

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ДЕТСКОГО САДА НА 180 МЕСТ В 8 МИКРОРАЙОНЕ I ЖИЛОГО РАЙОНА Г. АБАКАНА

Для выполнения статических и проверочных расчетов несущих строительных конструкций детского сада на 180 мест в 8 микрорайоне I жилого района г. Абакана произведен сбор постоянных (от собственного веса несущих и ограждающих конструкций, веса кровли, веса полов на междуэтажных перекрытиях, перегородок) и временных (снеговых, ветровых, временных на перекрытиях), а также сейсмических нагрузок. Определение общестроительных нагрузок выполнено в соответствии с современными нормами и требованиями. Нагрузки от веса крыши, полов на перекрытиях и т.п. приняты согласно проектным данным.

Постоянные нагрузки

Постоянные нагрузки от веса кровли

Крыша здания выполнена с деревянной стропильной системой, с кровлей из профилированного железа по обрешетке из досок.

Сбор постоянных нагрузок от веса кровли приведен в таблице 1.1.

Таблица 1.1

Постоянные нагрузки от кровли

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	Профилированное железо	0,1	1,05	0,105
2	Обрешетка – доски 150×40 мм, шаг 250 мм, $\rho = 5$ кН/м ³	0,12	1,1	0,132
	ИТОГО	0,22		0,237

Стропильные ноги проектом предусмотрены из двойных досок сечением 2×(50×200) мм и установлены с шагом 1,2 м. Расчетная нагрузка на стропильные ноги от веса кровли и собственного веса составит

$$g_{\text{стр}} = 0,237 \times 1,2 + 2 \times 0,05 \times 0,2 \times 5,0 \times 1,1 = 0,4 \text{ кН/м.}$$

Стропильные ноги опираются на наружные стены через мауэрлат, выполненный из бруса сечением 200×200 мм.

Расчетная нагрузка от веса мауэрлата равна

$$g_{\text{м,1}} = 0,2 \times 0,2 \times 5,0 \times 1,1 = 0,22 \text{ кН/м.}$$

Расчетная нагрузка на мауэрлат от стропильных ног (с учетом карнизного свеса)

$$g_{\text{м,2}} = 0,4 \times 3,625 / 1,2 + 0,24 \times 0,64 / 1,2 = 1,33 \text{ кН/м.}$$

На внутренние стены по осям «Е», «Д» и «Г» опирание стропильных ног предусмотрено через прогоны сечением 150×200 мм, уложенным по стойкам сечением 150×150 мм. Шаг стоек равен 1,2 м.

Нагрузка на прогоны от стропильных ног с учетом собственного веса прогонов составит

$$g_{\text{пр}} = 0,15 \times 0,2 \times 5 \times 1,1 + 0,4 \times 5,48 / 1,2 = 2 \text{ кН/м.}$$

Нагрузка от прогонов на стойки равна

$$G_{\text{ст}} = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ кН.}$$

Нагрузка от собственного веса стойки

$$g_{\text{ст}} = 0,15 \times 0,15 \times 5 \times 1,1 = 0,124 \text{ кН/м.}$$

Постоянные нагрузки на междуэтажные перекрытия

Перекрытия подвала, первого и чердачного этажей выполнены из железобетонных сборных многопустотных плит высотой 220 мм с круглыми пустотами.

Сбор постоянных нагрузок, действующих на перекрытия, приведены в таблицах 1.2....1.5. Состав конструкции пола принят согласно проектным решениям.

Таблица 1.2

Постоянные нагрузки от веса перекрытия на участках плит с овальными пустотами на лестницах, в тамбуре, коридорах и холлах

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	Керамическая плитка на клею $\delta = 10$ мм, $\rho = 22$ кН/м ³	0,22	1,1	0,242
2	Стяжка из легкого бетона М 75 $\delta = 50$ мм	0,9	1,3	1,17
3	Гидроизол – 2 слоя на прослойке	0,048	1,3	0,0624
4	Сборные железобетонные многопустотные плиты с круглыми пустотами, $\delta_{пр} = 120$ мм, $\rho = 25$ кН/м ³	3	1,1	3,3
	ИТОГО	4,168		4,77

Таблица 1.3

Постоянные нагрузки от веса перекрытия на участках плит с овальными пустотами в кабинетах, кухнях и игровых

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	Линолеум на тканевой подоснове на клею $\delta = 4$ мм	0,05	1,2	0,06
2	Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора, $\delta = 30$ мм, $\rho = 18$ кН/м ³	0,54	1,3	0,702
3	Стяжка из легкого бетона М 150 $\delta = 50$ мм	0,9	1,3	1,17
4	2 слоя пергамента	0,015	1,2	0,018
5	Сборные железобетонные многопустотные плиты с круглыми пустотами, $\delta_{пр} = 130$ мм, $\rho = 25$ кН/м ³	3	1,1	3,3
	ИТОГО	4,505		5,25

Таблица 1.4

Постоянные нагрузки от веса перекрытия на участках
плит с овальными пустотами в санузлах

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	Керамическая плитка на клею $\delta = 6$ мм, $\rho = 22$ кН/м ³	0,132	1,2	0,1584
2	Стяжка из легкого бетона М 75 $\delta = 50$ мм	0,9	1,3	1,17
3	2 слоя пергамент	0,015	1,2	0,018
4	Сборные железобетонные многопустотные плиты с круглыми пустотами, $\delta_{пр} = 120$ мм, $\rho = 25$ кН/м ³	3	1,1	3,3
	ИТОГО	4,047		4,65

