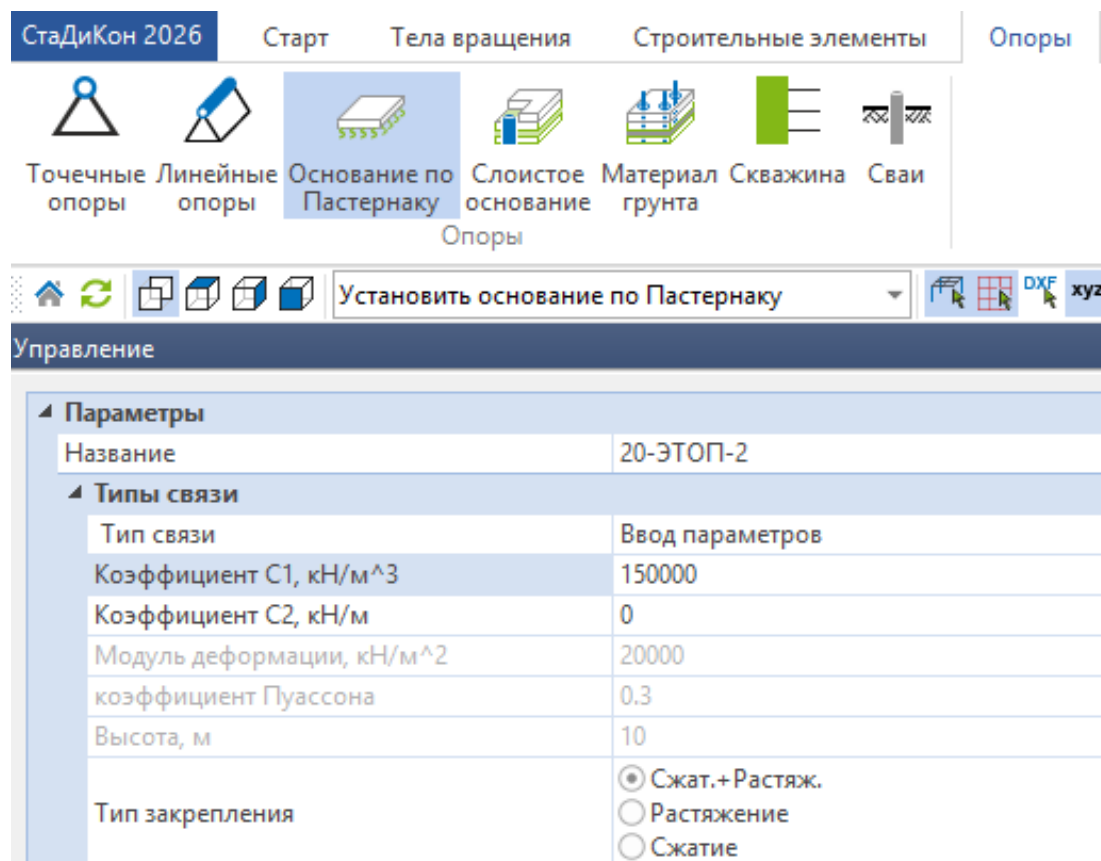
Также модули упругости и сдвига бетона элементов здания были приняты в расчетной модели с понижающим коэффициентом 0.5 от жесткостей, соответствующих материалам из Таблицы 1.1.2.

2. Рекомендации по моделированию и расчету здания

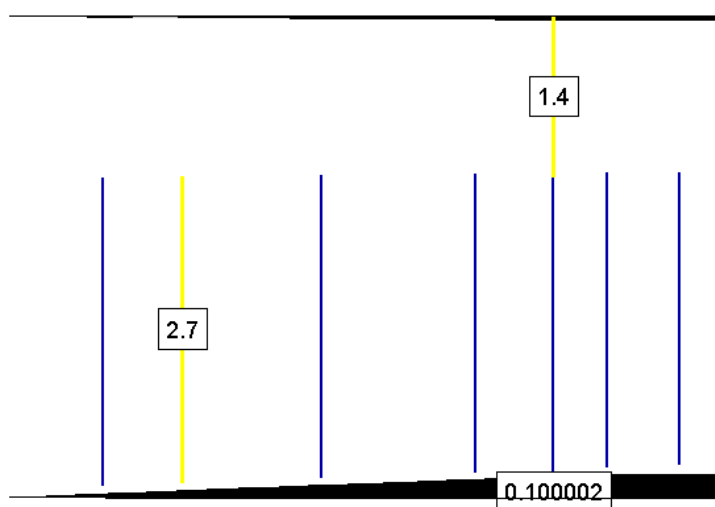
– Лестнично-лифтовые проемы в плитах и дверные проемы в стенах рекомендуется задавать, используя инструмент «Отверстия» на вкладке «Строительные элементы» позиционного проекта. Это позволит избежать некорректной генерации связей CLPL и разбиения плоскостей осреднения KNFL.



– Грунтовое основание можно задать в позиционном проекте, выбрав на вкладке «Опоры» - «Основание по Пастернаку». Далее в окне «Управление» установить «Тип связи» – «Ввод параметров» и задать коэффициент C_1 .



– Длины колонн в расчетной схеме заданы с учетом реальных размеров сечений – от верхних граней плит до нижних граней подбалок.



– В схеме по нормам СП задавалось расчетное значение плотности вместе с понижающим коэффициентом.

Rho	2.75
Krho	0.91

Для его учета при выполнении расчета на собственные колебания устанавливалась галочка «Снижение плотности» в параметрах расчета. Также необходимо установить пункт «Жесткое закрепление упругого основания».

Дополнительно	
Использовать результаты нелинейного статического расчёта	☐
Закрепление узлов	☐
Жёсткое закрепление упругого основания	☒
Снижение плотности	☒

По нормам Еврокода изначально устанавливалось нормативное значение плотности.

Rho	2.5
Krho	1

– В некоторых группах конструктивных элементов подбалок были заданы следующие параметры унификации.

Параметры унификации	
☐ Без унификации	OK Отменить
☐ Одинаковое армирование всех сечений элемента	
☐ Одинаковое армирование всех сечений всех элементов группы	Помощь
☒ Одинаковое армирование всех сечений элемента с выделением приопорных зон	
☐ Одинаковое армирование всех сечений всех элементов группы с выделением приопорных зон	
Максимальное расстояние до опоры:	3 м

3. Периоды и формы колебаний здания

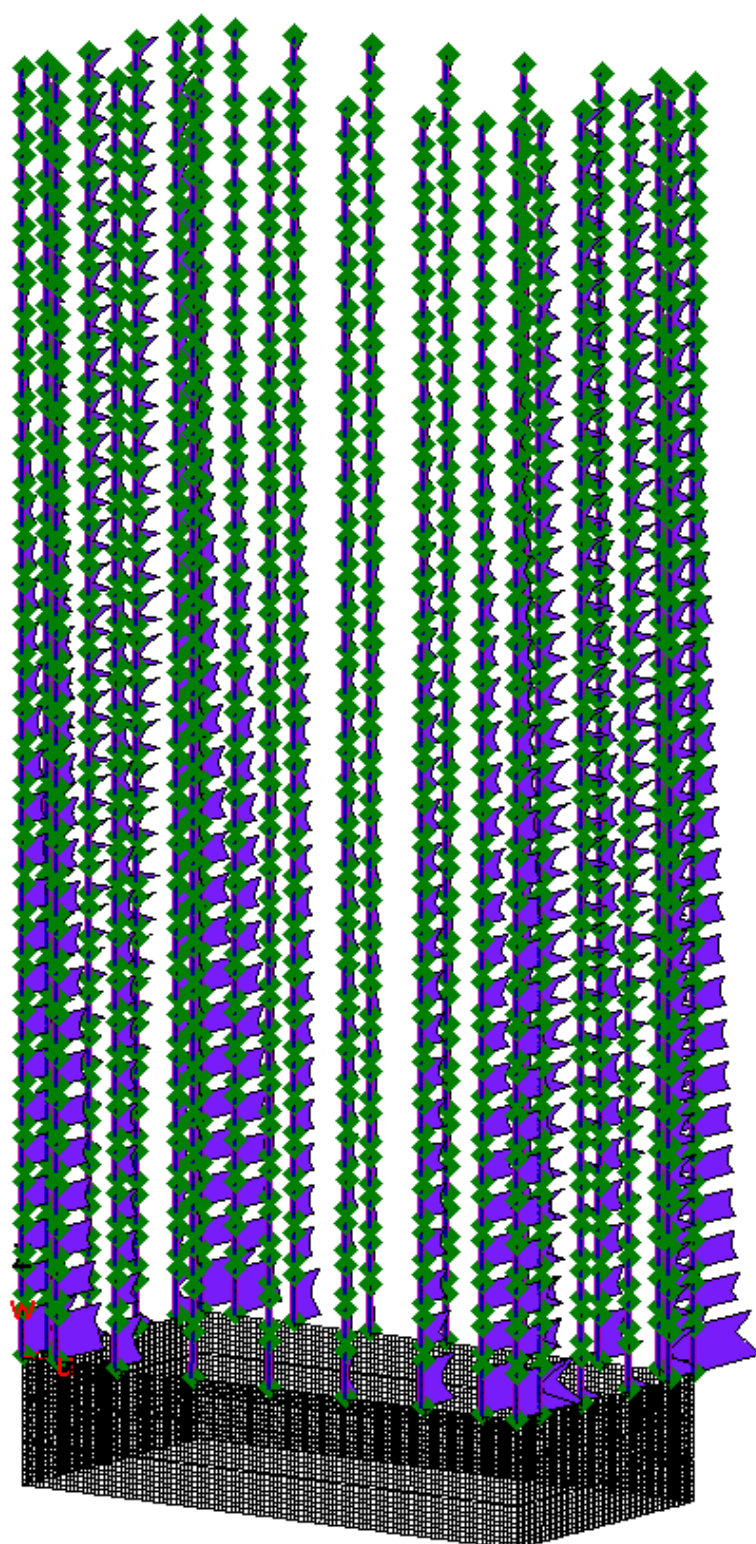
Периоды первых 10 форм собственных колебаний здания приведены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Значения периодов собственных колебаний здания.

Номер формы собственных колебаний здания	Формы собственных колебаний	Периоды собственных колебаний, [с]			
		Схема по нормам Еврокода	Схема по нормам СП	Схема по нормам Еврокода (Р-Δ)	Схема по нормам СП (Р-Δ)
1	поступательная в поперечном направлении здания	2.3396	2.2505	3.3058	3.1800
2	поступательная в продольном направлении здания	1.2990	1.2490	1.8323	1.7619
3	крутильная в плане	1.2077	1.1618	1.7038	1.6391
4	поступательная в поперечном направлении здания	0.6672	0.6437	0.9426	0.9094
5	крутильная в плане	0.4372	0.4229	0.6169	0.5968
6	поступательная в продольном направлении здания	0.4105	0.3960	0.5781	0.5578
7	поступательная в поперечном направлении здания	0.3118	0.3012	0.4405	0.4255
8	крутильная в плане	0.2447	0.2364	0.3454	0.3337
9	вертикальная	0.2235	0.2151	0.3159	0.3041
10	поступательная в продольном направлении здания	0.2144	0.2069	0.3017	0.2912

Различия между периодами обосновываются несколько отличными модулями упругости между используемыми материалами по нормам Еврокода и СП.

4. Результаты армирования колонн и подбалок по нормам Еврокода



Результаты расчета

Тип результатов
Продольная 1-е предельное сост. ▾

Группа
Все группы ▾

☒ Слой
Sum_As ▾

☐ Коэффициент армирования

Табличный вывод Настройки Помощь

Вывод в ...
☒ Viewer ☐ Word ☐ Txt

Настройки вывода

Вывод

MAX (As_summ) = 529.91 см²
Элемент - ST-3 , группа - Ж/б
колонны-1-(0)
(КЗ-элемент N329589, коорд. сечения 0.967)

Рис. 4.1 – Эпюры арматуры в колоннах (По нормам Еврокода).

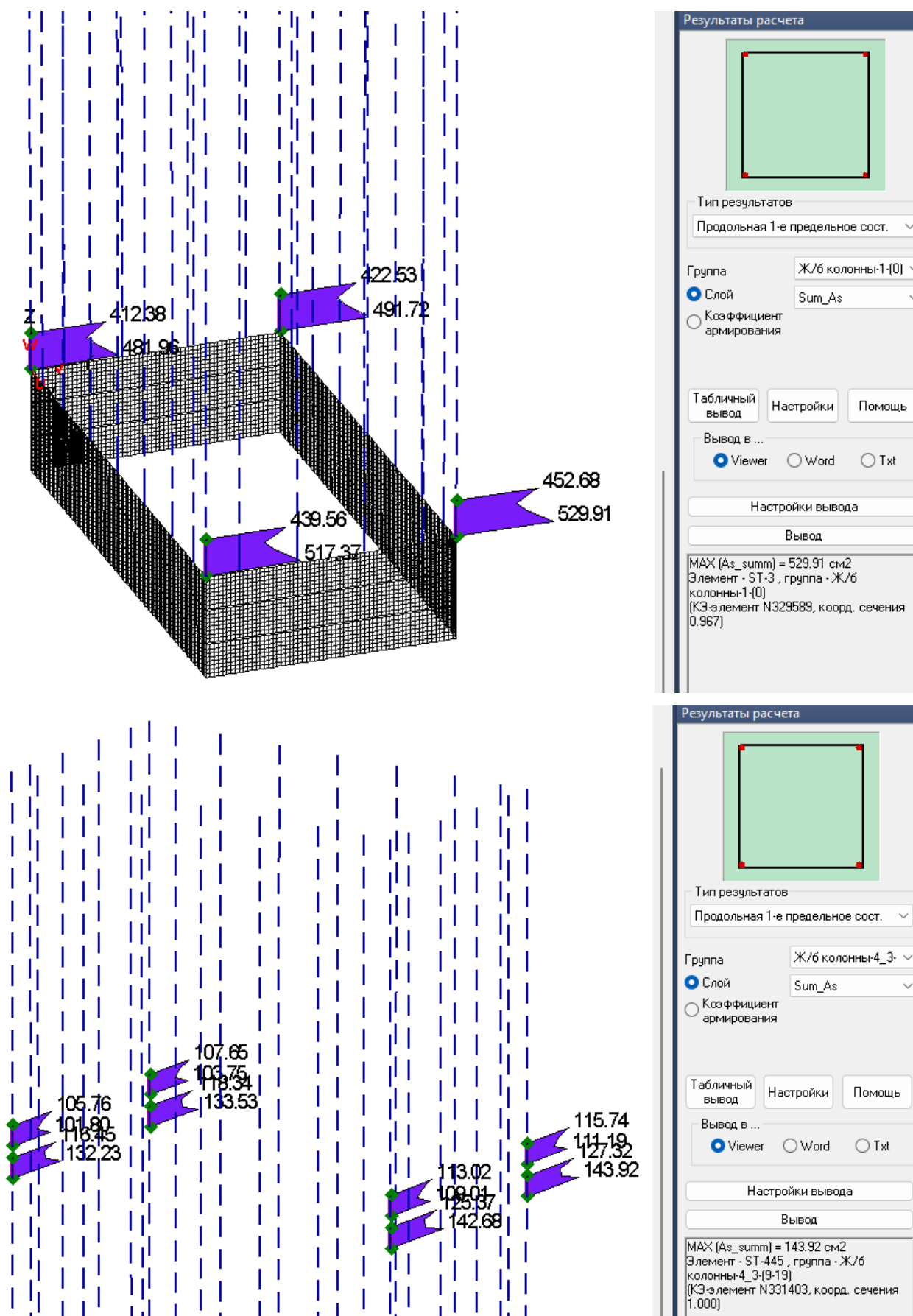
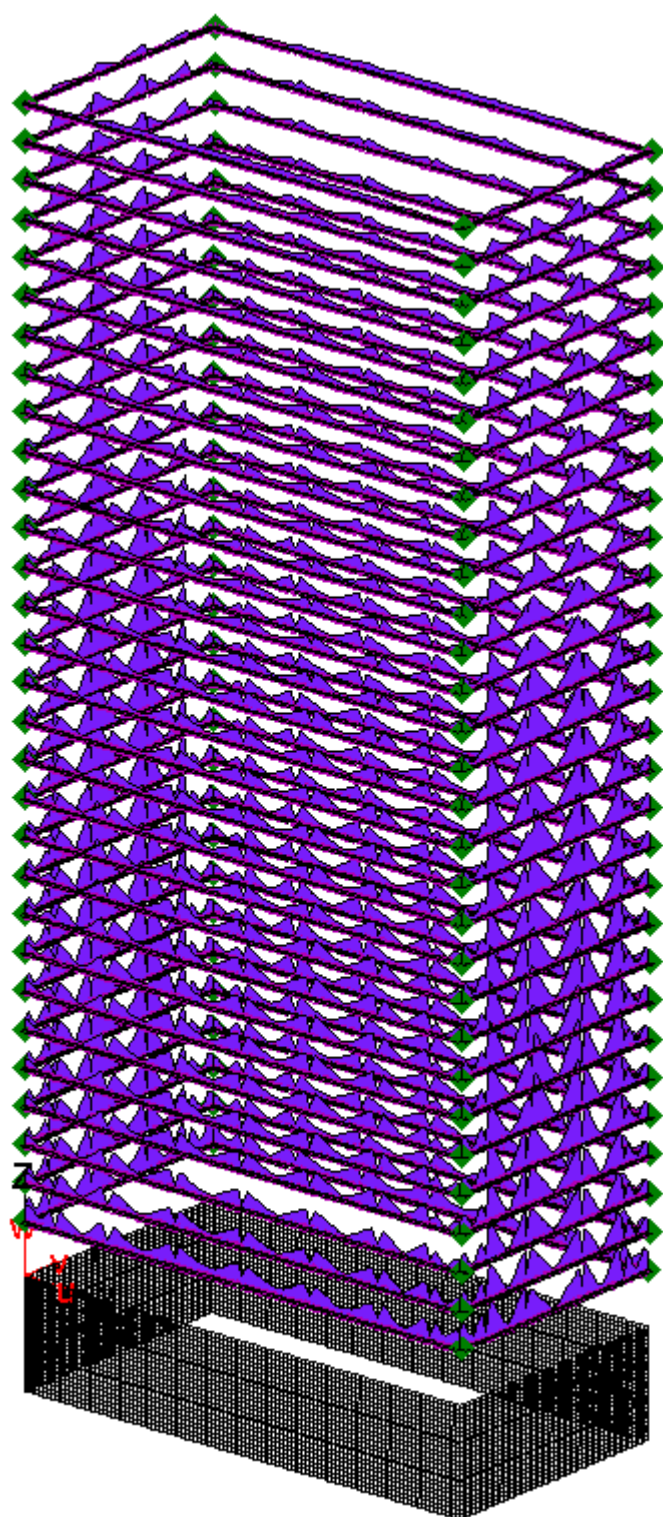


Рис. 4.2 – Значения эпюр арматуры в некоторых колоннах (По нормам Еврокода).



Результаты расчета

Тип результатов
Продольная 1-е предельное сост. ▾

Группа
☒ Слой
☐ Коэффициент армирования

Sum_As ▾

Табличный вывод Настройки Помощь

Вывод в ...
☒ Viewer ☐ Word ☐ Txt

Настройки вывода

Вывод

MAX (As_summ) = 358.55 см²
 (КЭ-элемент N335426, коорд. сечения 0.300)

Рис. 4.3 – Эпюры арматуры в подбалках по периметру здания (По нормам Еврокода).

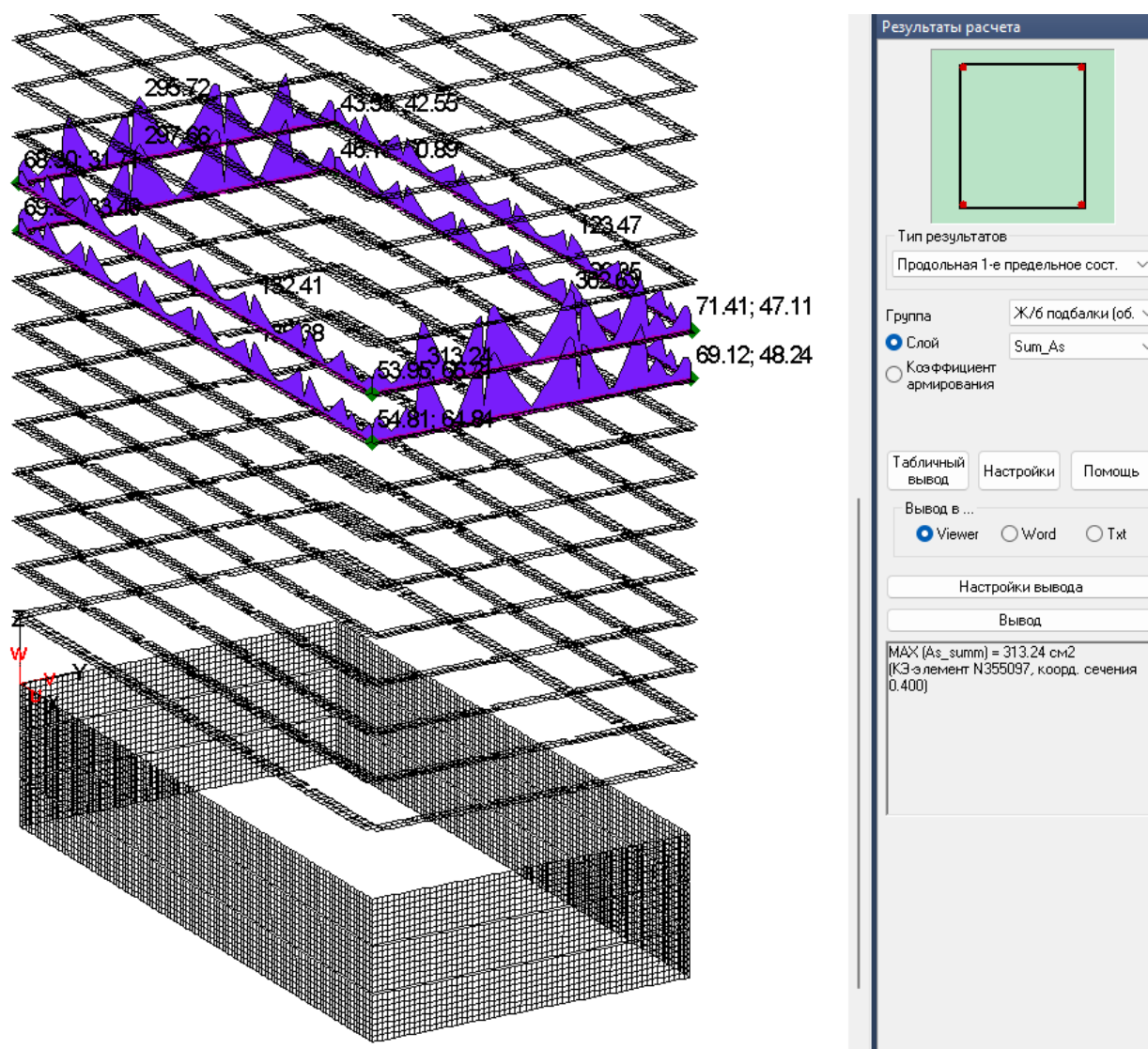
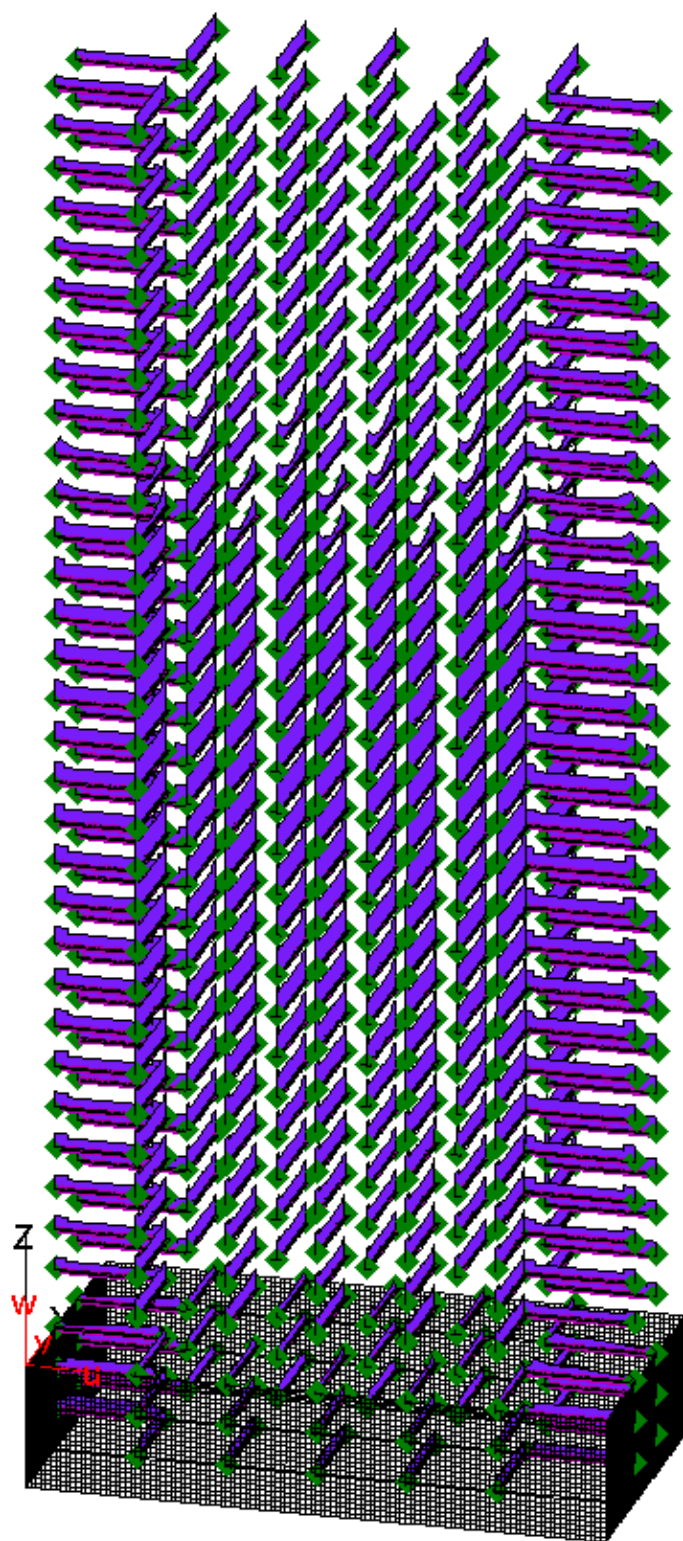


Рис. 4.4 – Значения эпюр арматуры в некоторых подбалках по периметру здания
(По нормам Еврокода).



Результаты расчета

Тип результатов
Продольная 1-е предельное сост. ▾

Группа
☒ Слой
☐ Коэффициент армирования

Все группы ▾
 Sum_As ▾

Табличный вывод
 Настройки
 Помощь

Вывод в ...
☒ Viewer ☐ Word ☐ Txt

Настройки вывода

Вывод

MAX (As_summ) = 120.47 см²
 (КЭ-элемент N337816, коорд. сечения 0.549)

Рис. 4.5 – Эпюры арматуры в подбалках перекрытий (По нормам Еврокода).

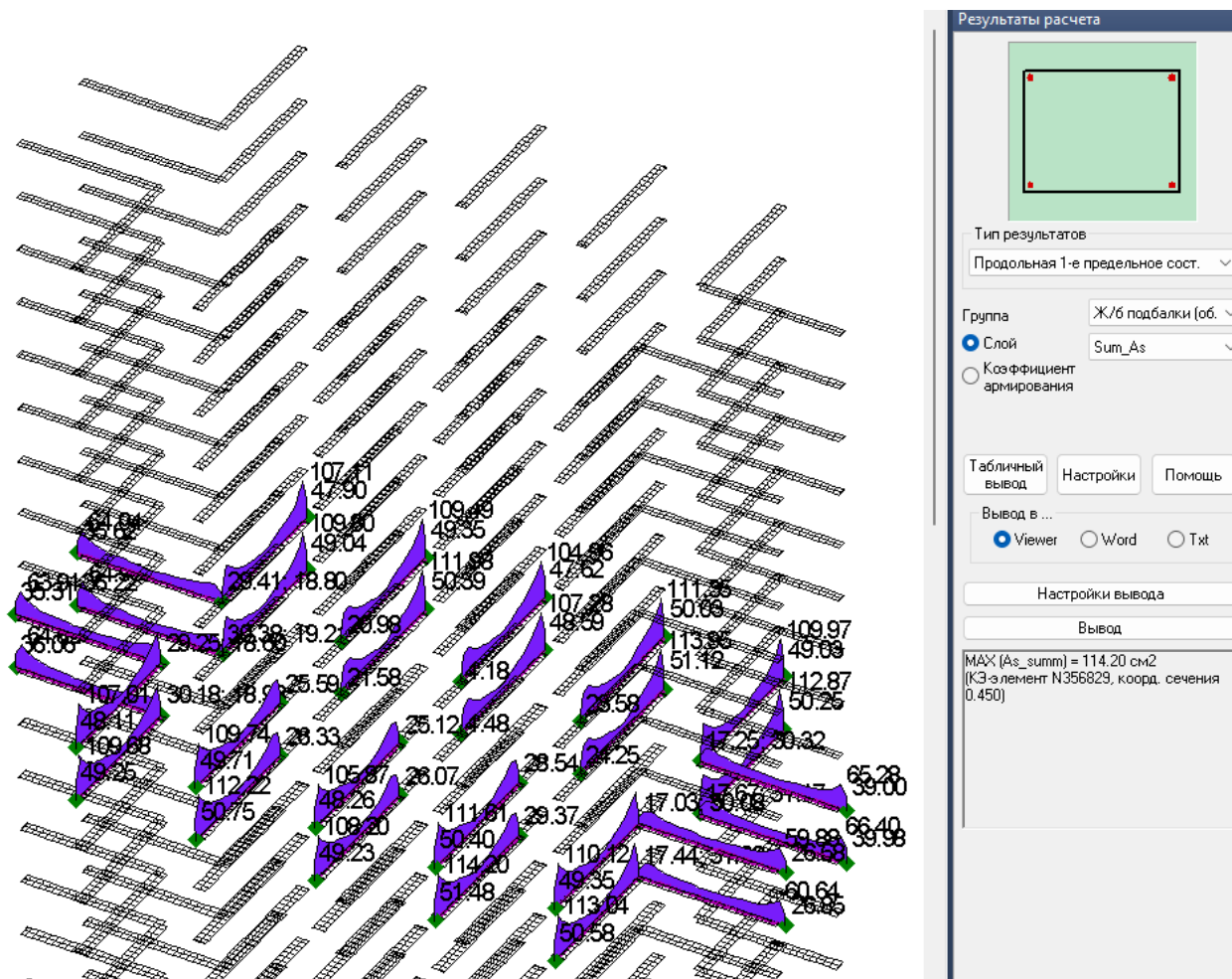
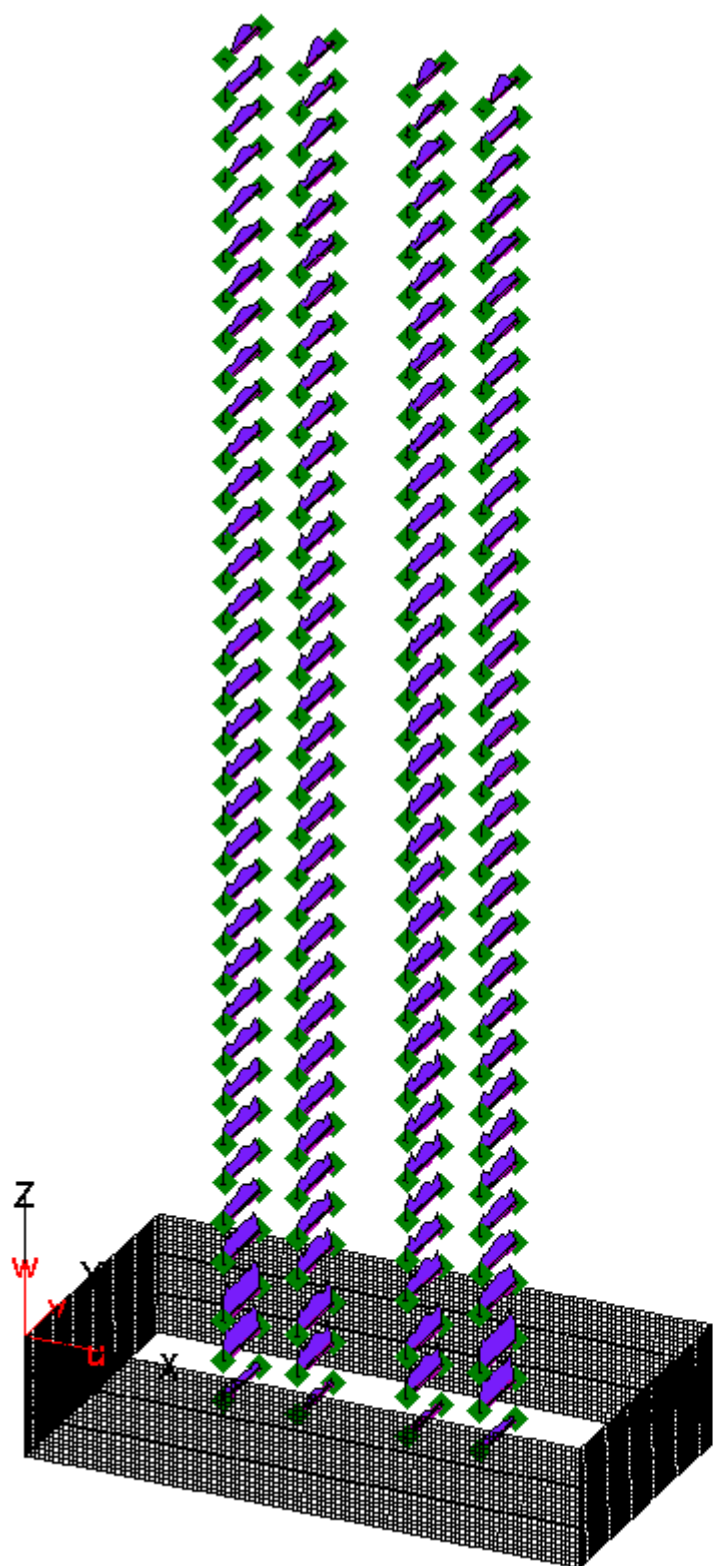


Рис. 4.6 – Значения эпюр арматуры в некоторых подбалках перекрытий (По нормам Еврокода).



Результаты расчета

Тип результатов

Продольная 1-е предельное сост.

Группа

Все группы

☒ Слой

Sum_As

☐ Коэффициент армирования

Табличный вывод

Настройки

Помощь

Вывод в ...

☒ Viewer

☐ Word

☐ Txt

Настройки вывода

Вывод

MAX (As_summ) = 12.08 см2

(КЭ-элемент N353728, коорд. сечения 0.350)

Рис. 4.7 – Эпюры арматуры в подбалках лестнично-лифтовых холлов (По нормам Еврокода).

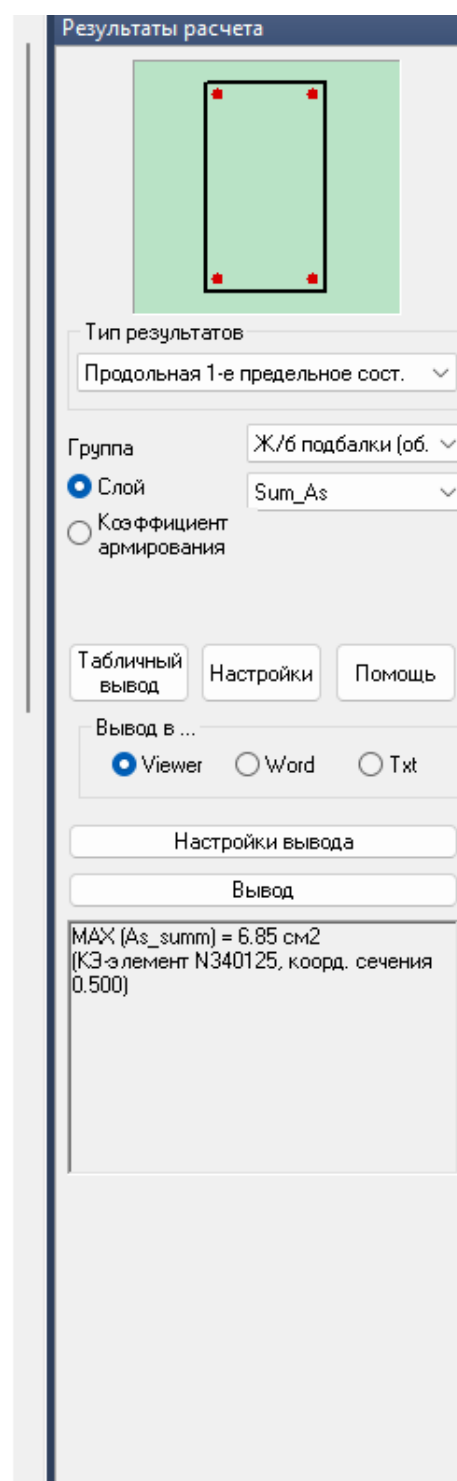
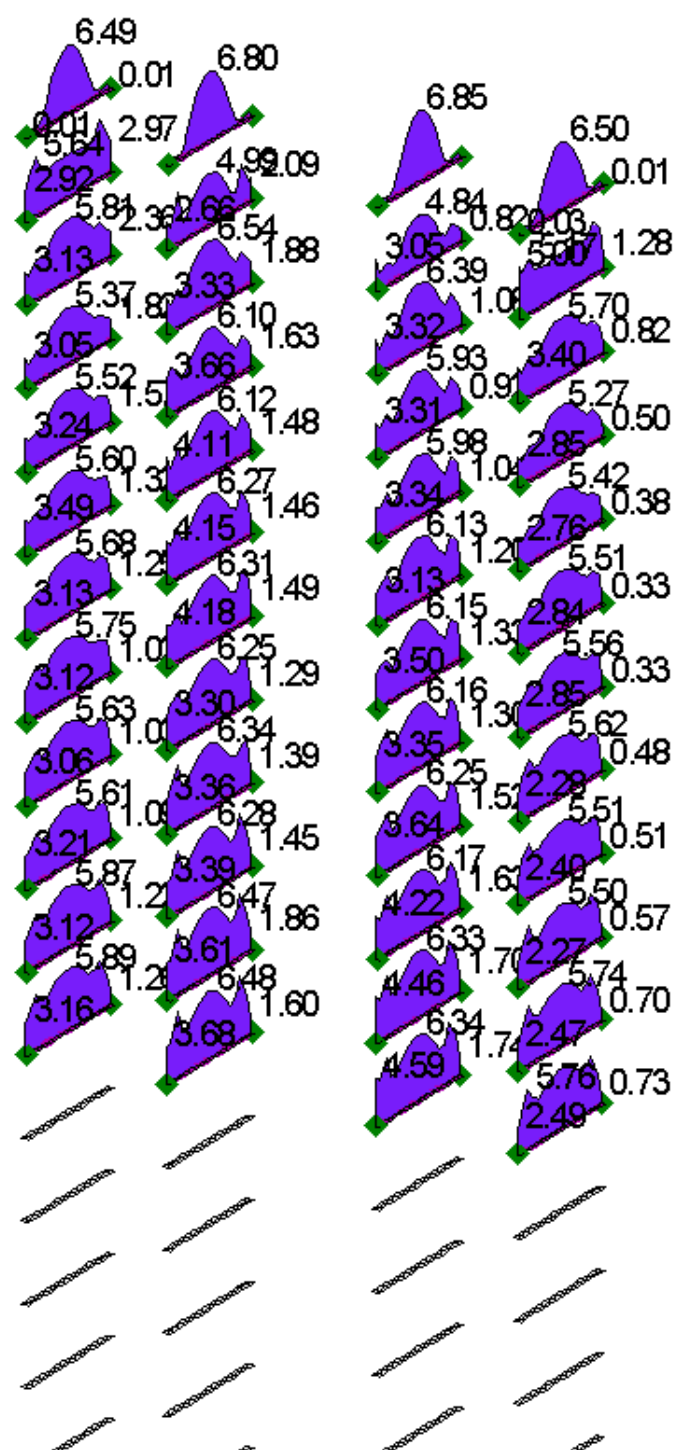
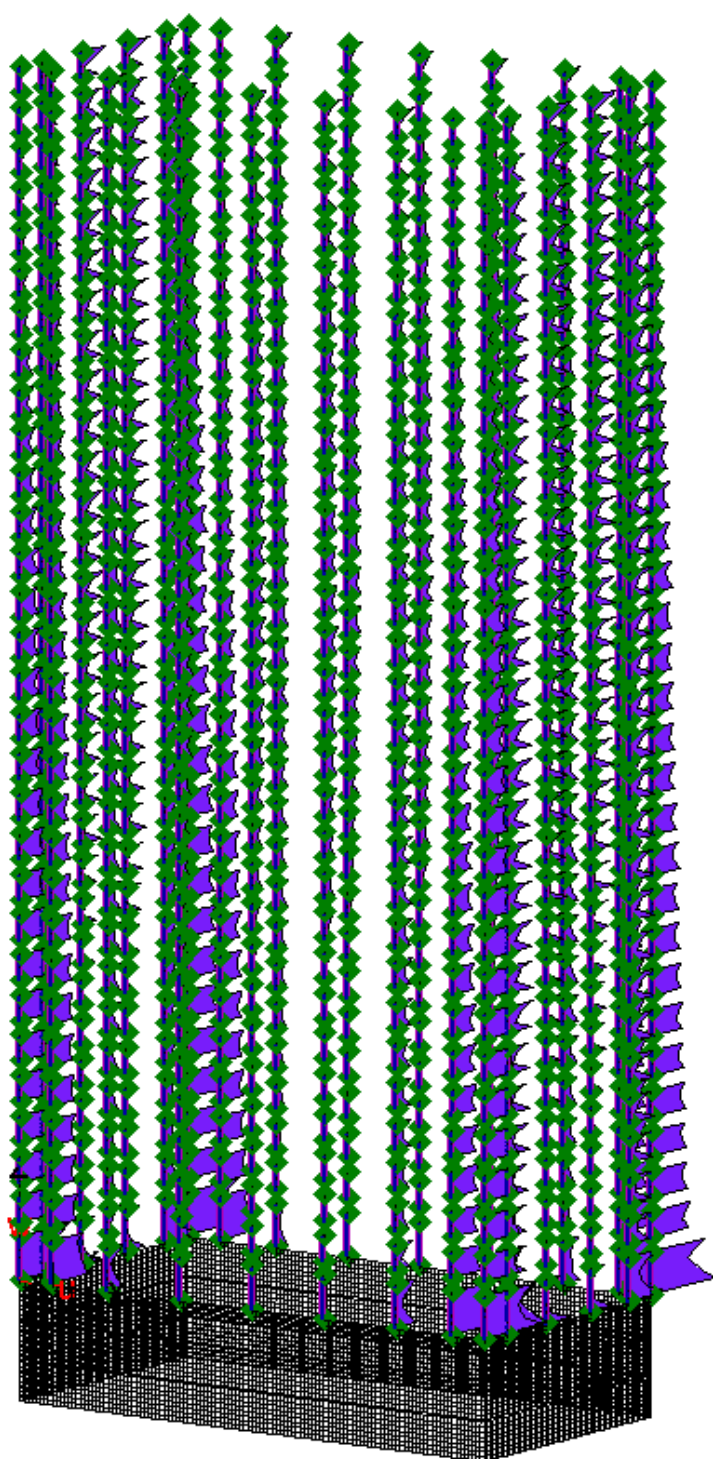


Рис. 4.8 – Значения эпюр арматуры в некоторых подбалках лестнично-лифтовых холлов (По нормам Еврокода).