Таблица 1.5

Постоянные нагрузки от веса чердачного перекрытия

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	Стяжка из цементно- песчаного раствора М200, $\delta = 40$ мм, $\rho = 18$ кН/м ³	0,72	1,3	0,936
2	Гидроизоляция - Изоспан D ТУ 5774-003-18603495-2004	0,02	1,2	0,024
3	Утеплитель Назарово ПТЭ- 200 ТУ 5762-010-47838590- 2013, $\delta = 240$ мм, $\rho = 0,5$ кН/м ³	0,12	1,2	0,144
4	Пароизоляция - Изоспан В ТУ 5774-003-18603495-2004	0,01	1,2	0,012
5	Стяжка из цементно- песчаного раствора М200, $\delta = 20$ мм, $\rho = 18$ кН/м ³	0,36	1,3	0,468
6	Сборные железобетонные	3	1,1	3,3

	многопустотные плиты с круглыми пустотами, $\delta_{пр} = 120$ мм, $\rho = 25$ кН/м ³			
	ИТОГО	4,23		4,884

Временные нагрузки

Снеговая нагрузка

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

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

где:

$S_g = 1.0$ кН/м² – вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с п.10.2 (г. Абакан находится в II снеговом районе).

Тогда нормативное значение снеговой нагрузки, передаваемое на кровлю, составит:

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

Расчетная снеговая нагрузка:

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

Расчетная снеговая нагрузка на стропильные ноги крыши при шаге 1.2 м составит:

– для первого варианта

$$S_{стр.1} = 1,4 \times 1,2 = 1,68 \text{ кН/м};$$

Расчетная нагрузка на мауэрлат от снеговой нагрузки составит

$$g_{м.2} = 1,68 \times 3,625 / 1,2 = 5,075 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка на прогоны от стропильных ног с учетом собственного веса прогонов составит

$$g_{пр} = 1,68 \times 5,48 / 1,2 = 7,67 \text{ кН/м}.$$

Временные нагрузки на междуэтажные перекрытия

Временную нагрузку на междуэтажные перекрытия определяем по СП 20.13330.2016 (актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»), раздел 8.2 «Равномерно распределенные нагрузки» по формуле

$$v = v^n \times \gamma_f,$$

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

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

Получаем:

– в жилых помещениях (поз. 1 таблицы 8.3)

$$v^n_1 = 1,5 \text{ кН/м}^2; \quad v_1 = 1,5 \times 1,3 = 1,95 \text{ кН/м}^2;$$

– в коридорах и лестницах, примыкающих к жилым помещениям (поз. 12, а таблицы 8.3)

$$v^n_2 = 3,0 \text{ кН/м}^2; \quad v_2 = 3,0 \times 1,2 = 3,6 \text{ кН/м}^2;$$

- в техническом этаже жилых зданий (поз. 3 таблицы 8.3)

$$v^n_3 = 2,0 \text{ кН/м}^2; \quad v_3 = 2,0 \times 1,2 = 2,4 \text{ кН/м}^2;$$

Пониженные значения равномерно распределенных нагрузок (длительная часть нагрузок) принимаются согласно п.п. 4.1, 5.4, 8.2.3, 8.4.4 СП 20.13330.2011.

Ветровые нагрузки

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

$$w = w_m + w_p.$$

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

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

где w_0 - нормативное значение ветрового давления;

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

c – аэродинамический коэффициент.

г. Абакан находится в III районе по давлению ветра (см. карту 3 Приложения Ж СП 20.13330.2011). Тогда согласно таблице 11.1 СП $w_0 = 0,38$ кПа.

Эквивалентная высота z_e определяется согласно п. 11.1.5 СП 20.13330.2011. Для рассматриваемого недостроенного здания при действии ветровой нагрузки со стороны осей «А» и «Г» при $h = 10,48$ м (от уровня земли) $< d = 20,23$ м (d - размер здания в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра (поперечный размер)):

$$z_e = h = 10,48 \text{ м.}$$

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

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

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

Значения принятых коэффициентов $k(z_e)$ и расчетных ветровых нагрузок (активного и пассивного давления) на стены здания приведены в таблице П.6.2.1.

Таблица П.6.2.1

Расчетные значения ветровых нагрузок для наветренной и подветренной стен
Детского сада

Высота z_e , м	$k(z_e)$	w_a , кН/м ²	$w_{п}$, кН/м ²	$w_{пА}$, кН/м ²	$w_{пВ}$, кН/м ²	$w_{пС}$, кН/м ²
100,48	0,77	0,328	0,204	0,41	0,328	0,204

На крышу здания действуют ветровые нагрузки, принимаемые в соответствии с рис. Д.4 СП. Для данной схемы величина e равна

$$e = \min(b; 2h).$$

При действии ветровой нагрузки со стороны осей «А» и «Г»

$$e = \min(42,7; 40,42), \text{ принимаем } e = 40,42 \text{ м.}$$

При действии ветровой нагрузки со стороны осей «1» и «7»

$$e = \min(15,76; 40,42), \text{ принимаем } e = 15,76 \text{ м.}$$

Тогда при угле наклона крыши $\alpha = 20^\circ$ получим расчетные ветровые нагрузки для различных участков крыши, приведенные в таблицах П.6.2.2, П.6.2.3.