Результаты расчета

Тип результатов
Продольная 1-е предельное сост.

Группа
Все группы

☒ Слой
Sum_As

☐ Коэффициент армирования

Табличный вывод Настройки Помощь

Вывод в ...
☒ Viewer ☐ Word ☐ Txt

Настройки вывода

Вывод

MAX (As_summ) = 410.95 см²
Элемент - ST-3 , группа - Ж/б
колонны-1-{0}
(КЗ-элемент N329589, коорд. сечения 0.967)

Рис. 4.9 – Эпюры арматуры в колоннах (По нормам Еврокода (Р-Д)).

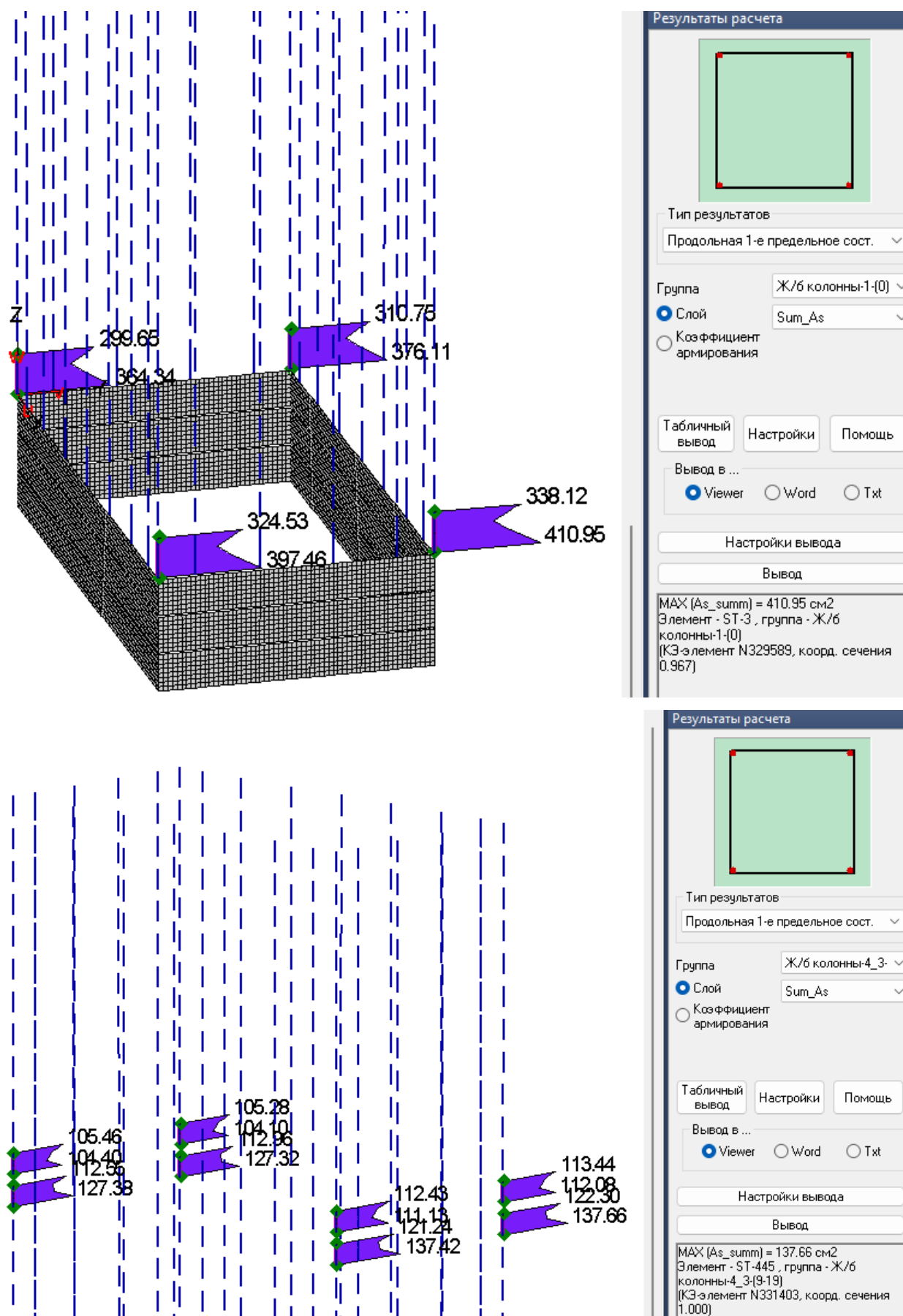
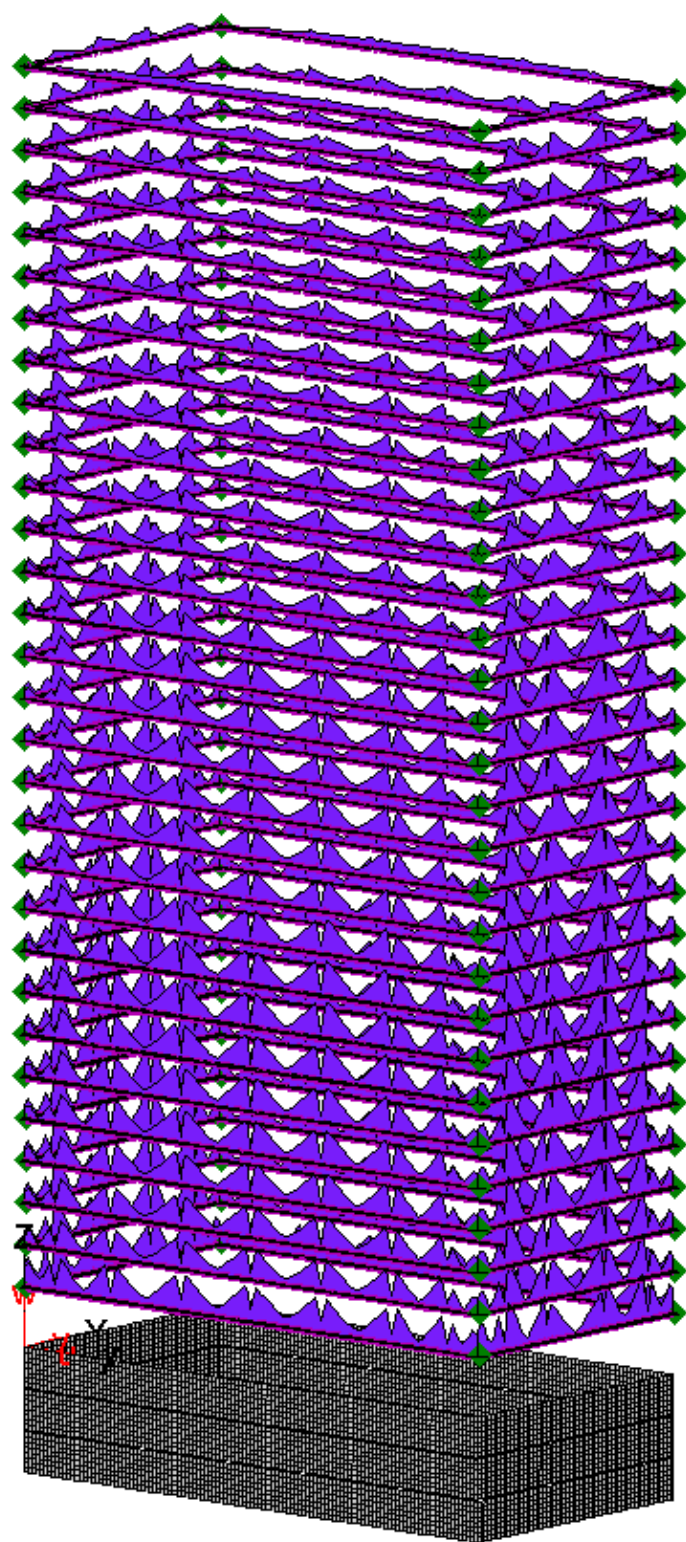


Рис. 4.10 – Значения эпюр арматуры в некоторых колоннах (По нормам Еврокода (P-Δ)).



Результаты расчета

Тип результатов
Продольная 1-е предельное сост. ▾

Группа
☒ Слой
☐ Коэффициент армирования

Всех групп ▾
Sum_As ▾

Табличный вывод Настройки Помощь

Вывод в ...
☒ Viewer ☐ Word ☐ Txt

Настройки вывода

Вывод

MAX (As_summ) = 280.77 см²
 (КЭ-элемент N335426, координаты сечения 0.300)

Рис. 4.11 – Эпюры арматуры в подбалках по периметру здания (По нормам Еврокода (P-Δ)).

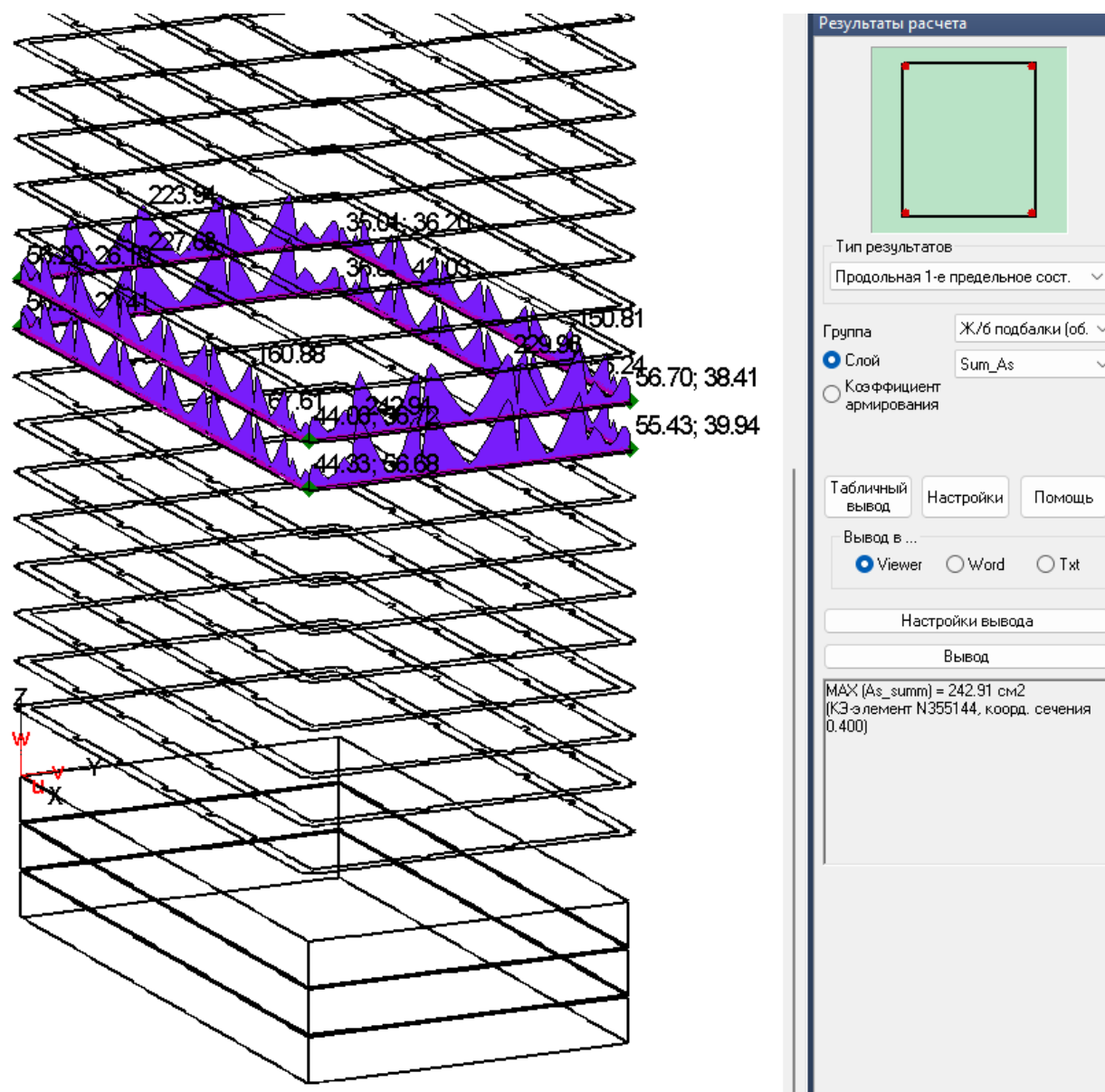
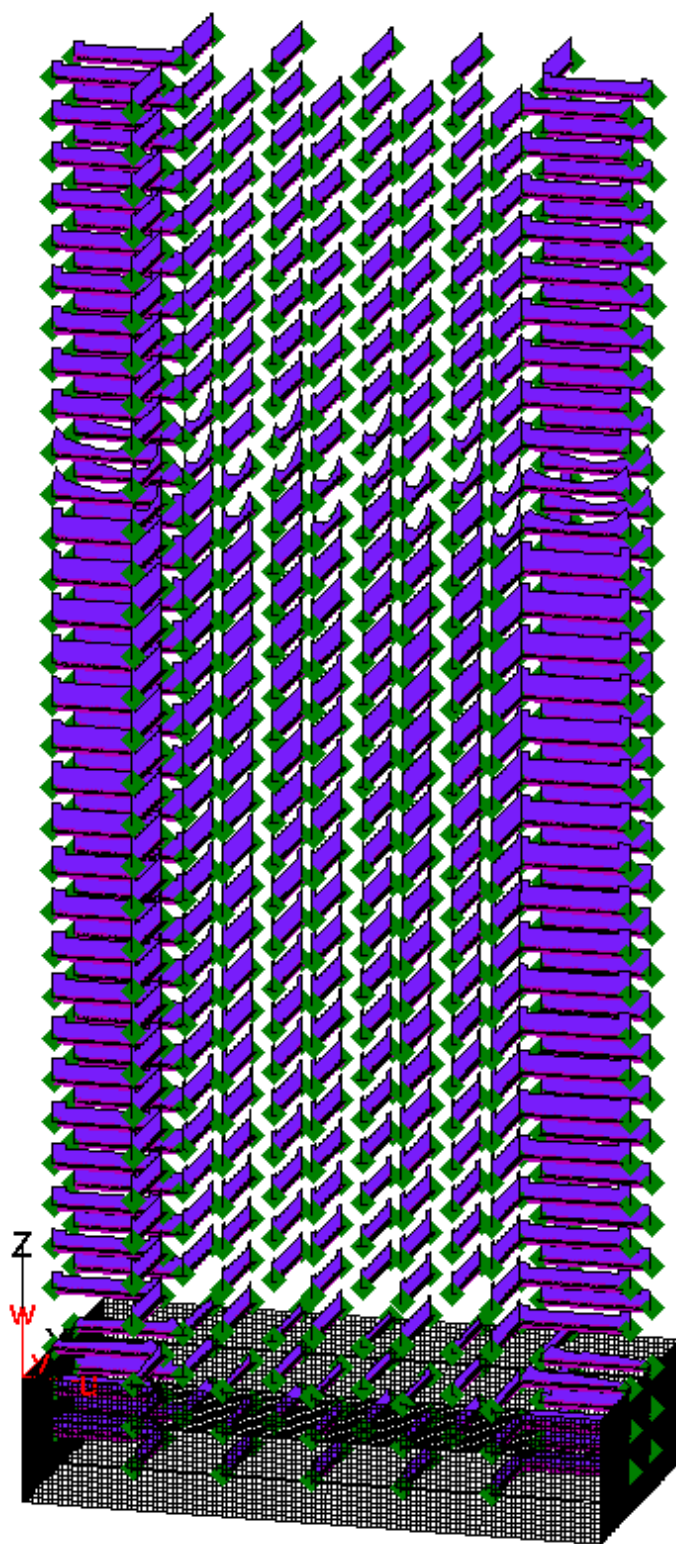


Рис. 4.12 – Значения эпюр арматуры в некоторых подбалках по периметру здания
 (По нормам Еврокода (P-Δ)).



Результаты расчета

Тип результатов
Продольная 1-е предельное сост. ▾

Группа
☒ Слой
☐ Коэффициент армирования

Все группы ▾
 Sum_As ▾

Табличный вывод
 Настройки
 Помощь

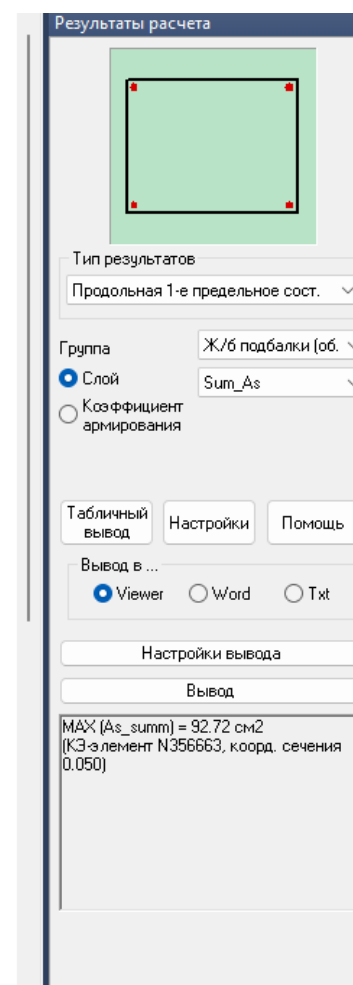
Вывод в ...
☒ Viewer ☐ Word ☐ Txt

Настройки вывода

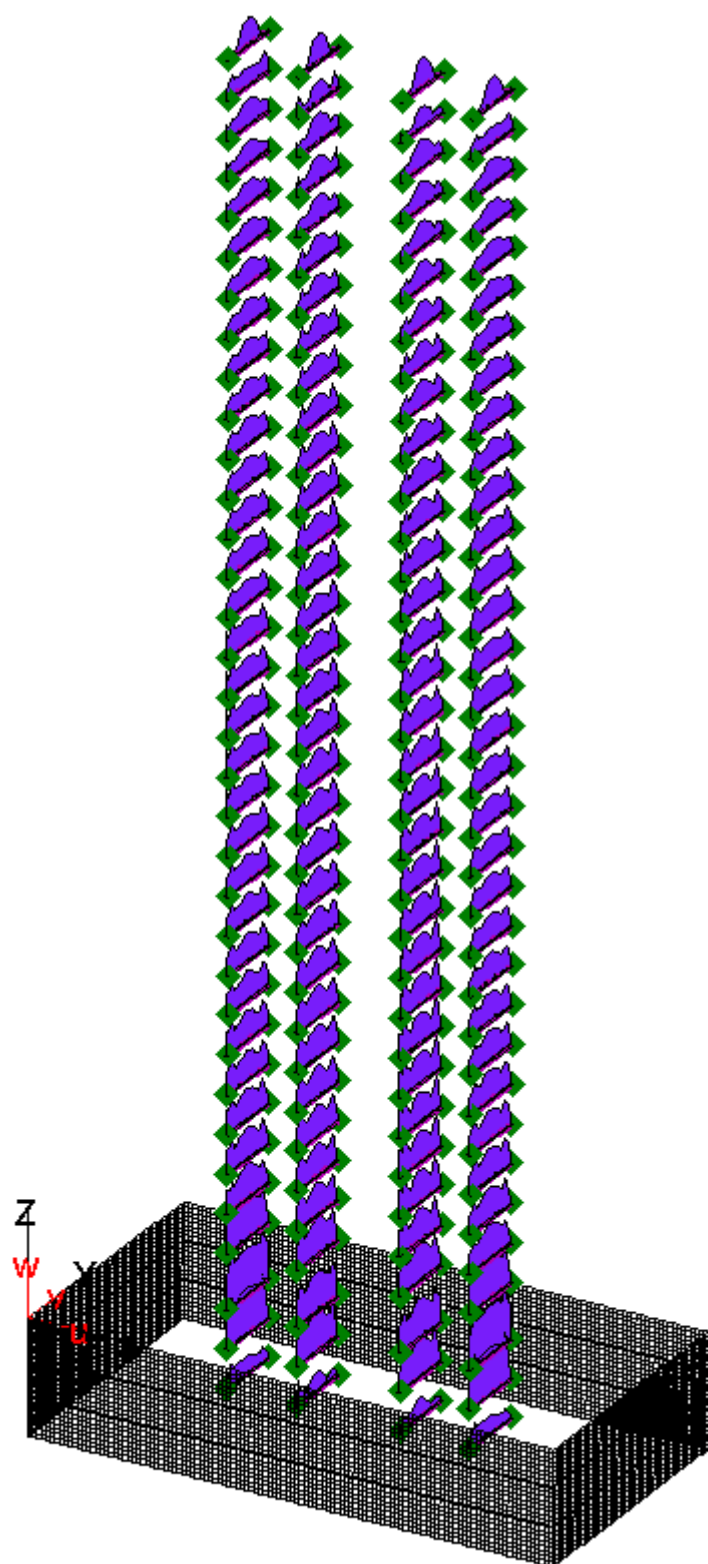
Вывод

MAX (As_summ) = 93.35 см²
 (КЭ-элемент N357316, коорд. сечения 0.050)

Рис. 4.13 – Эпюры арматуры в подбалках перекрытий (По нормам Еврокода (Р-Δ)).



33



Результаты расчета

Тип результатов

Продольная 1-е предельное сост.

Группа

Все группы

Слой

Sum_As

Кoeffициент армирования

Табличный вывод

Настройки

Помощь

Вывод в ...

Viewer

Word

Txt

Настройки вывода

Вывод

MAX (As_summ) = 13.02 см2

(КЭ-элемент N353727, коорд. сечения 0.350)

Рис. 4.15 – Эпюры арматуры в подбалках лестнично-лифтовых холлов (По нормам Еврокода (P-Δ)).