Таблица П.6.2.2

Расчетные значения ветровых нагрузок для различных зон чердачной крыши
при действии ветровой нагрузки перпендикулярно коньку

	Зона				
	F	G	H	I	J
Коэффициент c_e	$\frac{-0,77}{0,37}$	$\frac{-0,7}{0,37}$	$\frac{-0,267}{0,267}$	-0,4	-0,833
Расчетная ветровая нагрузка, кН/м ²	$\frac{-0,346}{0,166}$	$\frac{-0,315}{0,166}$	$\frac{-0,120}{0,120}$	-0,18	-0,374

Таблица П.6.2.3

Расчетные значения ветровых нагрузок для различных зон чердачной крыши
при действии ветровой нагрузки параллельно коньку

	Зона			
	F	G	H	I
Коэффициент c_e	-1,233	-1,333	-0,667	-0,5
Расчетная ветровая нагрузка, кН/м ²	-0,554	-0,60	-0,30	-0,225

Сейсмические нагрузки

Согласно СП 14.133330.2011 интенсивность сейсмических воздействий в баллах (сейсмичность) для района строительства следует принимать на основе комплекта карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации – ОСР-97, утвержденной Российской Академией наук. Указанный комплект карт предусматривает осуществление антисейсмических мероприятий при строительстве объектов и отражает 10 %-ную (карта А), 5 %-ную (карта В), 1 %-ную (карта С) вероятность возможного превышения (или 90 %-ную, 95 %-ную и 99 %-ную вероятность не превышения) в течение 50 лет указанных на картах значений сейсмической интенсивности.

Указанная на картах сейсмическая интенсивность относится к участкам со средними по сейсмическим свойствам грунтам (II категории, согласно табл. 1 СП).

Комплект карт ОСР-97 (А, В и С) позволяет оценивать на трех уровнях степень сейсмической опасности и предусматривает осуществление антисейсмических мероприятий при строительстве объектов различной ответственности:

Карта А – объекты нормальной (массовое строительство) и пониженной ответственности;

Карты В и С – объекты повышенной ответственности (особо опасные, технически сложные или уникальные сооружения).

Значение сейсмической нагрузки следует уточнять с учетом сочетаний сейсмичности (балльности) для данной площадки на картах А, В, С, уровня ответственности и назначения сооружения.

Решение о выборе карты для оценки сейсмичности площадки при проектировании конкретного объекта принимается заказчиком по представлению генерального проектировщика, за исключением случаев, оговоренных в других нормативных документах.

Согласно СП 14.133330.2011 по ОСР-97 для г. Абакана установлена сейсмичность для средних грунтовых условий и трех степеней сейсмической опасности в течение 50 лет: А и В – 7 баллов и С – 8 баллов.

По СП 14.133330.2011 для грунтовых условий третьей категории по сейсмическим свойствам, а также по данным инженерно-геологических исследований расчетная сейсмичность площадки расположения здания детского сада составляет 7 баллов.

Согласно СП 14.133330.2011 при выполнении расчетов сооружений с учетом сейсмических воздействий следует использовать две расчетные ситуации:

а) сейсмические нагрузки соответствуют уровню ПЗ (проектное землетрясение). Цель расчетов - предотвращение частичной или полной потери эксплуатационных свойств сооружением. Расчетные модели сооружений следует принимать соответствующими упругой области деформирования. Расчеты по данной ситуации выполняются для всех зданий и сооружений.

б) сейсмические нагрузки соответствуют уровню МРЗ (максимальное расчетное землетрясение). Для определения расчетных сейсмических нагрузок используются карты ОСР-97-В для сооружений, перечисленных в графе 2 таблицы 3 СП, и карты ОСР-97-С для сооружений, перечисленных в графе 1 таблицы 3. Формирование расчетных моделей сооружений проводится с учетом возможности развития в несущих и ненесущих элементах конструкций неупругих деформаций и локальных разрушений. Цель расчета - предотвращение глобального обрушения сооружения или его частей, создающего угрозу безопасности людей.

Расчеты по данной ситуации (с использованием уровня сейсмической нагрузки МРЗ) применяется для зданий и сооружений, перечисленных в таблице 3 СП. В указанной таблице в графе 2 приведен перечень зданий и сооружений, в которых возникает опасность для находящихся в них людей (больницы, школы, дошкольные учреждения и т.д.).

Согласно нормам сейсмические воздействия могут иметь любое направление в пространстве. При расчете сооружений со сложным конструктивно-

планировочным решением следует учитывать наиболее опасные с точки зрения максимальных значений сейсмической реакции сооружения или его частей направления сейсмического воздействия. В связи с этим при расчетах здания были рассмотрены различные направления сейсмического воздействия: вдоль здания, в поперечном направлении, под разными углами к продольной оси здания.

Расчетная сейсмическая нагрузка S_{ik}^j по направлению обобщенной координаты с номером j , приложенная к узловой точке k РДМ и соответствующая i -й форме собственных колебаний зданий, определяется по формуле

$$S_{ik}^j = K_0 K_1 S_{0ik}^j, \quad (\text{П.4.1})$$

где K_0 - коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность, принимаемый по таблице 3 СП; при расчете на воздействие ПЗ $K_0 = 1,0$, при расчете на воздействие МРЗ $K_0 = 1,5$;

K_1 - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений, принимаемый по табл. 5 СП, при расчете на воздействие ПЗ $K_1 = 1,0$, при расчете на воздействие МРЗ $K_1 = 0,3$;

S_{0ik}^j - значение сейсмической нагрузки для i -й формы собственных колебаний здания, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций по формуле

$$S_{0ik}^j = g m_k^j A K_A \beta_i K_\psi \eta_{ik}^j \quad (\text{П.4.2})$$

где m_k^j - масса здания или момент инерции соответствующей массы здания, отнесенные к точке k по обобщенной координате j , определяемые с учетом расчетных нагрузок на конструкции согласно п. 5.1 СП;

g - ускорение силы тяжести;

A - коэффициент, значение которого следует принимать равным 0,2 для расчетной сейсмичности 8 баллов;

K_A - коэффициент, значения которого принимается по таблице 4 СП в зависимости от сочетаний расчетной сейсмической интенсивности;

β_i - коэффициент динамичности, соответствующий i -й форме собственных колебаний зданий или сооружений, принимаемый в соответствии с п. 5.6 СП;

K_ψ - коэффициент, принимаемый по таблице 6 СП;

η_{ik}^j - коэффициент, зависящий от формы деформации здания при его собственных колебаниях по i -й форме, от узловой точки приложения нагрузки и направления сейсмического воздействия; для зданий и сооружений, рассчитываемых по пространственной РДМ определяемый по формуле (5) СП.