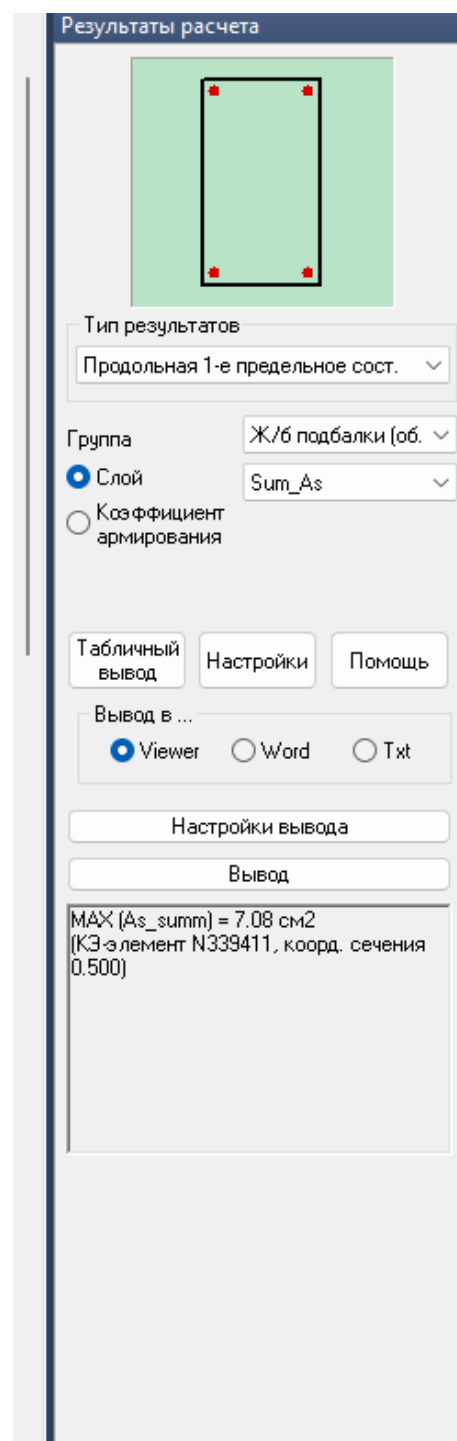
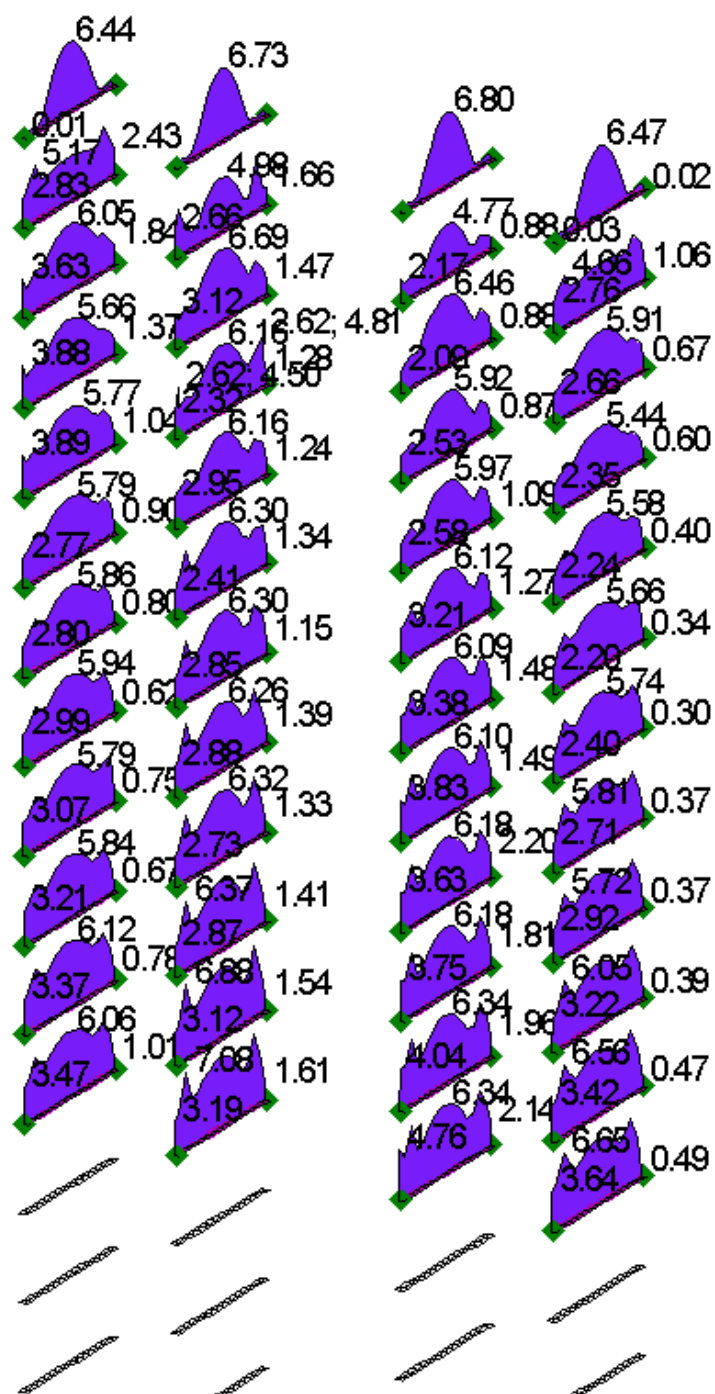


Рис. 4.16 – Значения эпюр арматуры в некоторых подбалках лестнично-лифтовых холлов (По нормам Еврокода (P-Δ)).

5. Результаты армирования колонн и подбалок по нормам СП

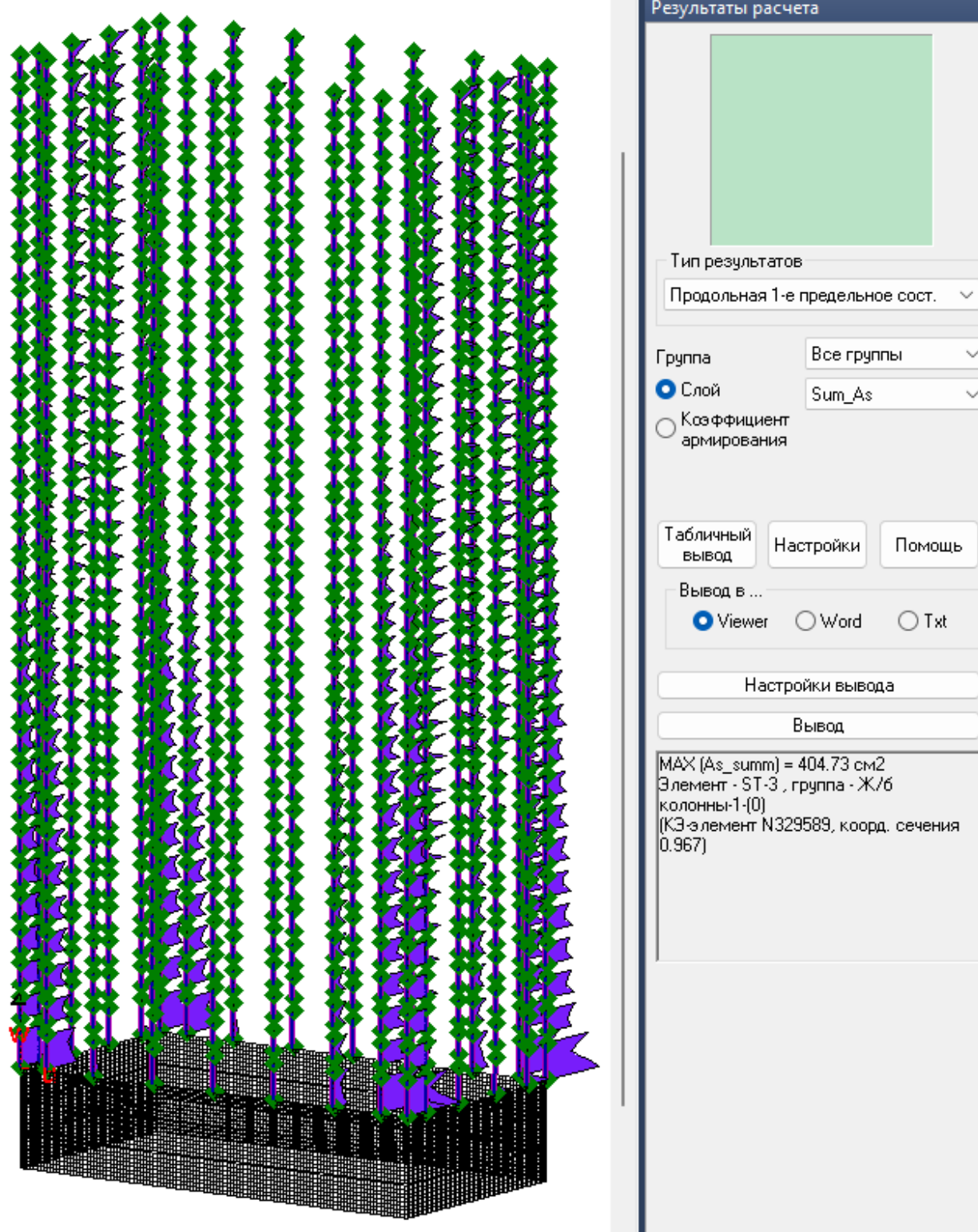


Рис. 5.1 – Эпюры арматуры в колоннах (По нормам СП).

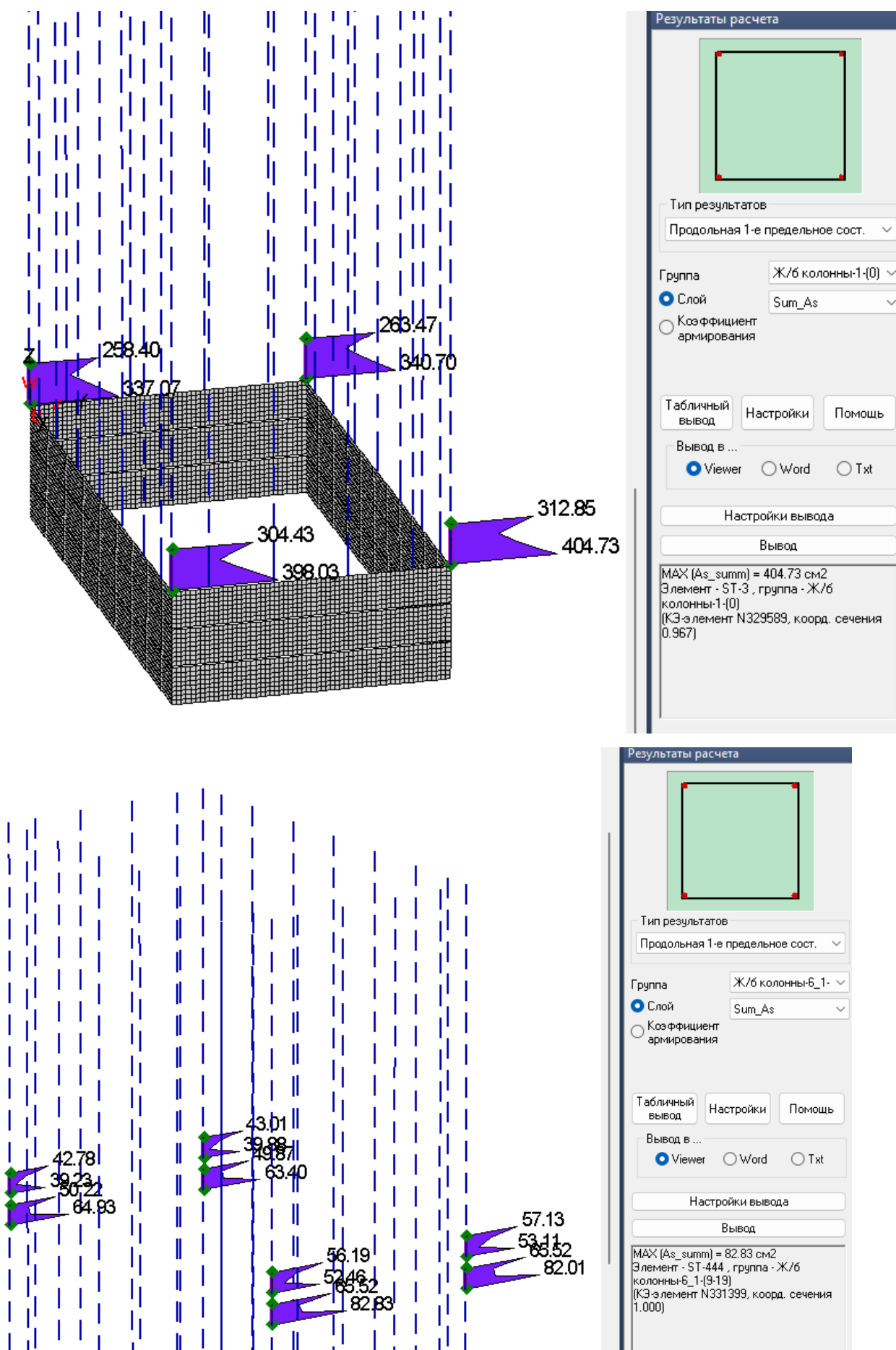
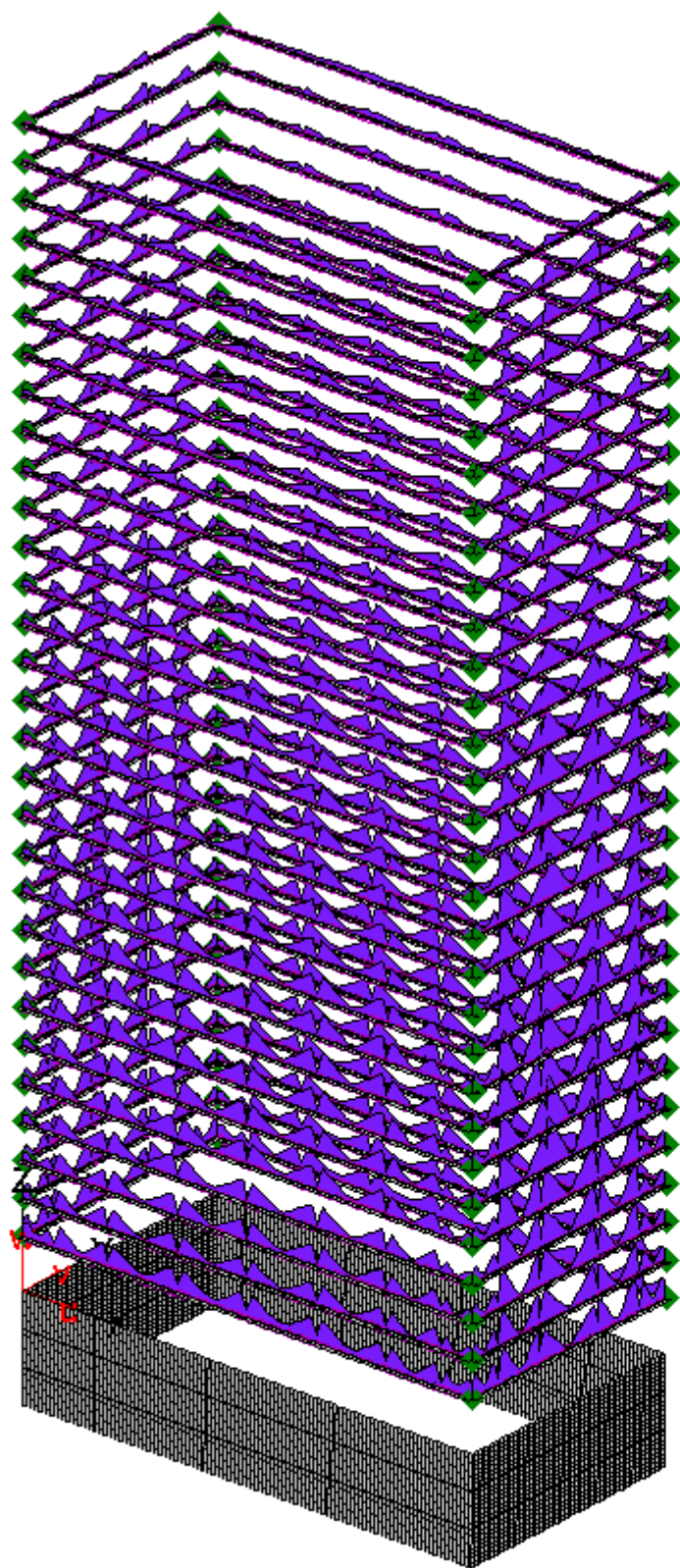


Рис. 5.2 – Значения эпюр арматуры в некоторых колоннах (По нормам СП).



Результаты расчета

Тип результатов
Продольная 1-е предельное сост. ▾

Группа
☒ Слой
☐ Коэффициент армирования

Табличный вывод Настройки Помощь

Вывод в ...
☒ Viewer ☐ Word ☐ Txt

Настройки вывода

Вывод

MAX (As_summ) = 339.88 см²
 (КЭ-элемент N335426, коорд. сечения 0.300)

Рис. 5.3 – Эпюры арматуры в подбалках по периметру здания (По нормам СП).

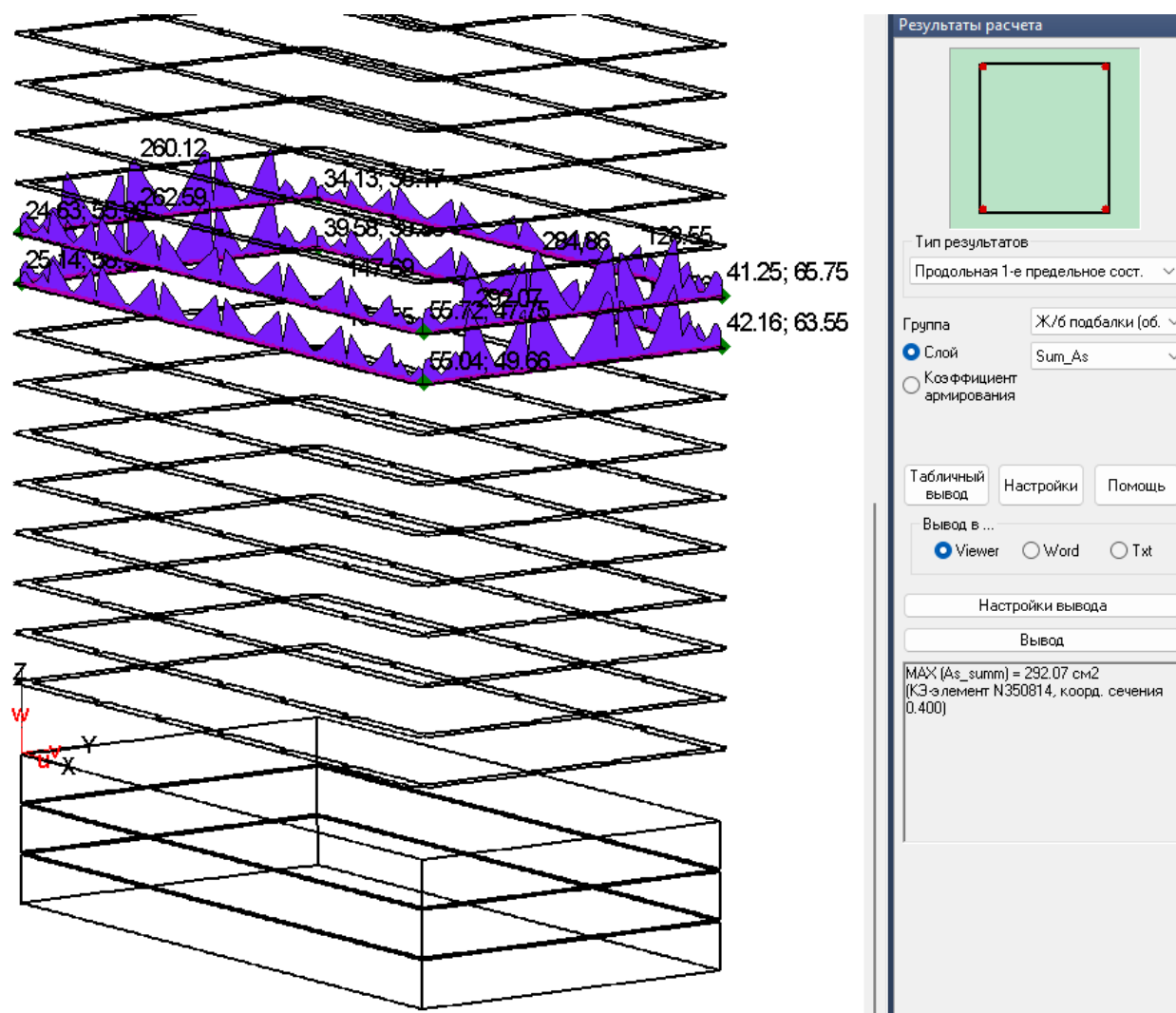
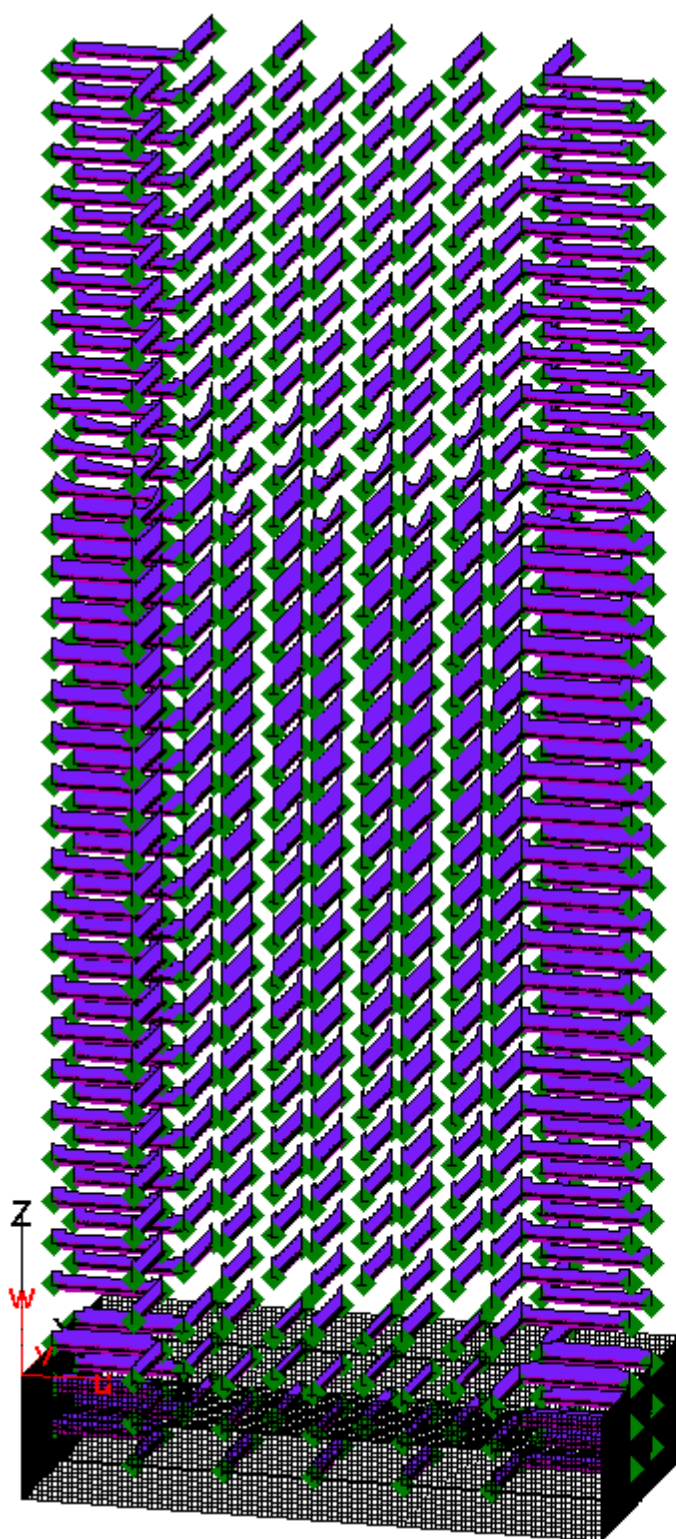


Рис. 5.4 – Значения эпюр арматуры в некоторых подбалках по периметру здания (По нормам СП).



Результаты расчета

Тип результатов
Продольная 1-е предельное сост. ▾

Группа
☒ Слой
☐ Коэффициент армирования

Все группы ▾
 Sum_As ▾

Табличный вывод
 Настройки
 Помощь

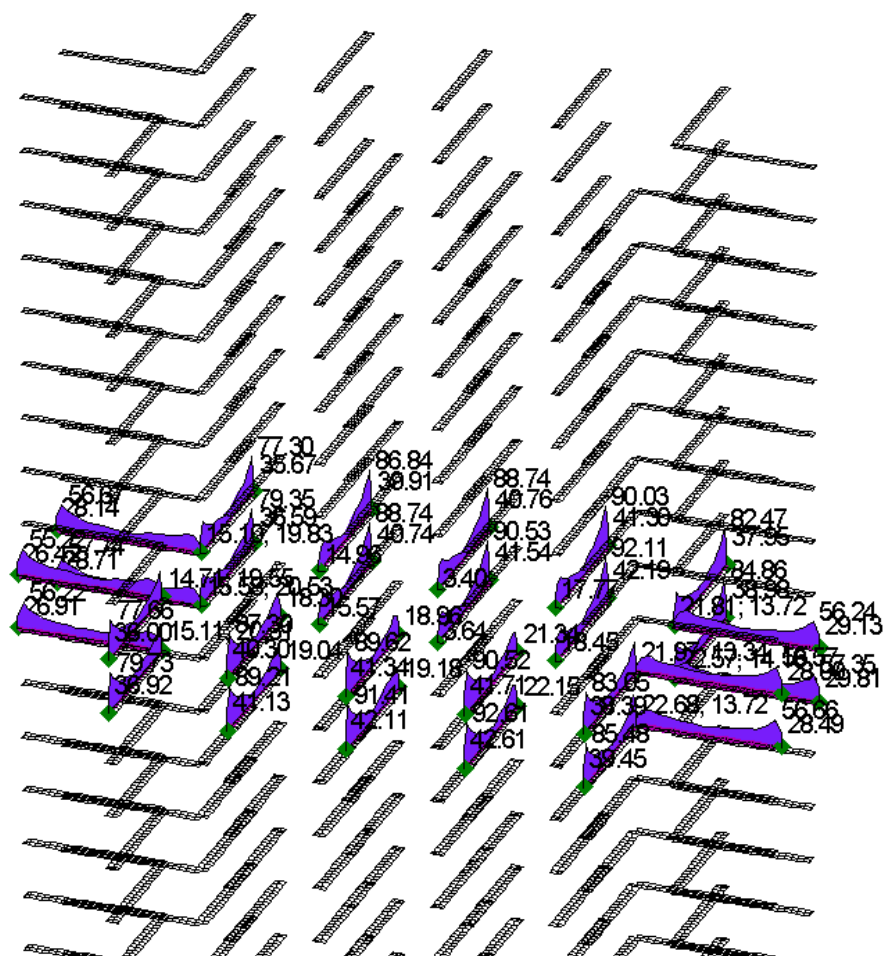
Вывод в ...
☒ Viewer ☐ Word ☐ Txt

Настройки вывода

Вывод

MAX (As_summ) = 100.70 см²
 (КЗ-элемент N336662, коорд. сечения 0.450)

Рис. 5.5 – Эпюры арматуры в подбалках перекрытий (По нормам СП).



Результаты расчета

Тип результатов
Продольная 1-е предельное сост.

Группа
Ж/б подбалки (об.)
Слой
Sum_As
Коэффициент армирования

Табличный вывод Настройки Помощь

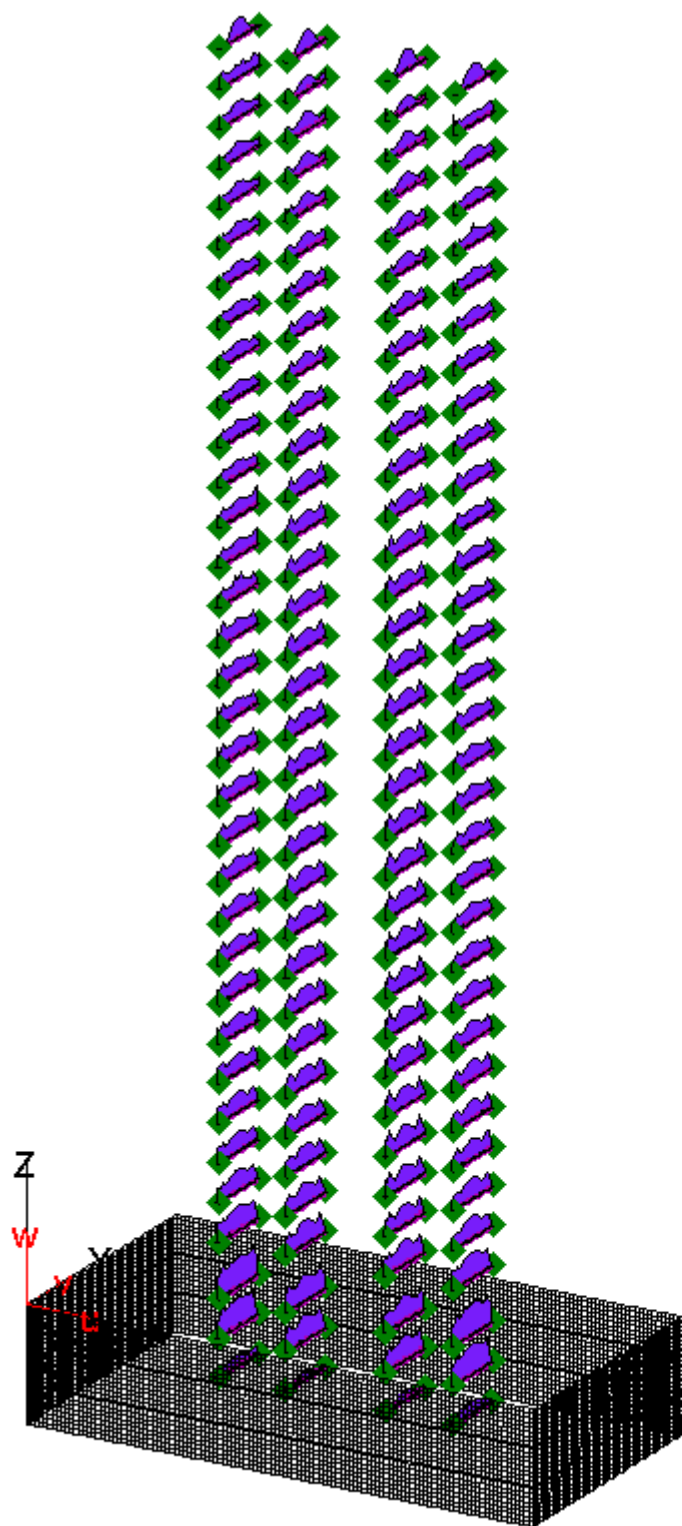
Вывод в ...
☒ Viewer ☐ Word ☐ Txt

Настройки вывода

Вывод

MAX (As_summ) = 92.61 см2
(КЗ-элемент N354965, коорд. сечения 0.450)

Рис. 5.6 – Значения эпюр арматуры в некоторых подбалках перекрытий (По нормам СП).



Результаты расчета

Тип результатов
Продольная 1-е предельное сост. ▾

Группа
☒ Слой
☐ Коэффициент армирования

Все группы ▾
 Sum_As ▾

Табличный вывод
 Настройки
 Помощь

Вывод в ...
☒ Viewer ☐ Word ☐ Txt

Настройки вывода

Вывод

MAX (As_summ) = 10.92 см²
 (КЭ-элемент N351235, коорд. сечения 0.350)

Рис. 5.7 – Эпюры арматуры в подбалках лестнично-лифтовых холлов (По нормам СП).

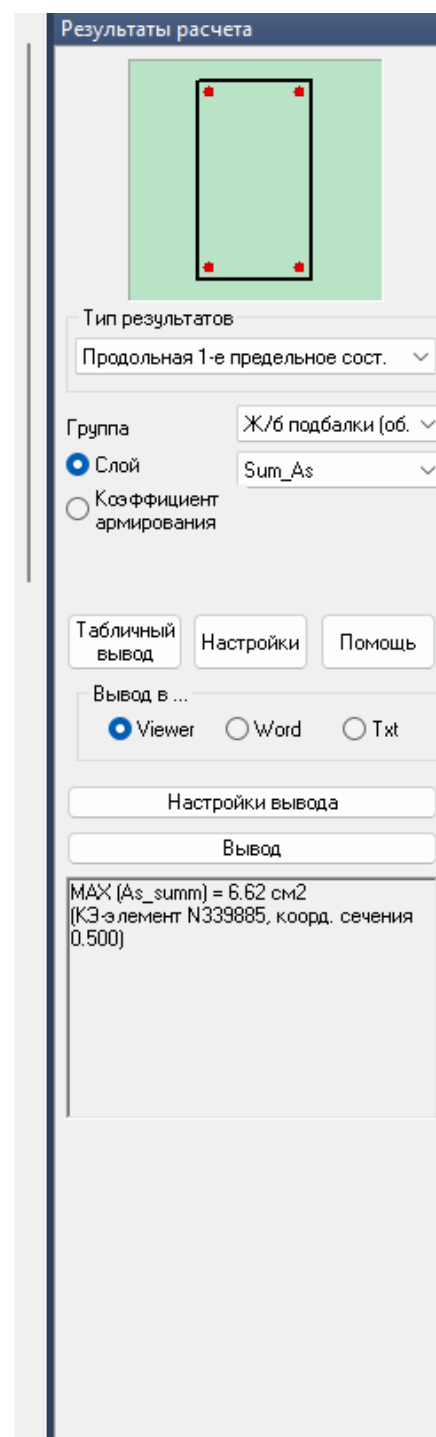
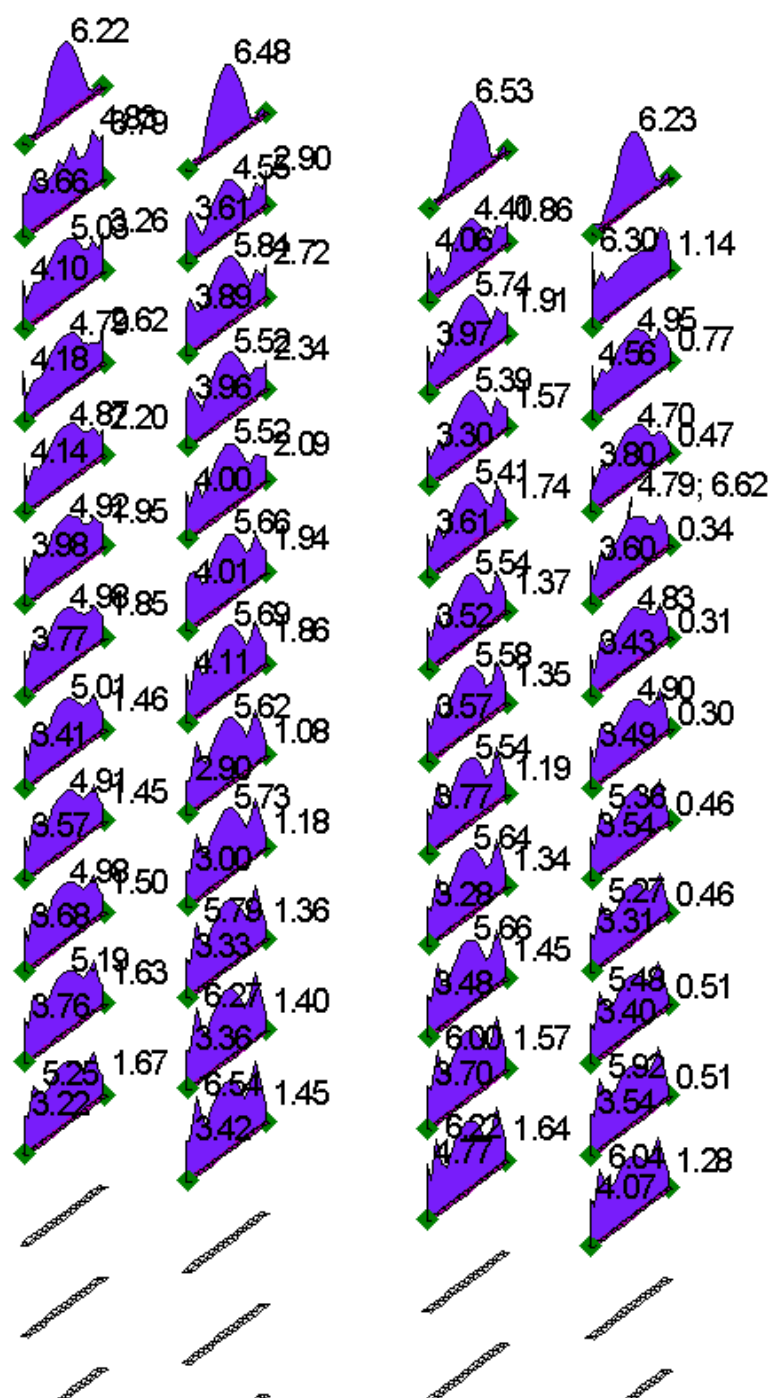
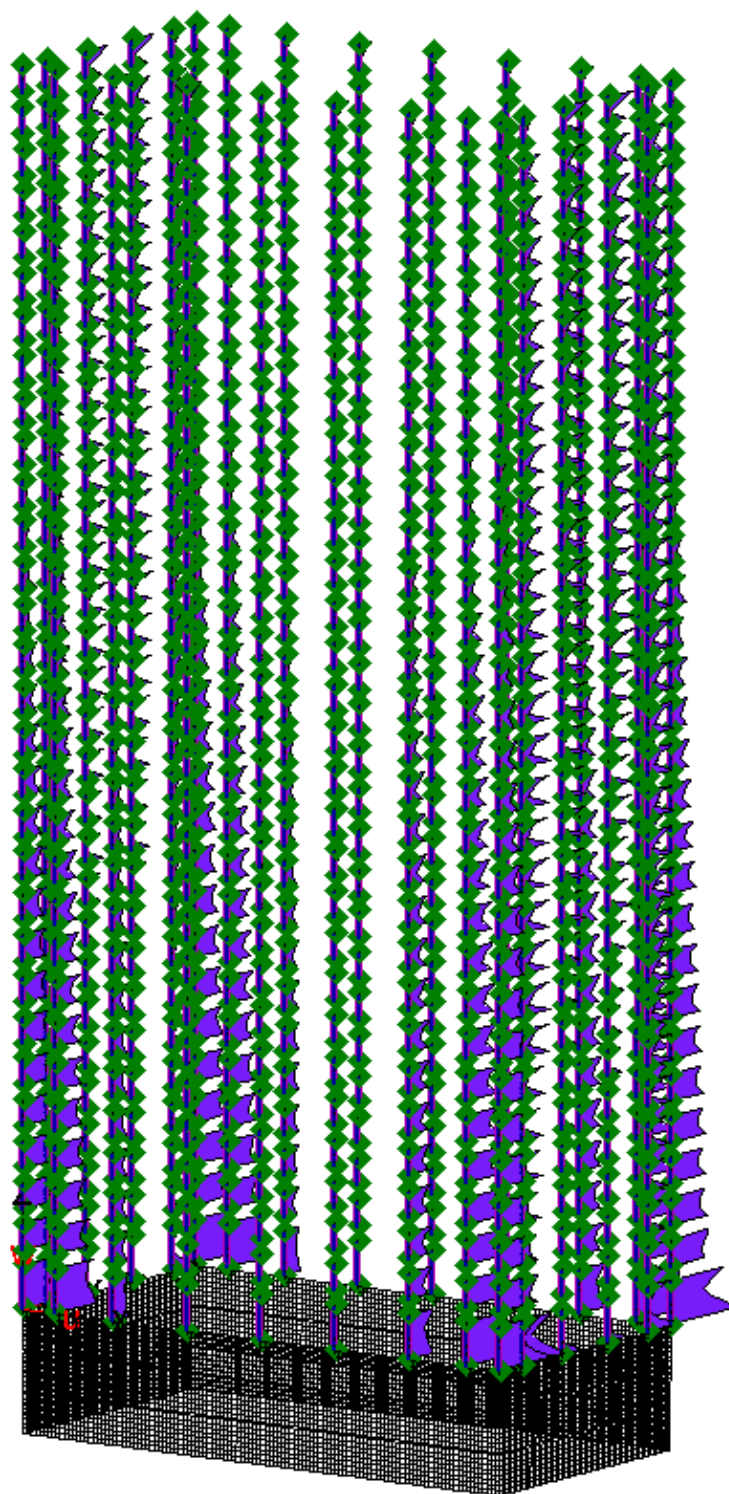


Рис. 5.8 – Значения эпюр арматуры в некоторых подбалках лестнично-лифтовых холлов (По нормам СП).



Результаты расчета

Тип результатов
Продольная 1-е предельное сост. ▾

Группа
☒ Слой
☐ Коэффициент армирования

Табличный вывод Настройки Помощь

Вывод в ...
☒ Viewer ☐ Word ☐ Txt

Настройки вывода

Вывод

MAX (As_summ) = 534.21 см²
 Элемент - ST-3 , группа - Ж/б
 колонны-1-(0)
 (КЭ-элемент N329589, коорд. сечения 0.967)

Рис. 5.9 – Эпюры арматуры в колоннах (По нормам СП (Р-Δ)).