Усилия в конструкциях зданий при учете сейсмических воздействий, а также в их элементах, следует определять с учетом высших форм их собственных колебаний. Минимальное число форм собственных колебаний, учитываемых в расчете, рекомендуется назначать так, чтобы сумма эффективных модальных масс, учтенных в расчете, составляла не менее 90 % общей массы системы, возбуждаемой по направлению сейсмического воздействия для горизонтальных воздействий.

Расчетные значения поперечных и продольных усилий, изгибающих и крутящих моментов, нормальных и касательных напряжений N_p в конструкциях от сейсмической нагрузки, а также расчетные значения перемещений определяются по формуле

$$N_p = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2},$$

(П.4.3)

где N_i - значения усилия (момента, напряжения, перемещения), вызываемого сейсмическими нагрузками, соответствующими i -й форме колебаний;

n - число учитываемых в расчете форм колебаний.

В приложении 5 приводятся основные результаты расчета пространственной системы здания детского сада на сейсмические воздействия, величины которых показаны в соответствующих параграфах расчета внутренних усилий МКЭ с использованием ВК «SCAD».

СТАТИЧЕСКИЕ И ДИНАМИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ СИСТЕМЫ ДЕТСКОГО САДА В Г. АБАКАНЕ

Пространственная система здания образована стенами из кирпичной кладки и бетонных блоков (в цокольном этаже), сборными железобетонными плитами перекрытий.

Количественные характеристики расчетной схемы.

Расчетная схема характеризуется следующими параметрами:

- количество узлов — 2803;
- количество конечных элементов — 2291;
- общее количество неизвестных перемещений и поворотов — 58961;
- количество загрузок — 8;
- количество комбинаций загрузок — 4.

Общие виды расчетной схемы пространственного блока здания и ее фрагменты представлены на рис. 1.1...1.4.

Статический расчет пространственного блока здания выполнен на следующие виды загрузок:

- 1 - нагрузками от собственного веса несущих и ограждающих конструкций;
- 2 - постоянными нагрузками (от веса полов, перегородок, стропильной системы скатной крыши, утепления наружных стен с облицовкой);
- 3 - снеговой нагрузкой на скатной крыше при двух схемах распределения снеговой нагрузки;
- 4...7 - ветровыми нагрузками;
- 8 – сейсмические нагрузки.

В результате статических и динамических расчетов получены значения перемещений узлов пространственной системы; усилия и напряжения в элементах от каждого нагружения и от расчетных комбинаций, частоты и периоды собственных колебаний системы, а также формы вынужденных колебаний.

Согласно расчетам, максимальные горизонтальные перемещения стен здания при действии ветровых нагрузок при действии статической ветровой нагрузки составляют:

- $X_{\max} = 1,18$ мм в направлении оси X и $Y_{\max} = 0,52$ мм в направлении оси Y .

При действии ветровых нагрузок с учетом пульсации ветра горизонтальные перемещения стен равны:

- $X_{\max} = 1,26$ мм в направлении оси X и $Y_{\max} = 0,83$ мм в направлении оси Y .

Согласно Приложению Е СП 20.13330.2011 предельно допустимые горизонтальные перемещения зданий составляют для многоэтажных зданий $f_u = h/500$, где h - высота здания, равная расстоянию от верха фундамента до оси ригеля перекрытия, $h = 10,48$ м. Тогда $f_u = 10480/500 = 20,96$ мм.

Таким образом, максимальные горизонтальные перемещения здания не превышают предельно допустимые значения.

Формы деформирования пространственного блока здания при действии ветровых и сейсмических нагрузок приведены на рис. 1.5...1.7. Значения горизонтальных и вертикальных перемещений элементов пространственного блока здания в направлении осей X и Y с учетом ветровых нагрузок и сейсмических воздействий приведены на рис. 1.8...1.9.

Изополя вертикальных напряжений в стенах подвала, первого и второго этажей показаны на рис. 1.10....1.11.

Эпюры усилий в элементах железобетонного ленточного фундамента представлены на рис. 1.12...1.14

Изополя симметричного армирования элементов железобетонного ленточного фундамента и сердечников представлены на рис. 1.15...1.16.