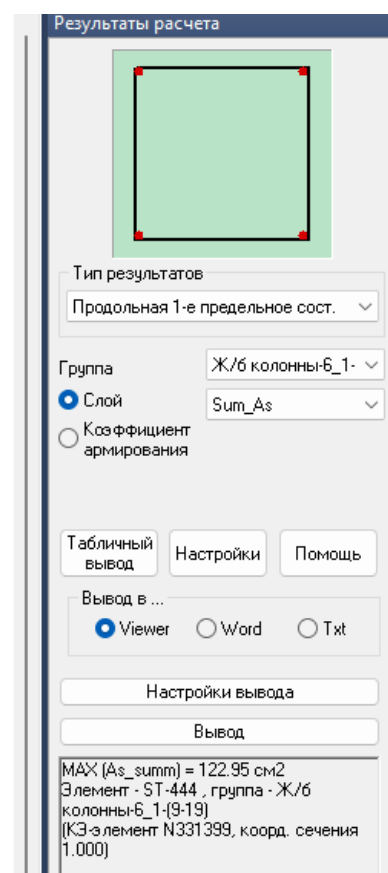
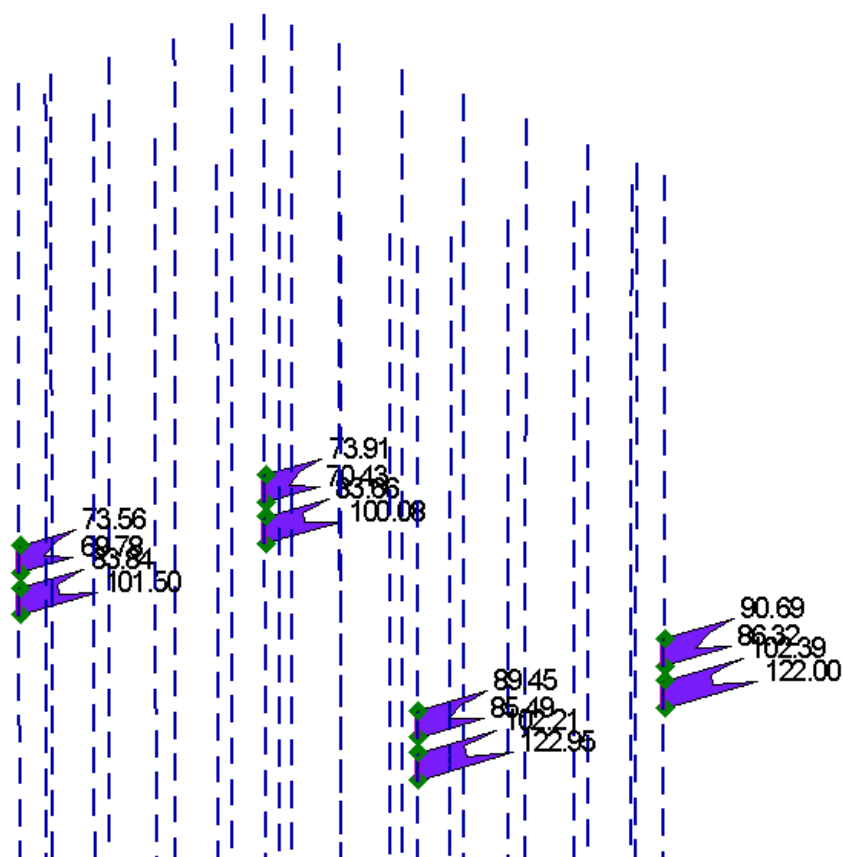
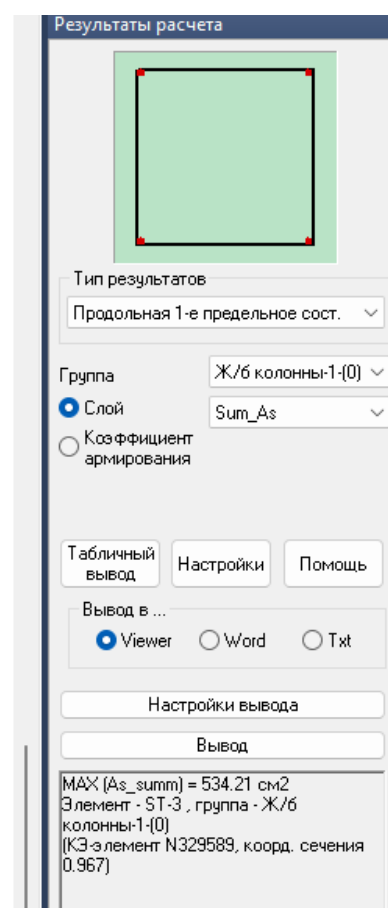
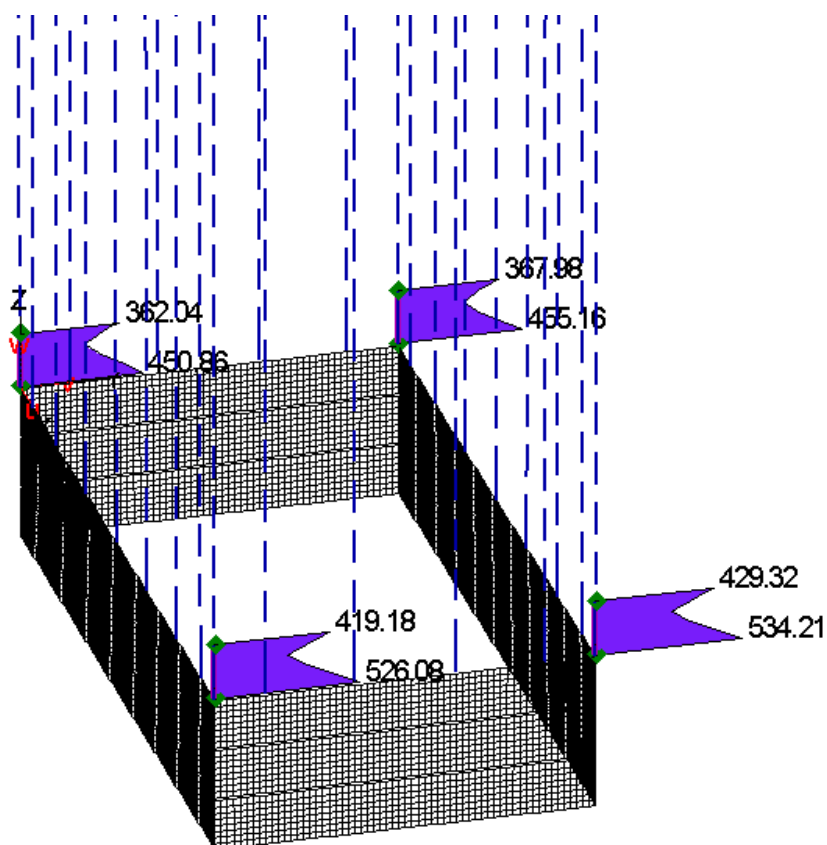


Рис. 5.10 – Значения эпюр арматуры в некоторых колоннах (По нормам СП (Р-Δ)).

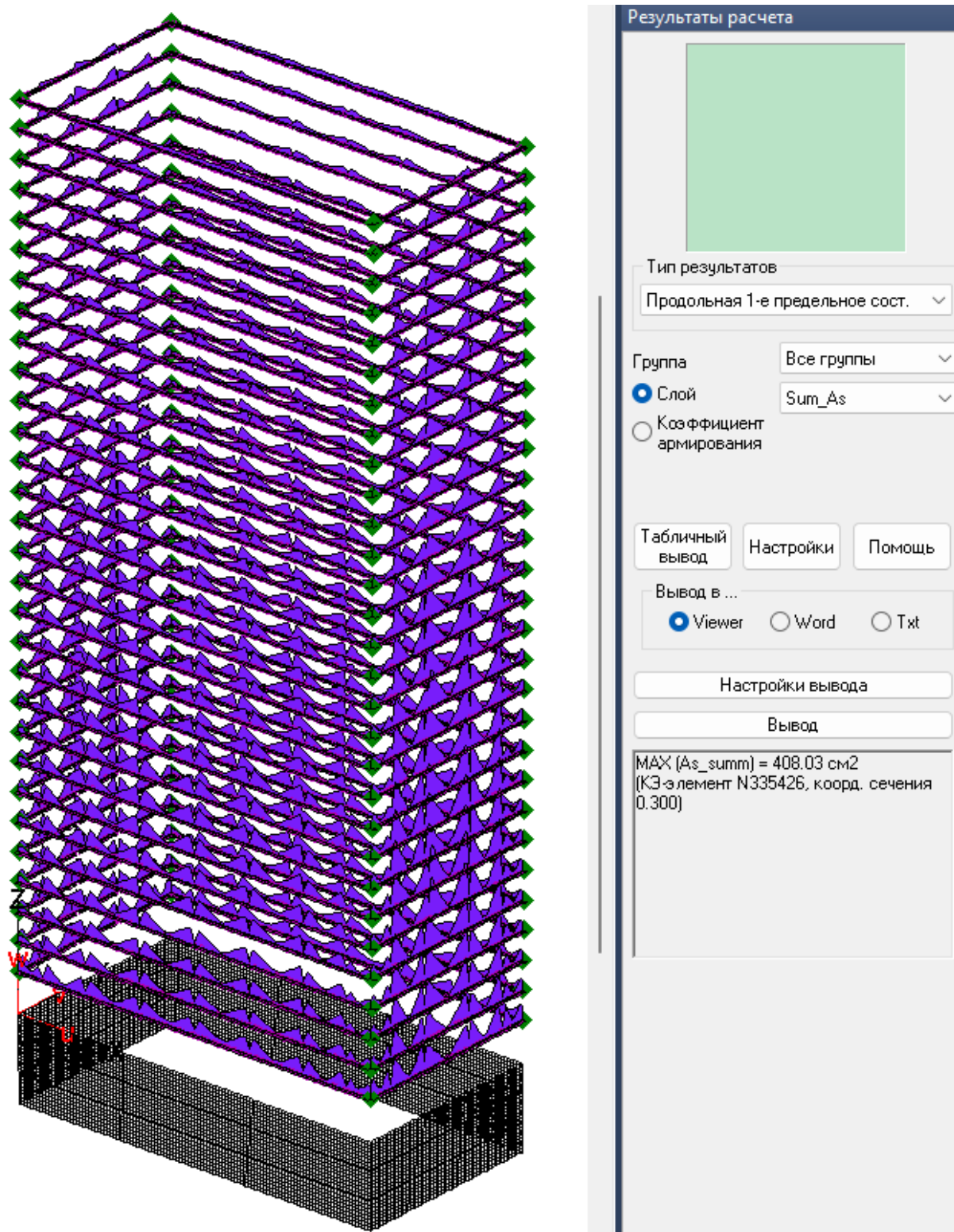


Рис. 5.11 – Эпюры арматуры в подбалках по периметру здания (По нормам СП (Р-Δ)).

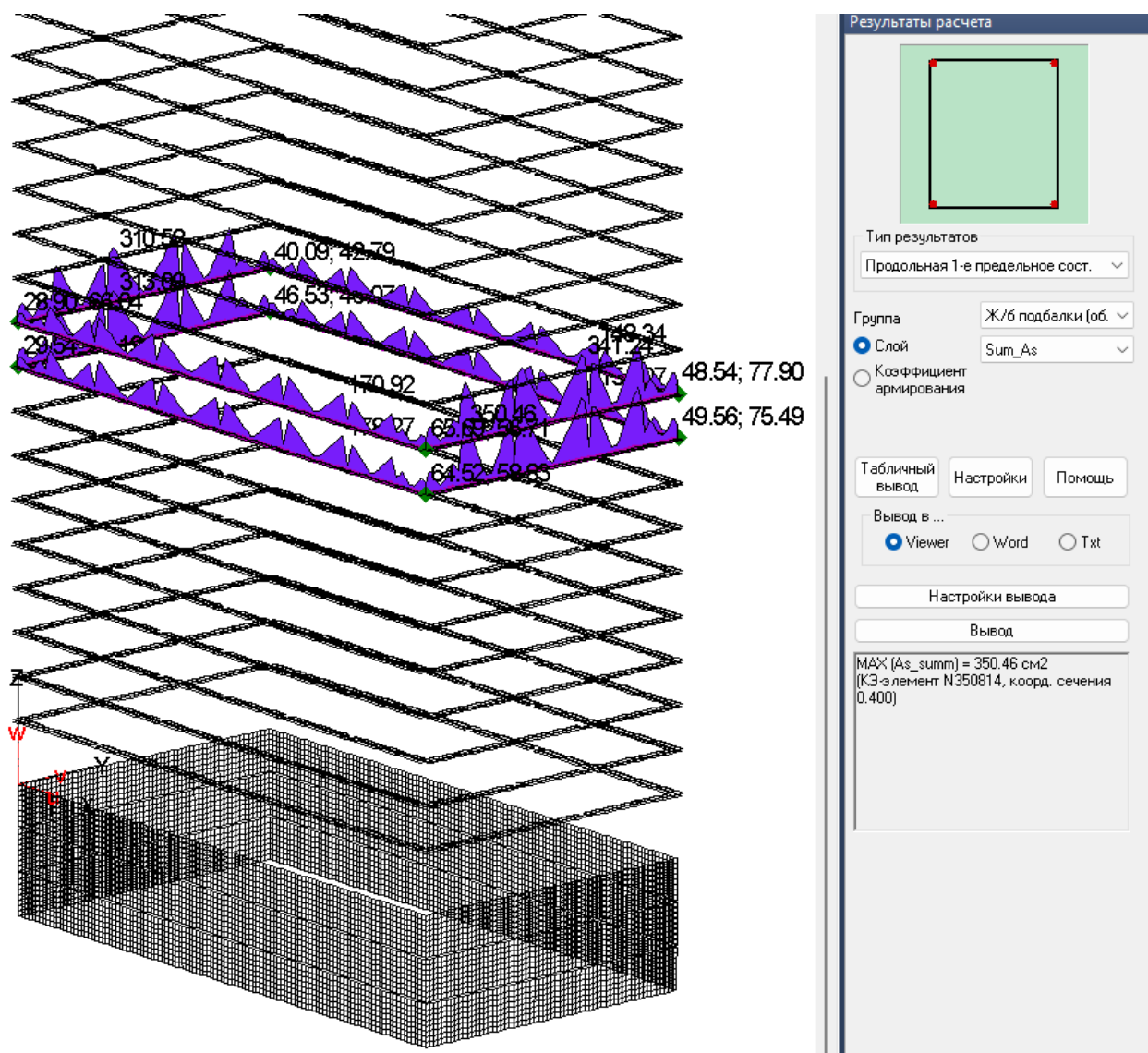
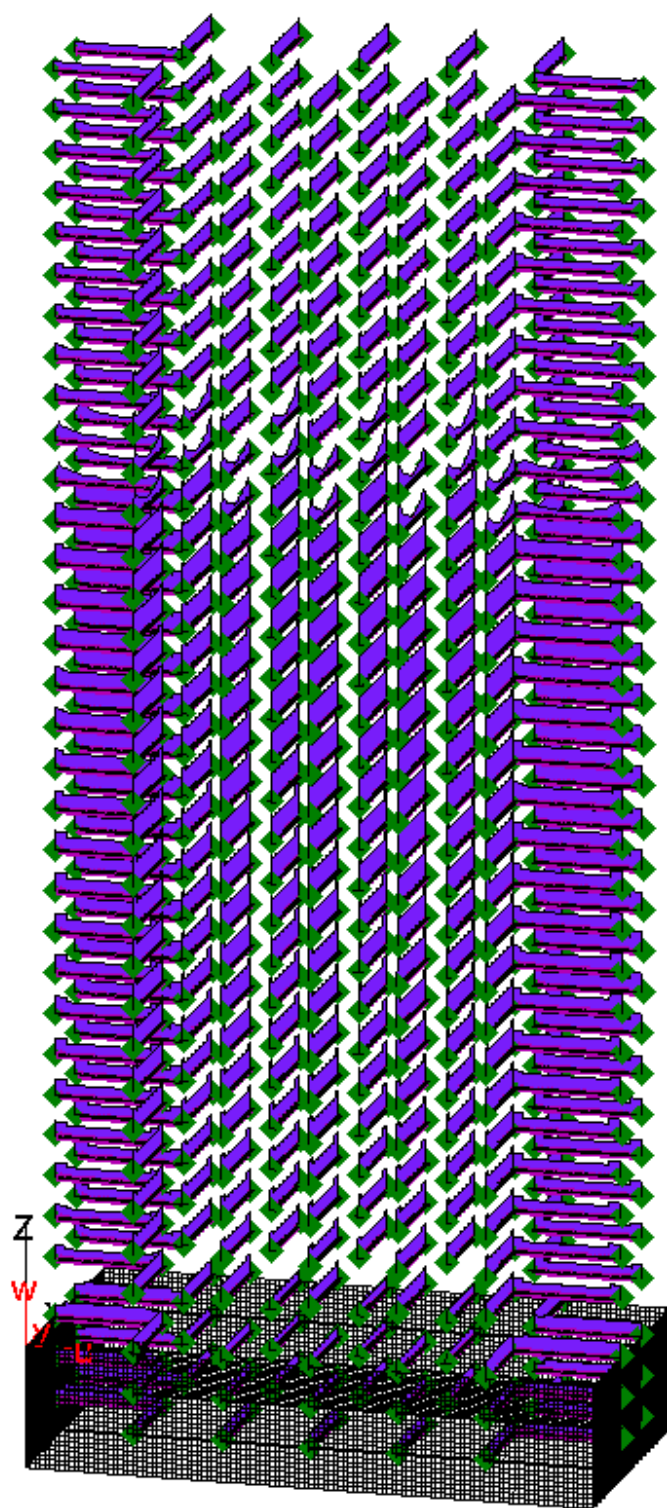


Рис. 5.12 – Значения эпюр арматуры в некоторых подбалках по периметру здания (По нормам СП (Р-Δ)).



Результаты расчета

Тип результатов
Продольная 1-е предельное сост.

Группа
☒ Слой
☐ Коэффициент армирования

Все группы
Sum_As

Табличный вывод Настройки Помощь

Вывод в ...
☒ Viewer ☐ Word ☐ Txt

Настройки вывода

Вывод

MAX (As_summ) = 123.12 см²
 (КЭ-элемент N338276, координ. сечения 0.450)

Рис. 5.13 – Эпюры арматуры в подбалках перекрытий (По нормам СП (Р-Δ)).

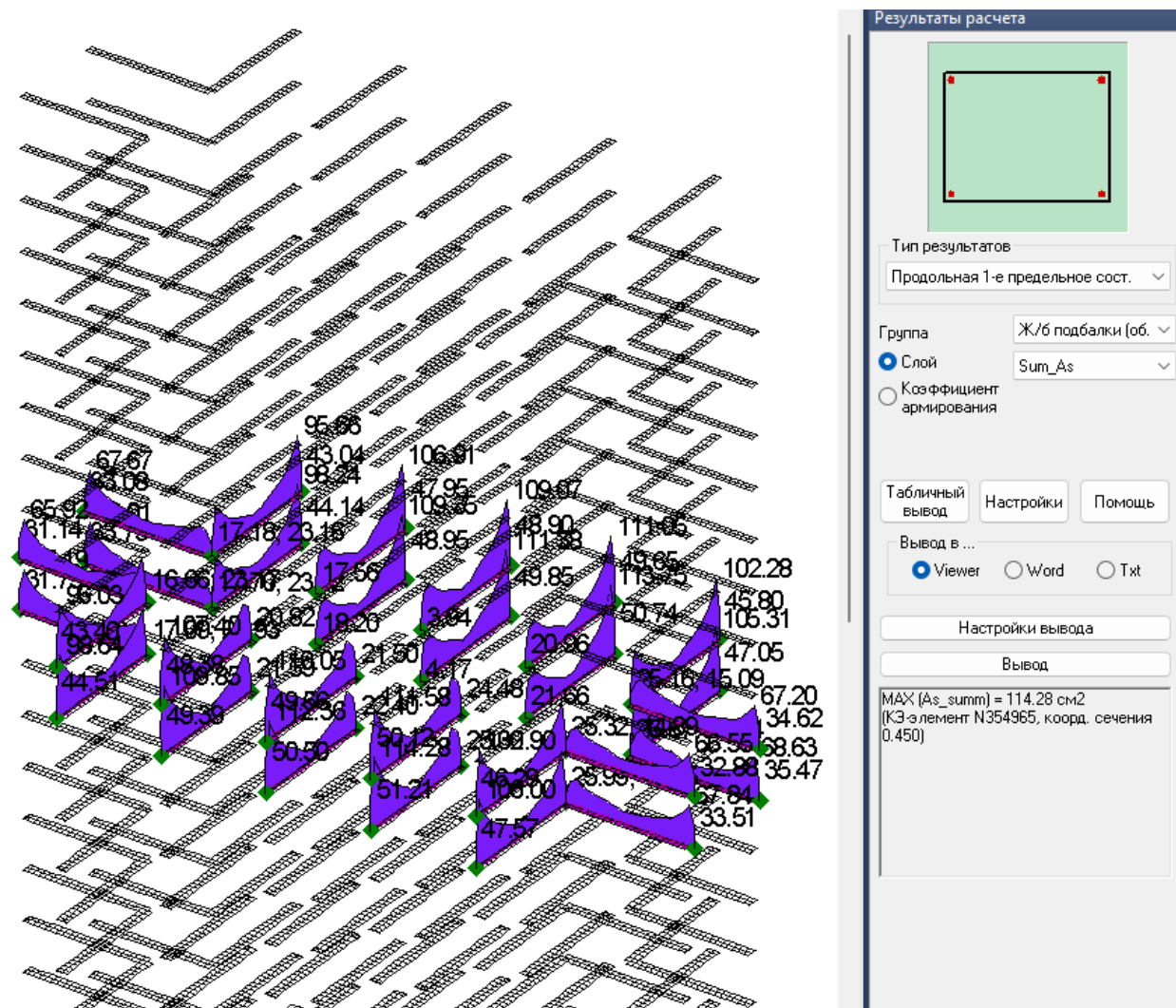


Рис. 5.14 – Значения эпюр арматуры в некоторых подбалках перекрытий (По нормам СП (P-Δ)).

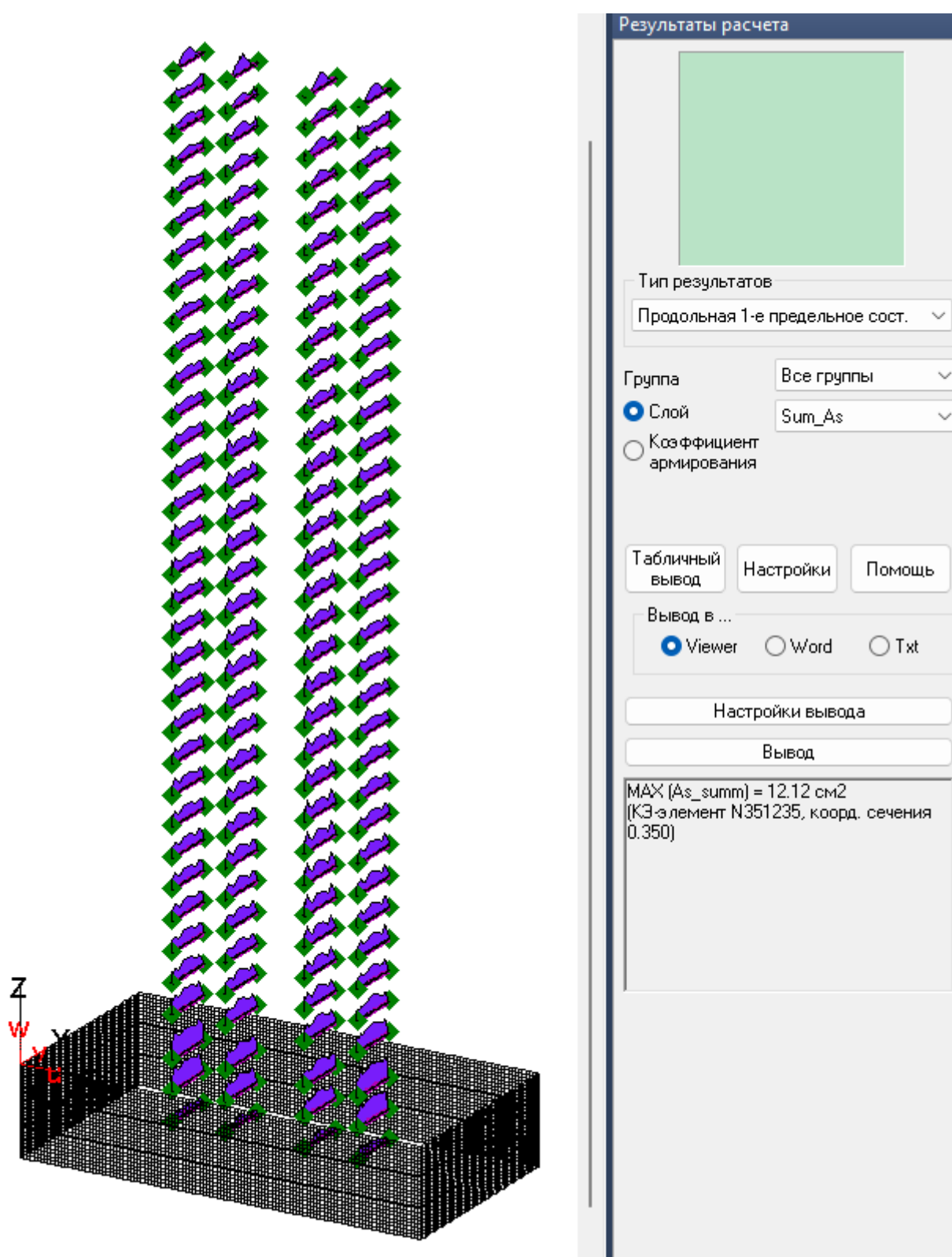


Рис. 5.15 – Эпюры арматуры в подбалках лестнично-лифтовых холлов (По нормам СП (Р-Δ)).