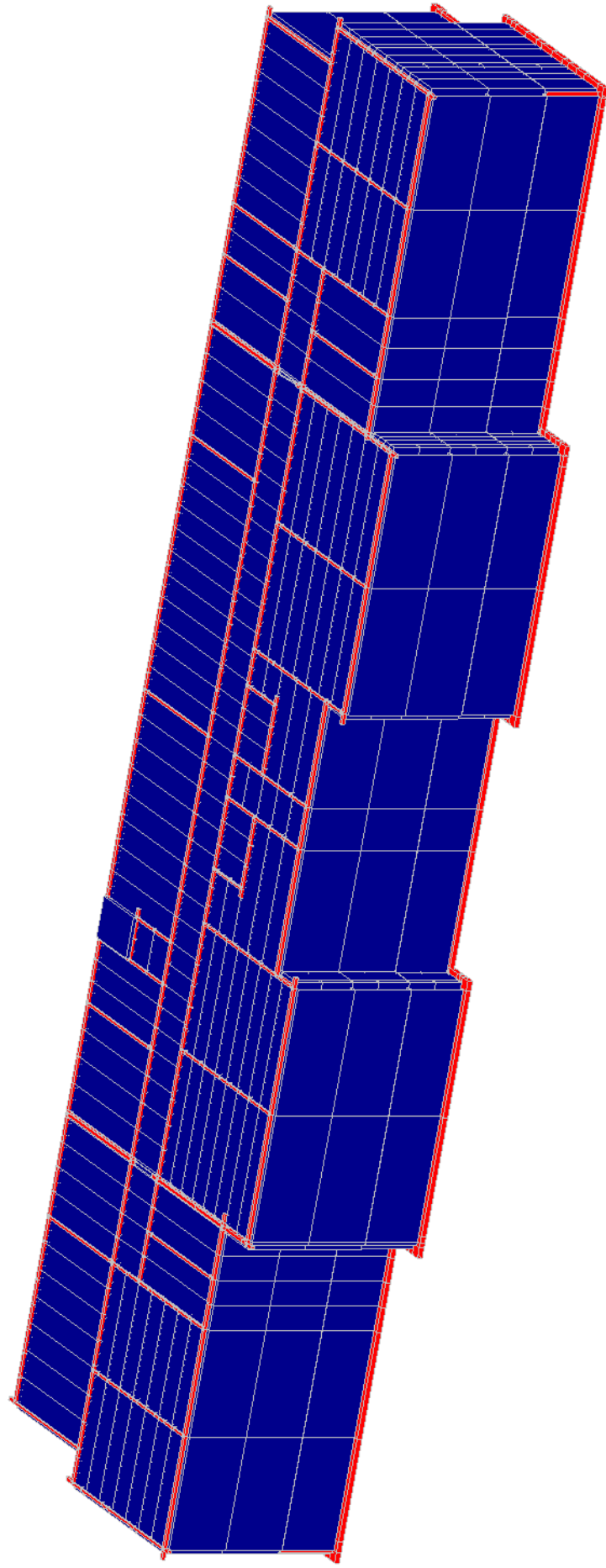


Рис. 1.1. Общий вид пространственной расчетной схемы детского сада

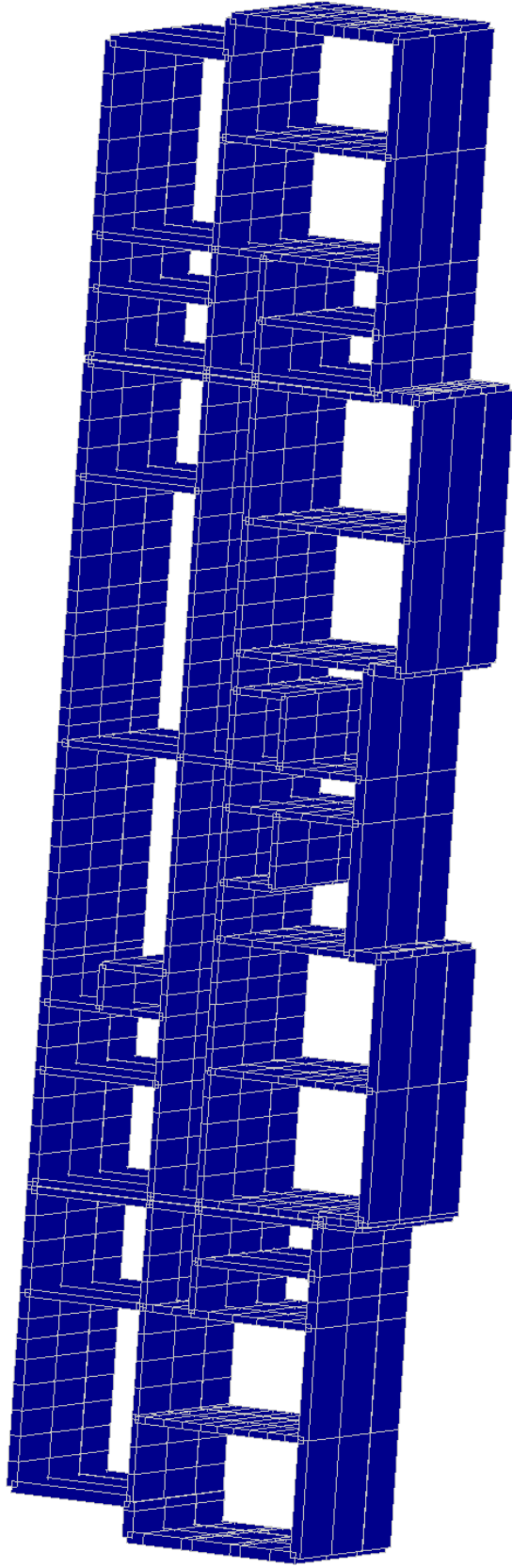


Рис. 1.2. Общий вид наружных и внутренних стен детского сада

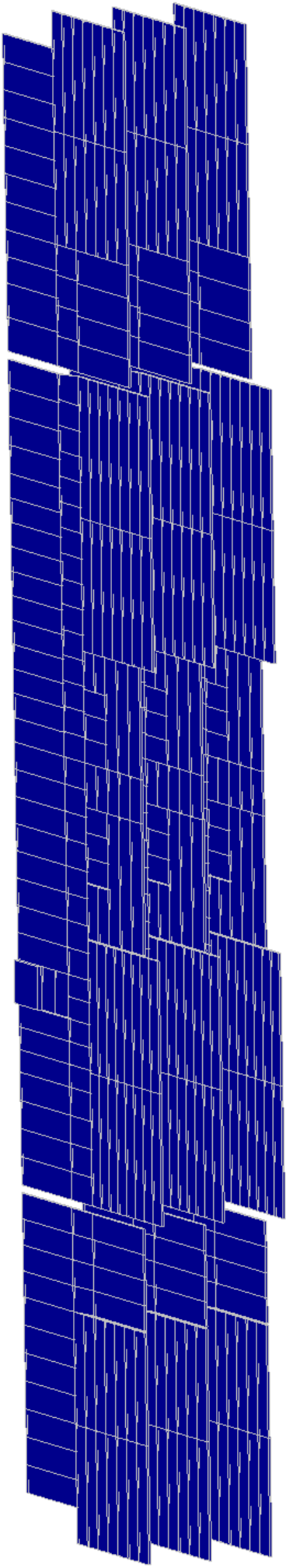


Рис. 1.3. Общий вид междуэтажных и чердачного перекрытий детского сада

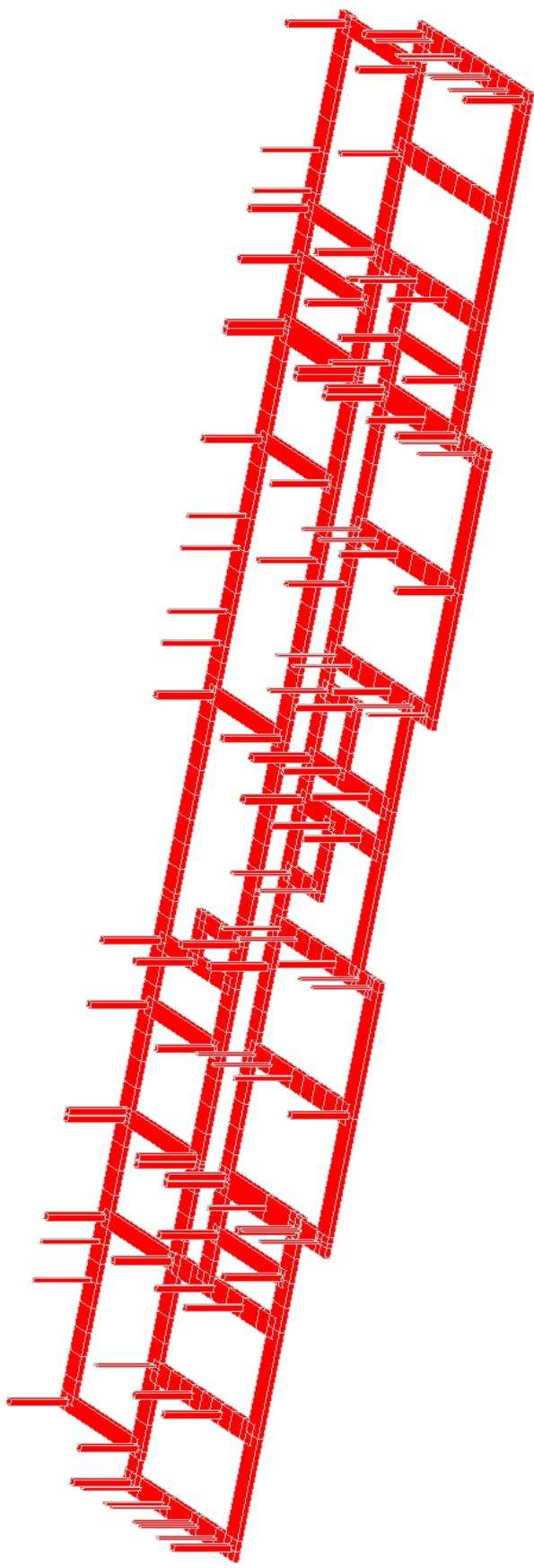


Рис. 1.4. Общий вид ленточного фундамента и железобетонных сердечников в расчетной схеме детского сада