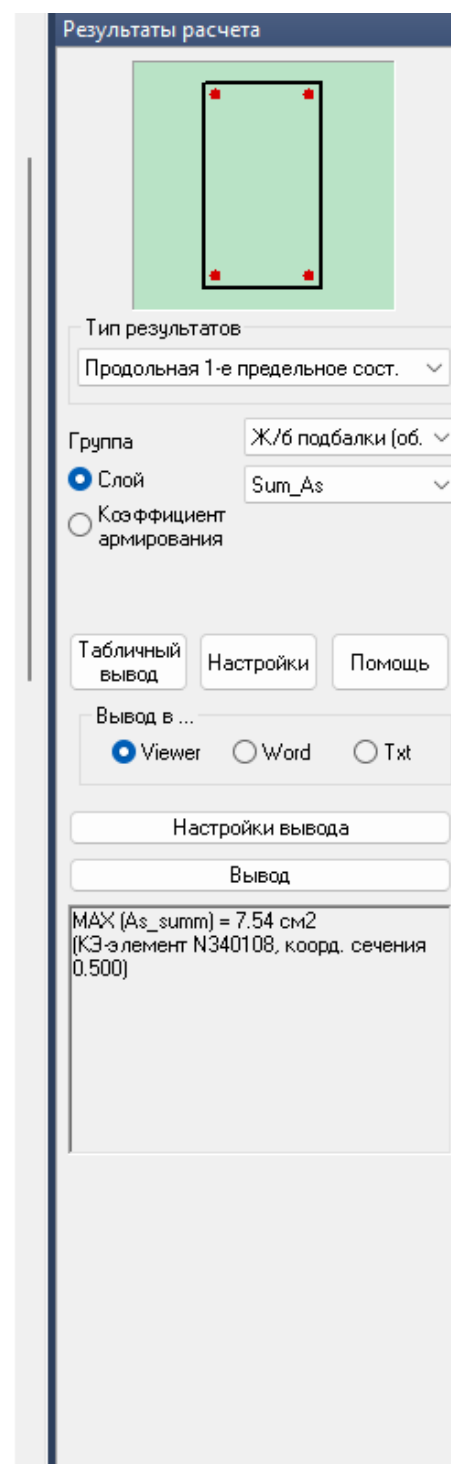
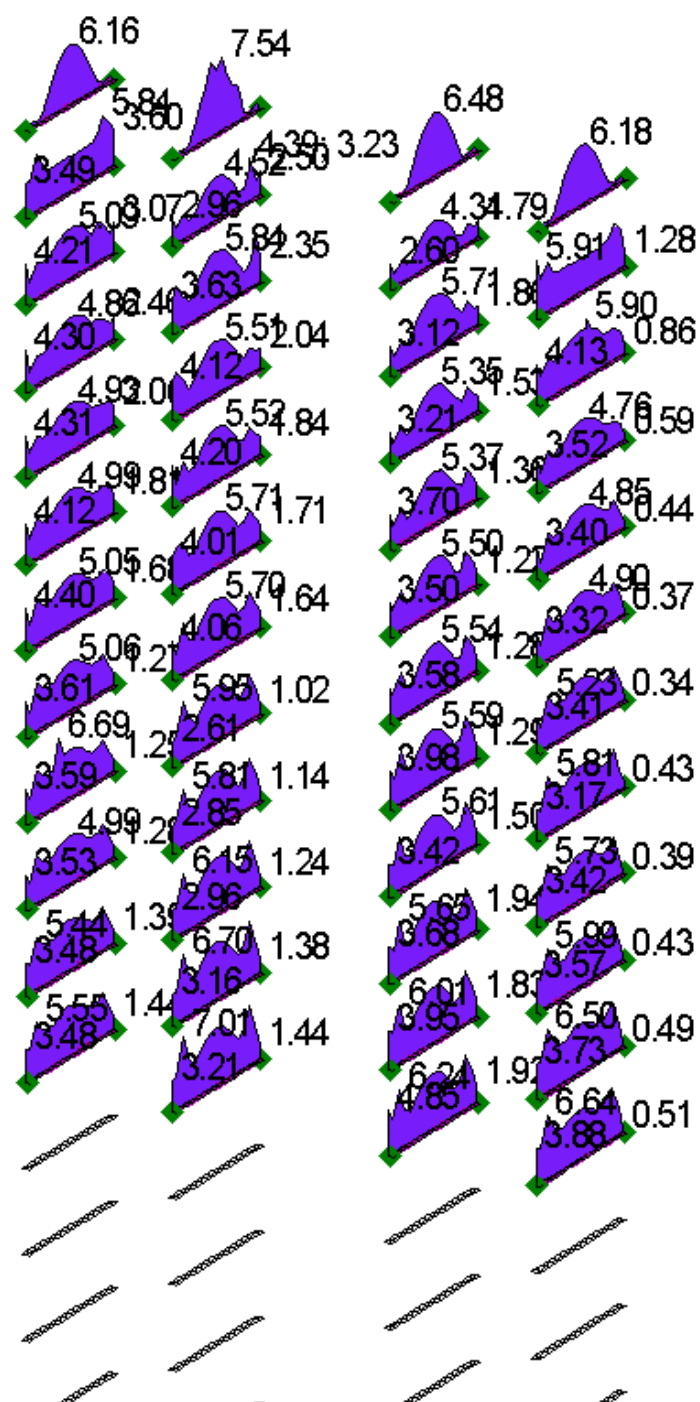


Рис. 5.16 – Значения эпюр арматуры в некоторых подбалках лестнично-лифтовых холлов (По нормам СП (Р-Δ)).

6. Результаты армирования плит

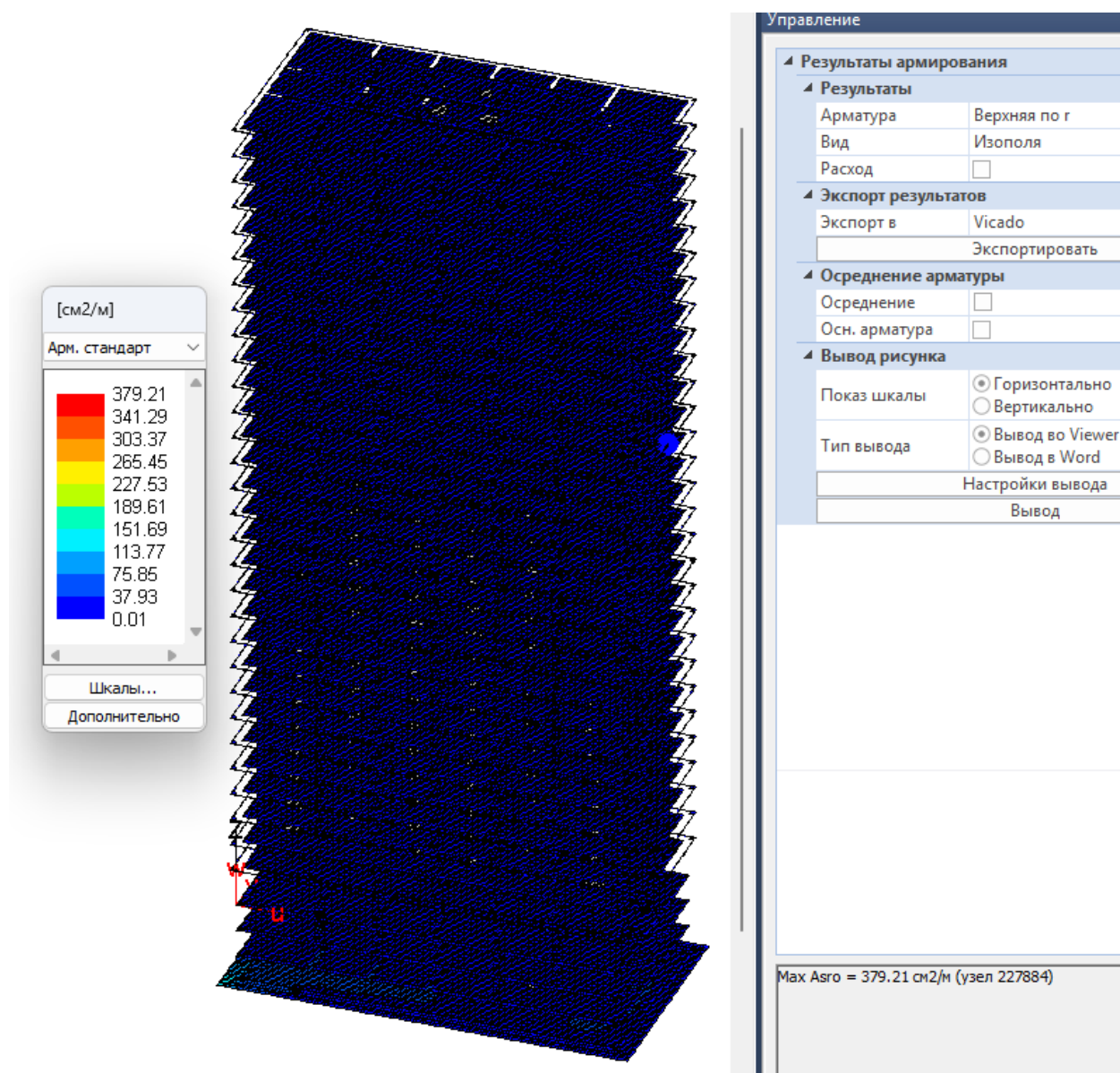


Рис. 6.1 – Изополя верхней арматуры по г (По нормам Еврокода).

--РАСХОД АРМАТУРЫ

Расход_арматуры		Масса т	Объем м³
Верхняя по оси S		264	33.9
Верхняя по оси R		233	29.9
Нижняя по оси S		274	35.1
Нижняя по оси R		229	29.4
Поперечная		74.3	9.53
Сумма - верхняя	по осям R + S	498	63.8
Сумма - нижняя	по осям R + S	503	64.5
Сумма - верхняя	+ нижняя	1e+03	128

Рис. 6.2 – Расход арматуры (По нормам Еврокода).

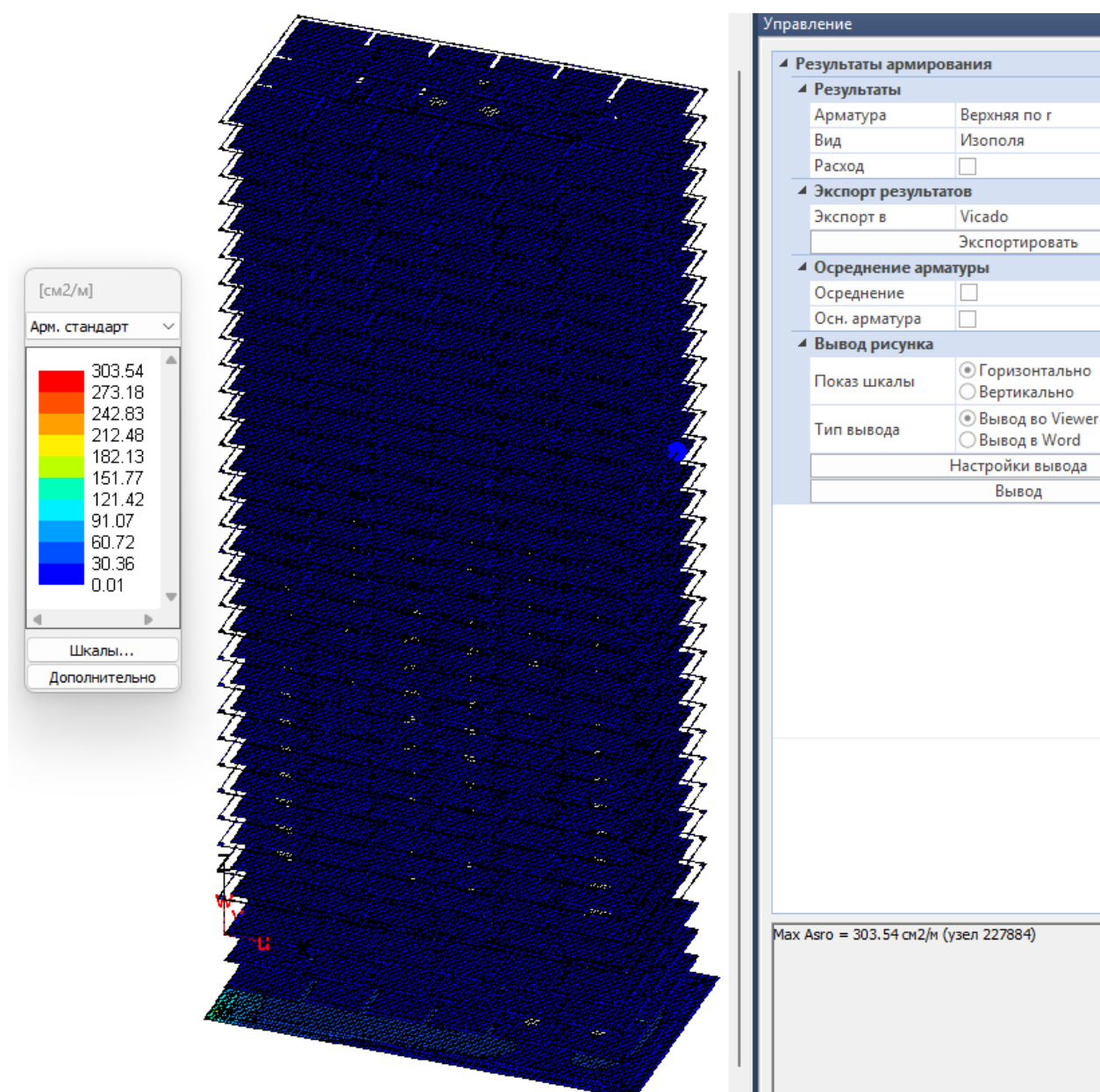


Рис. 6.3 – Изополю верхней арматуры по г (По нормам Еврокода (Р-Δ)).

--РАСХОД АРМАТУРЫ

Расход_арматуры		Масса т	Объем м³
Верхняя по оси S		237	30.4
Верхняя по оси R		241	30.9
Нижняя по оси S		248	31.8
Нижняя по оси R		235	30.2
Поперечная		70.1	8.99
Сумма - верхняя	по осям R + S	478	61.3
Сумма - нижняя	по осям R + S	483	62
Сумма - верхняя	+ нижняя	962	123

Рис. 6.4 – Расход арматуры (По нормам Еврокода (Р-Δ)).

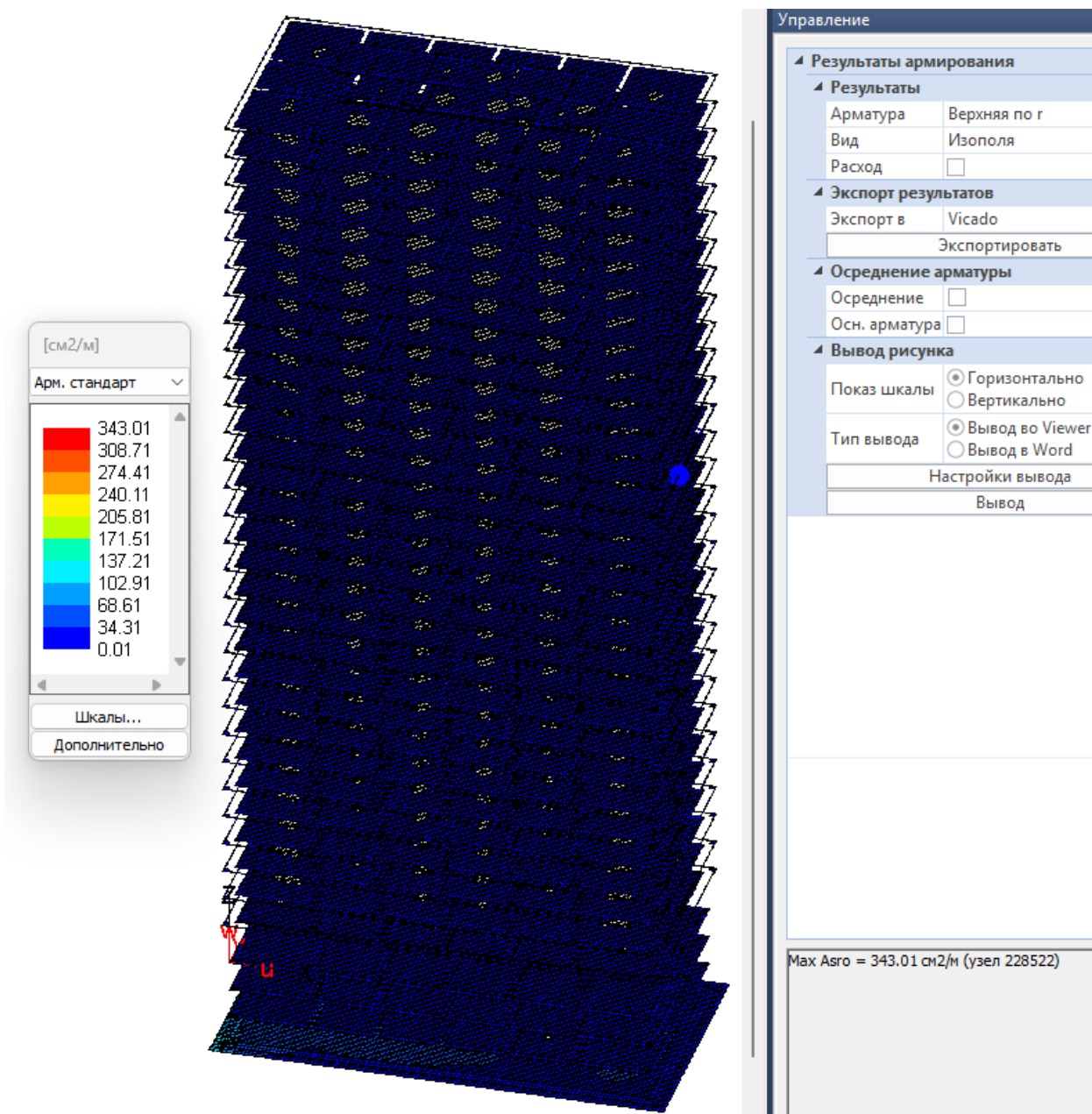


Рис. 6.5 – Изополя верхней арматуры по г (По нормам СП).

--РАСХОД АРМАТУРЫ

Расход_арматуры		Масса т	Объем м3
Верхняя по оси S		221	28.3
Верхняя по оси R		206	26.5
Нижняя по оси S		230	29.4
Нижняя по оси R		204	26.1
Поперечная		156	20
Сумма - верхняя	по осям R + S	428	54.8
Сумма - нижняя	по осям R + S	433	55.5
Сумма - верхняя	+ нижняя	861	110

Рис. 6.6 – Расход арматуры (По нормам СП).