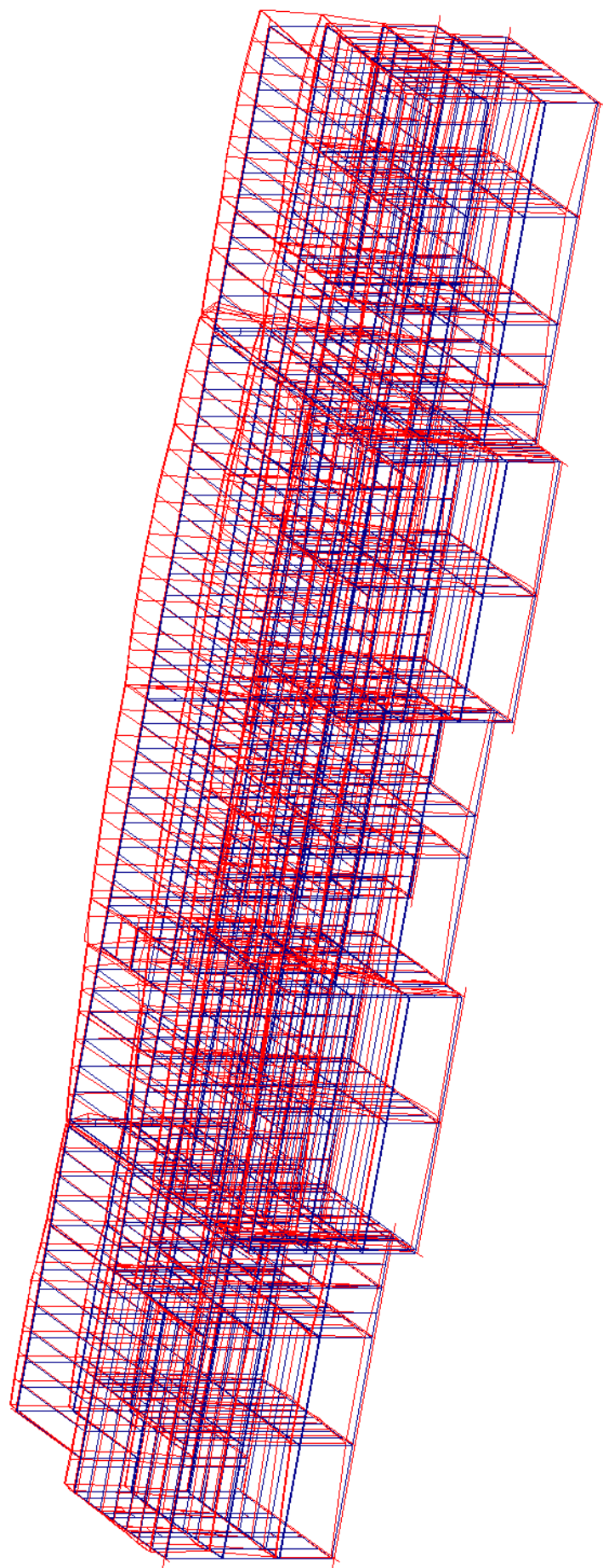


Рис. 1.5. Формы деформирования пространственного блока здания при действии ветровых нагрузок

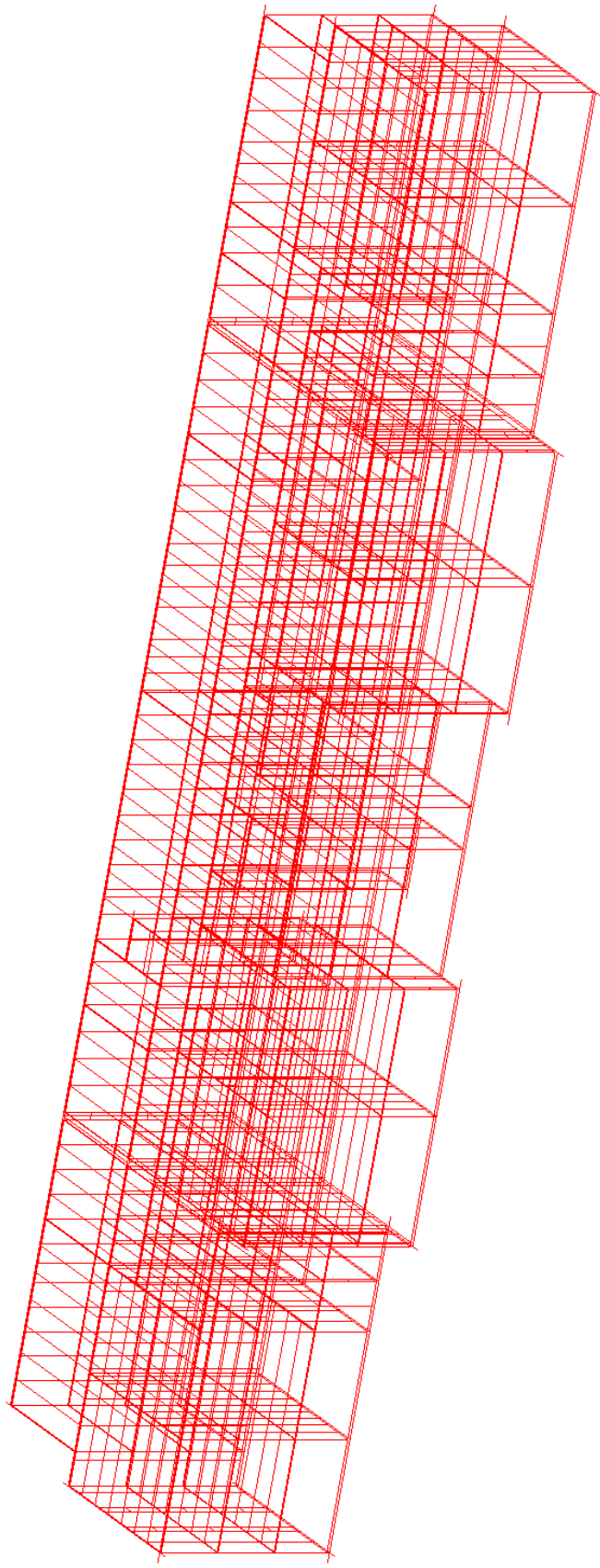


Рис. 1.6. Формы деформирования пространственного блока здания при действии сейсмических нагрузок
(Первая форма колебаний)