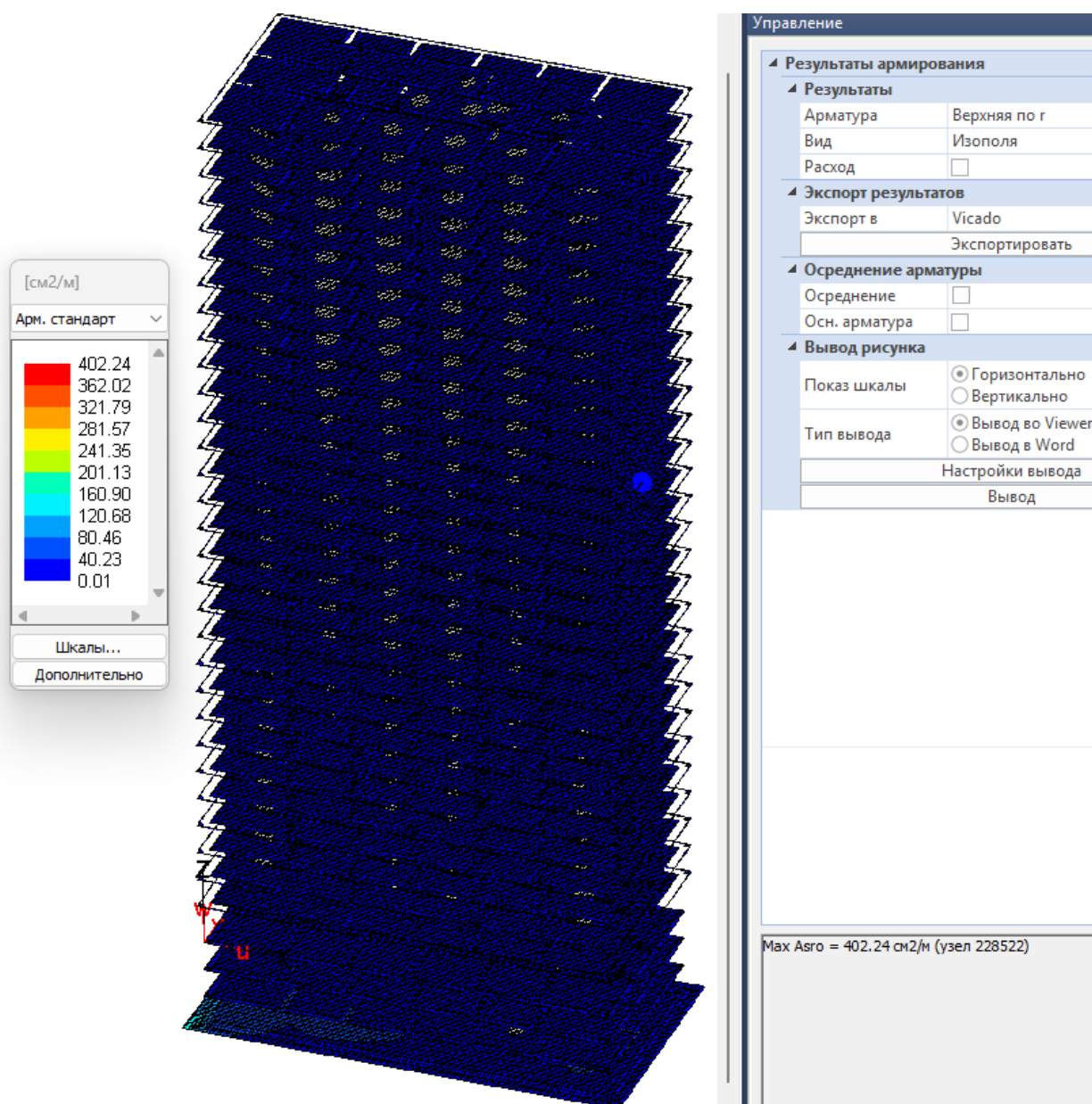


Рис. 6.7 – Изополя верхней арматуры по г (По нормам СП (Р-Δ)).

--РАСХОД АРМАТУРЫ

Расход_арматуры	Масса т	Объем м³
Верхняя по оси S	249	31.9
Верхняя по оси R	228	29.3
Нижняя по оси S	257	32.9
Нижняя по оси R	226	28.9
Поперечная	168	21.5
Сумма - верхняя по осям R + S	477	61.2
Сумма - нижняя по осям R + S	483	61.9
Сумма - верхняя + нижняя	960	123

Рис. 6.8 – Расход арматуры (По нормам СП (Р-Δ)).

7. Результаты армирования стен

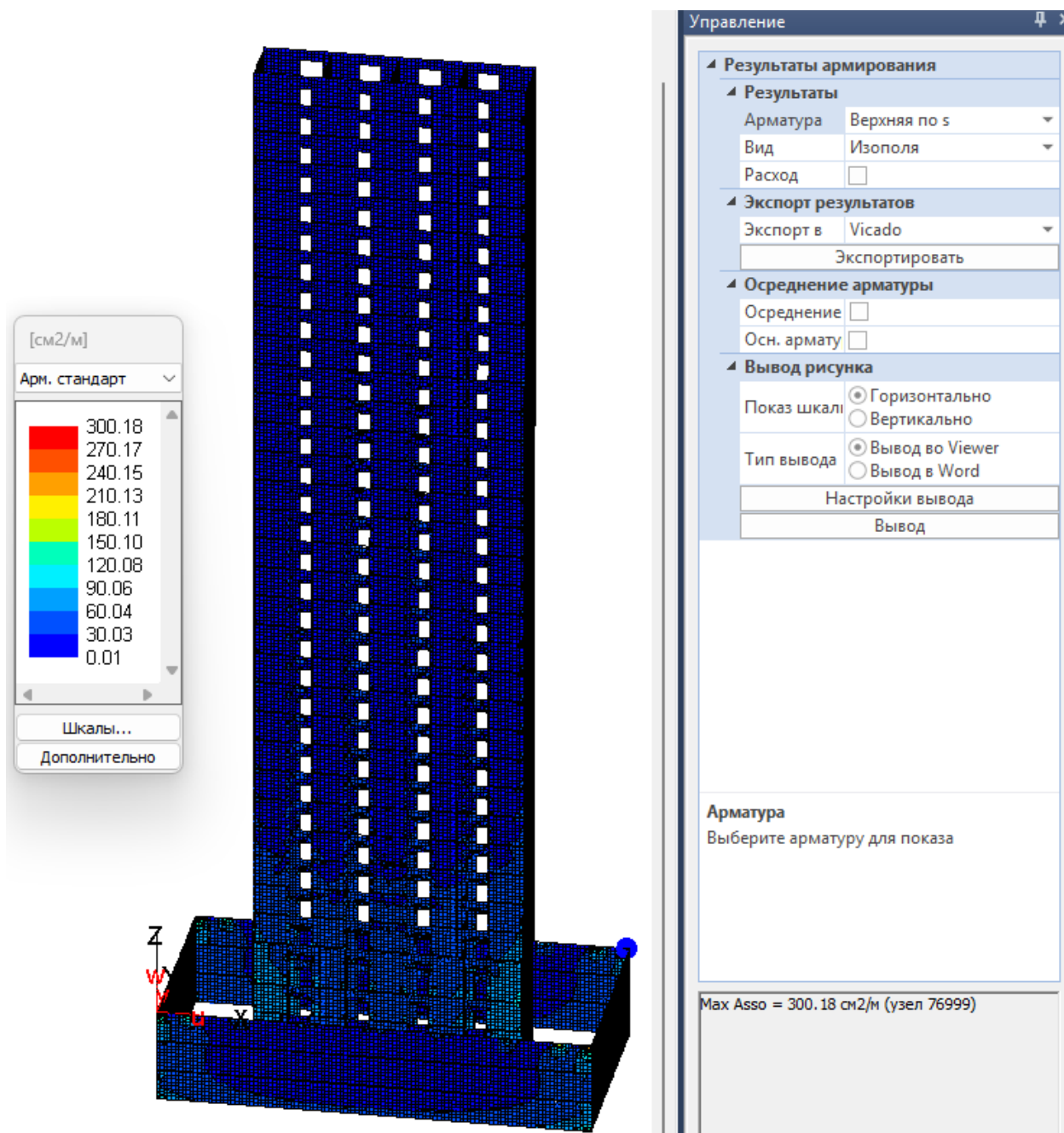


Рис. 7.1 – Изополя верхней арматуры по s (По нормам Еврокода).

--РАСХОД АРМАТУРЫ

Расход_арматуры	Масса т	Объем м3
Верхняя по оси S	225	28.9
Верхняя по оси R	223	28.5
Нижняя по оси S	225	28.9
Нижняя по оси R	223	28.6
Поперечная	57	7.31
Сумма - верхняя по осям R + S	448	57.4
Сумма - нижняя по осям R + S	448	57.5
Сумма - верхняя + нижняя	896	115

Рис. 7.2 – Расход арматуры (По нормам Еврокода).

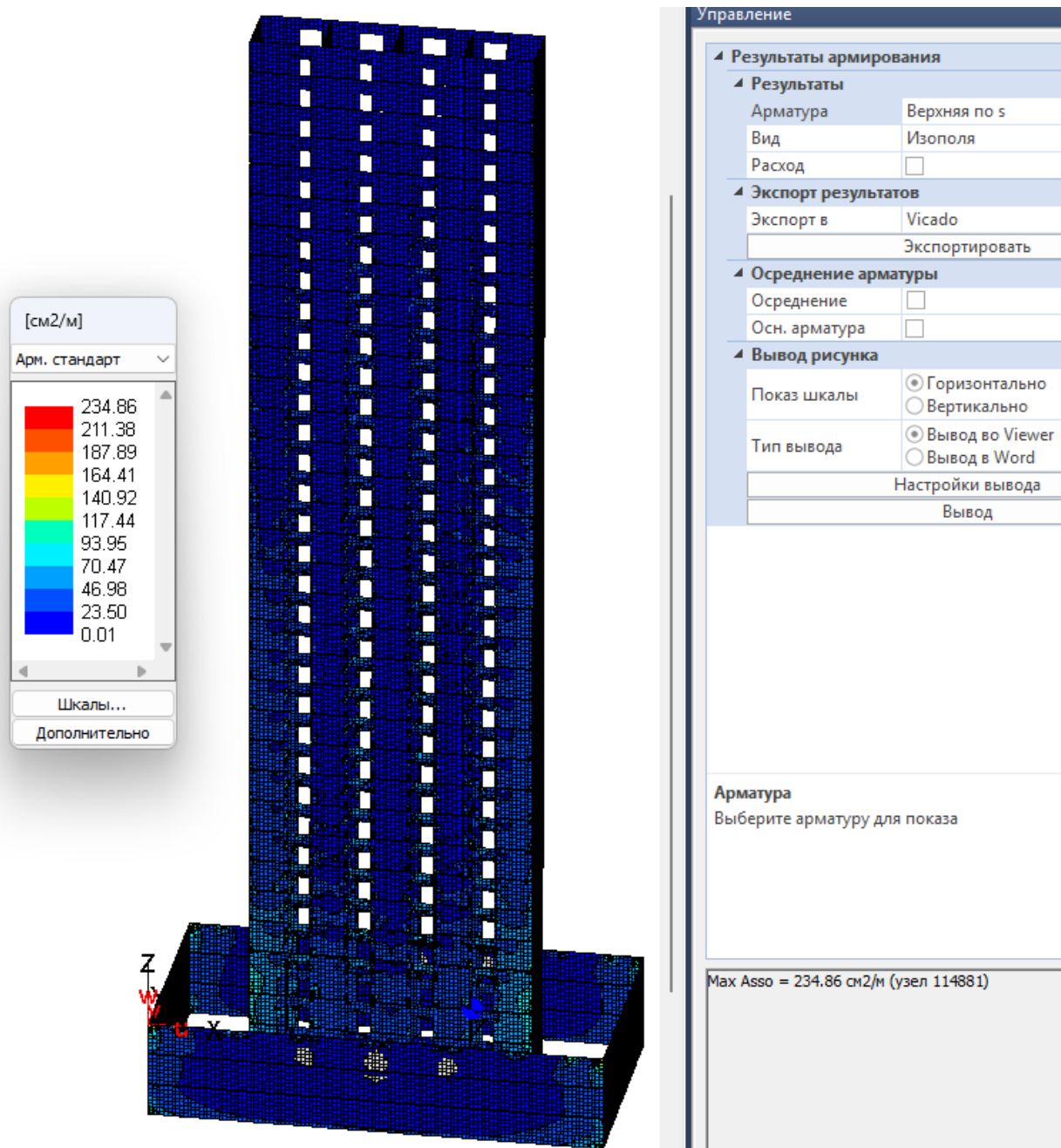


Рис. 7.3 – Изополя верхней арматуры по s (По нормам Еврокода (Р-Δ)).

--РАСХОД АРМАТУРЫ

Расход_арматуры	Масса т	Объем м³
Верхняя по оси S	238	30.5
Верхняя по оси R	243	31.1
Нижняя по оси S	238	30.5
Нижняя по оси R	243	31.1
Поперечная	57.6	7.39
Сумма - верхняя по осям R + S	480	61.6
Сумма - нижняя по осям R + S	480	61.6
Сумма - верхняя + нижняя	961	123

Рис. 7.4 – Расход арматуры (По нормам Еврокода (Р-Δ)).

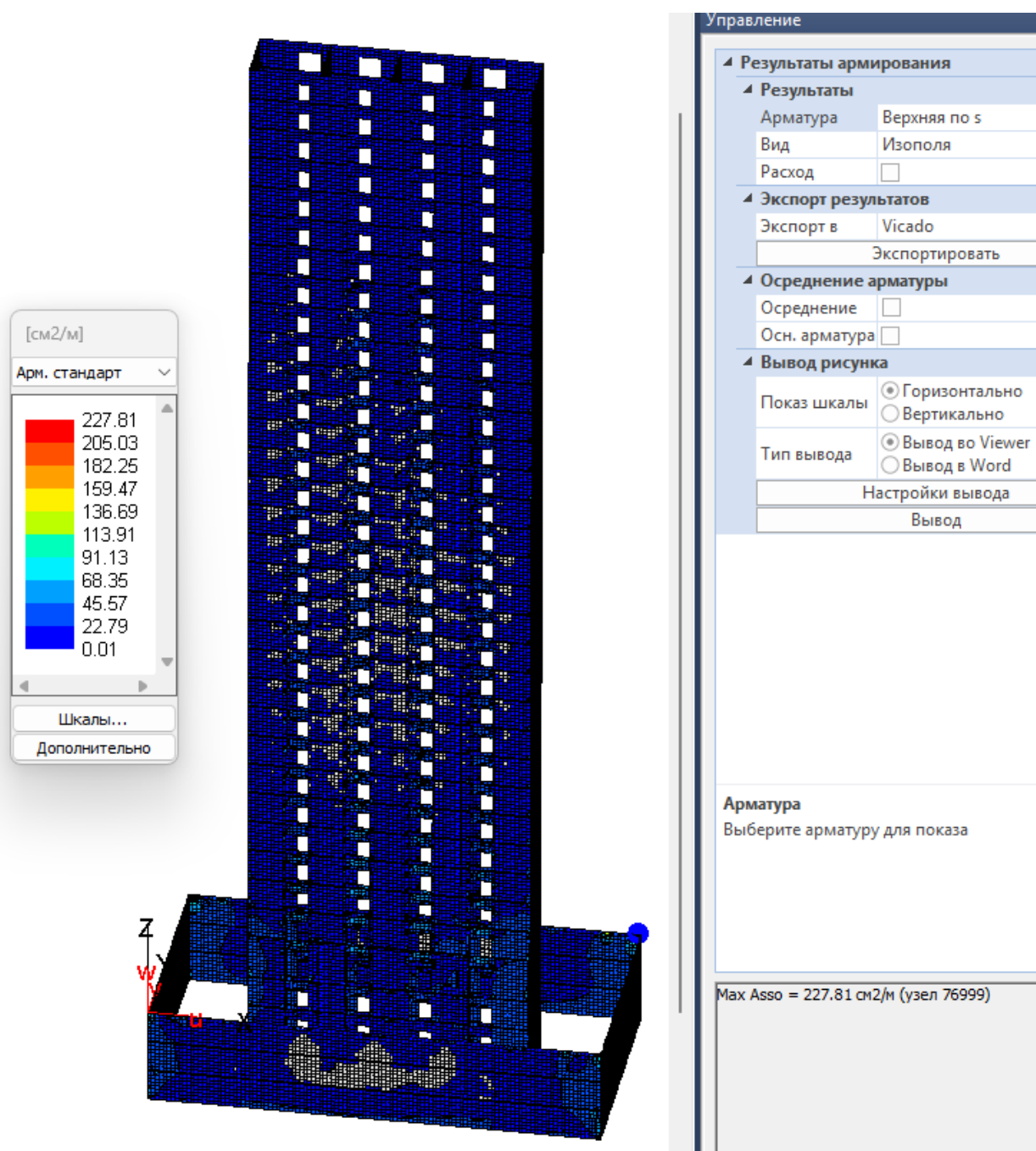


Рис. 7.5 – Изополя верхней арматуры по s (По нормам СП).

--РАСХОД АРМАТУРЫ

Расход_арматуры		Масса т	Объем м3
Верхняя по оси S		101	12.9
Верхняя по оси R		203	26
Нижняя по оси S		100	12.8
Нижняя по оси R		204	26.1
Поперечная		130	16.7
Сумма - верхняя	по осям R + S	304	39
Сумма - нижняя	по осям R + S	304	39
Сумма - верхняя	+ нижняя	608	77.9

Рис. 7.6 – Расход арматуры (По нормам СП).

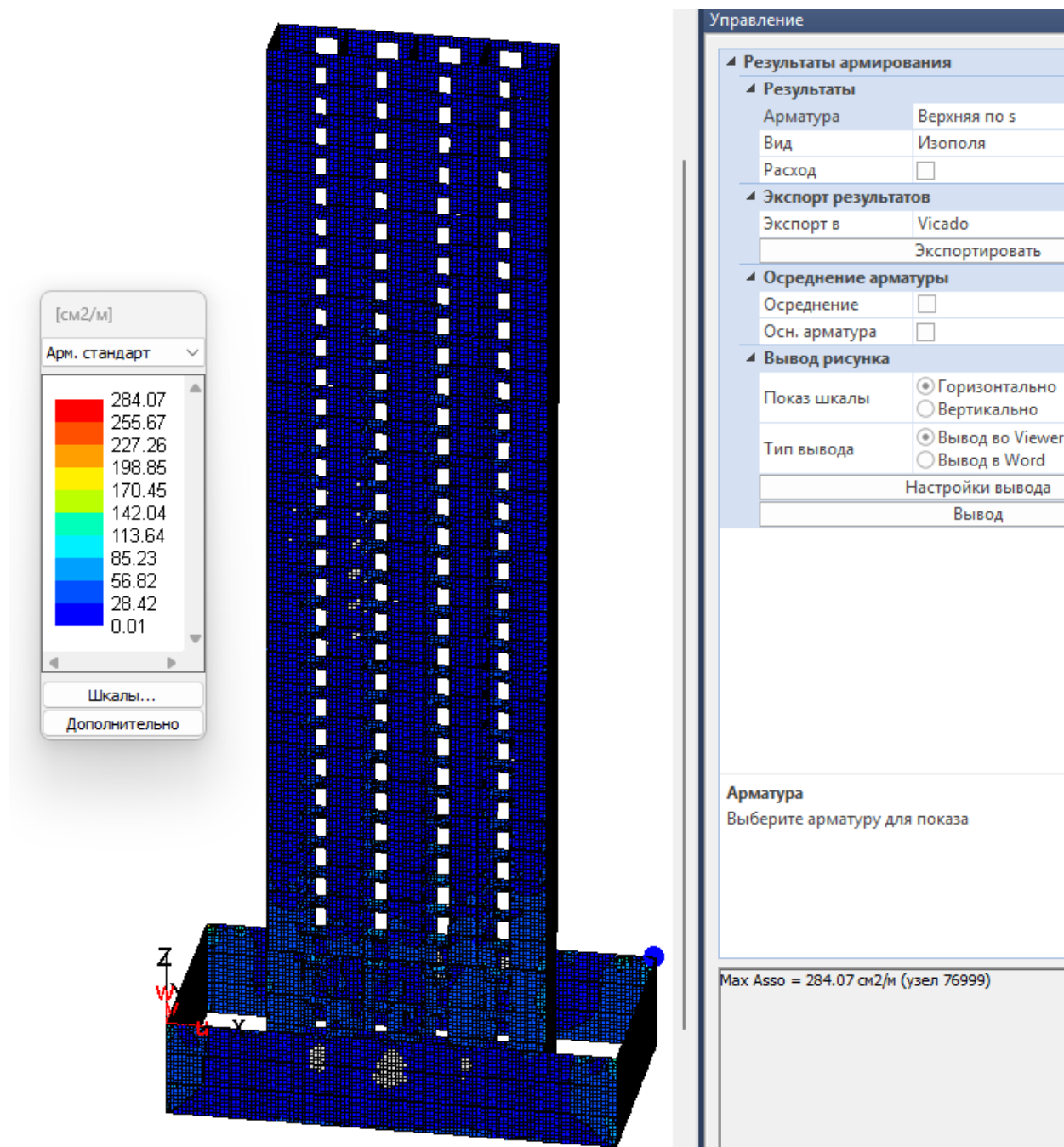


Рис. 7.7 – Изополя верхней арматуры по s (По нормам СП (Р-Δ)).

--РАСХОД АРМАТУРЫ

Расход_арматуры		Масса т	Объем м³
Верхняя по оси S		165	21.1
Верхняя по оси R		236	30.3
Нижняя по оси S		164	21
Нижняя по оси R		237	30.4
Поперечная		150	19.3
Сумма - верхняя	по осям R + S	401	51.4
Сумма - нижняя	по осям R + S	401	51.4
Сумма - верхняя	+ нижняя	802	103

Рис. 7.8 – Расход арматуры (По нормам СП (Р-Δ)).

8. Сравнение результатов армирования

Таблица 8.1 – Сравнение расхода арматуры в плитах.

Расход арматуры в плитах [т]	Схема по нормам Еврокода	Схема по нормам Еврокода (Р-Δ)	Схема по нормам СП	Схема по нормам СП (Р-Δ)
Mso	264	237	221	249
Mro	233	241	206	228
Msu	274	248	230	257
Mru	229	235	204	226
Mo	498	478	428	477
Mu	503	483	433	483
Mou	1001	962	861	960

Таблица 8.2 – Сравнение расхода арматуры в стенах.

Расход арматуры в стенах [т]	Схема по нормам Еврокода	Схема по нормам Еврокода (Р-Δ)	Схема по нормам СП	Схема по нормам СП (Р-Δ)
Mso	225	238	101	165
Mro	223	243	203	236
Msu	225	238	100	164
Mru	223	243	204	237
Mo	448	480	304	401
Mu	448	480	304	401
Mou	896	961	608	802

Обозначения расхода арматуры:

Mso – верхняя арматура по s;

Mro – верхняя арматура по г;

Msu – нижняя арматура по s;

Mru – нижняя арматура по г;

Mw – поперечная арматура (в данном примере не рассматривается);

Mo – суммарная верхняя арматура;

Mu – суммарная нижняя арматура;

Mou – суммарная верхняя и нижняя арматура;

M – суммарная верхняя, нижняя и поперечная арматура.