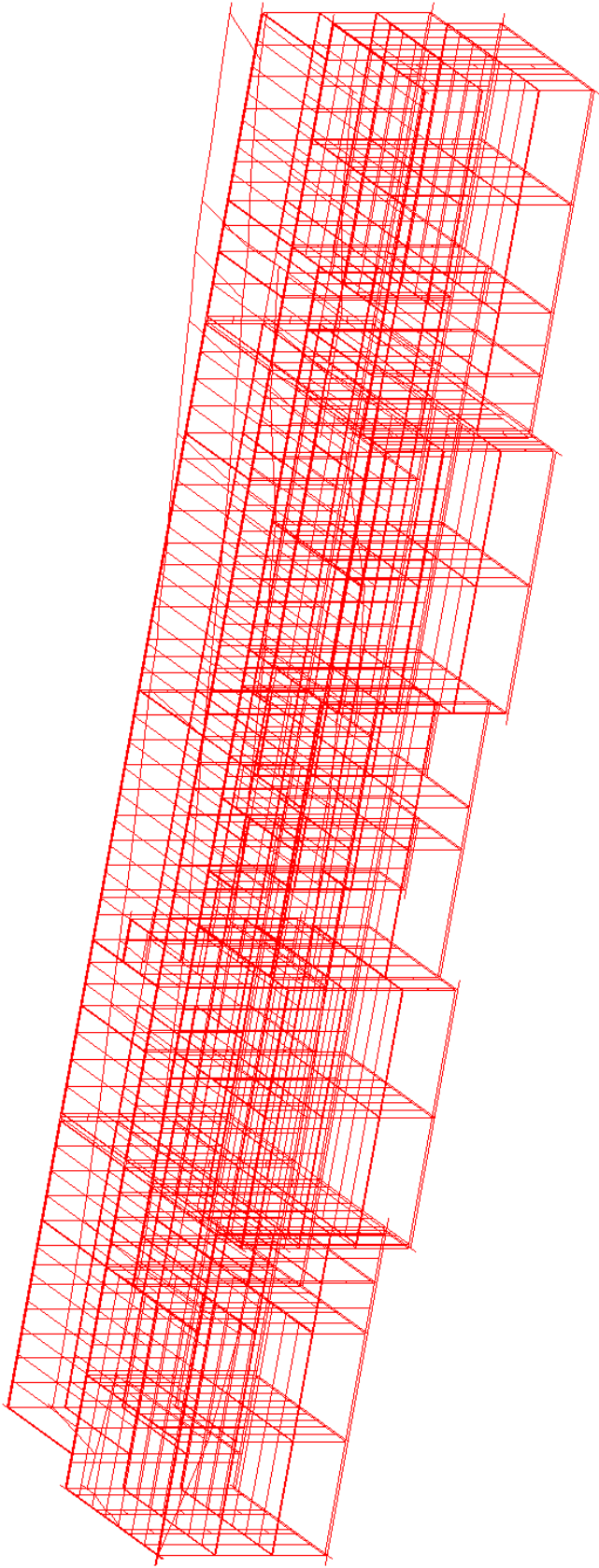


Рис. 1.7. Формы деформирования пространственного блока здания при действии сейсмических нагрузок
(Третья форма колебаний)

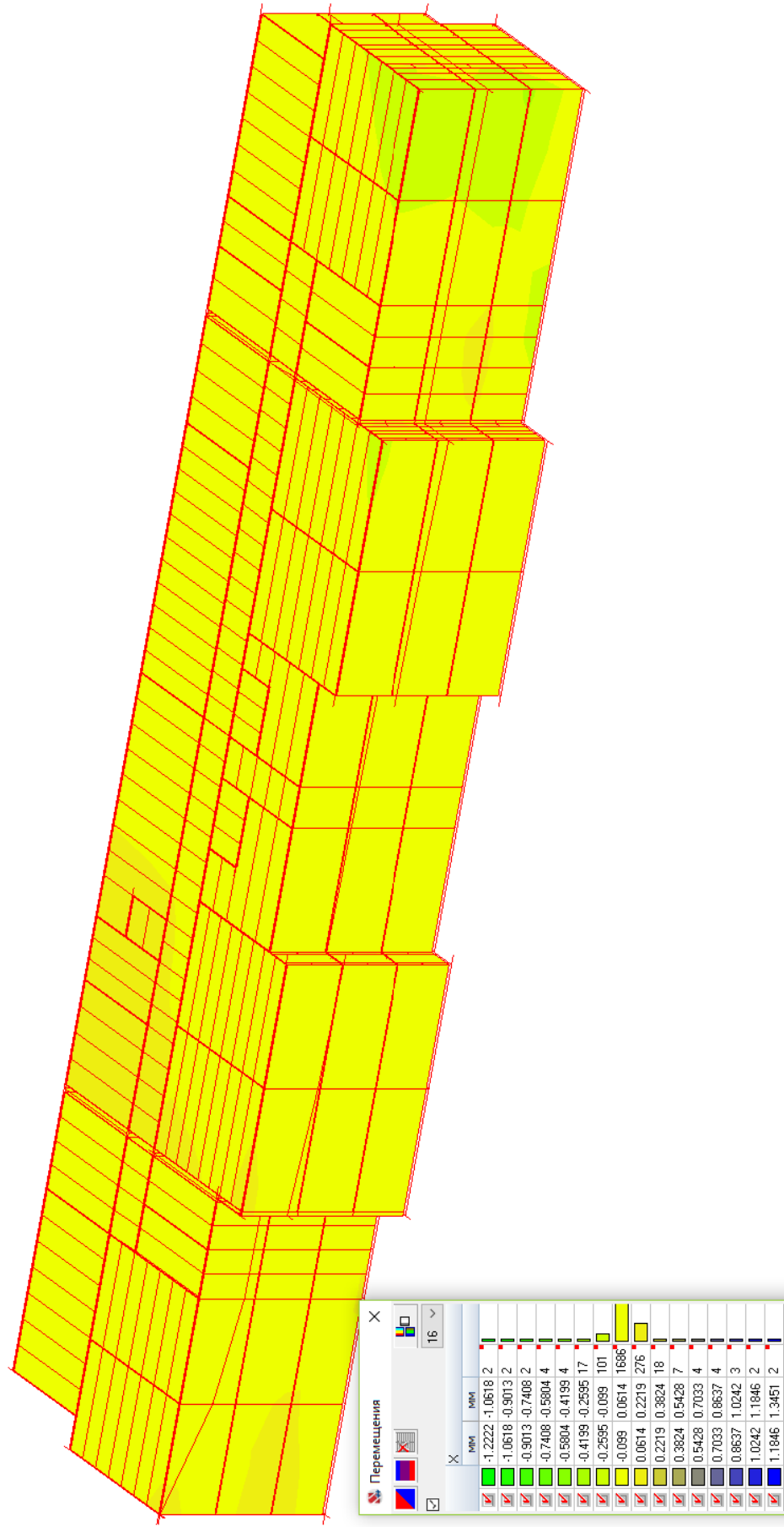


Рис. 1.8. Значения горизонтальных перемещений (в мм) узлов пространственного блока здания в направлении оси X с учетом ветровых нагрузок и сейсмических воздействий

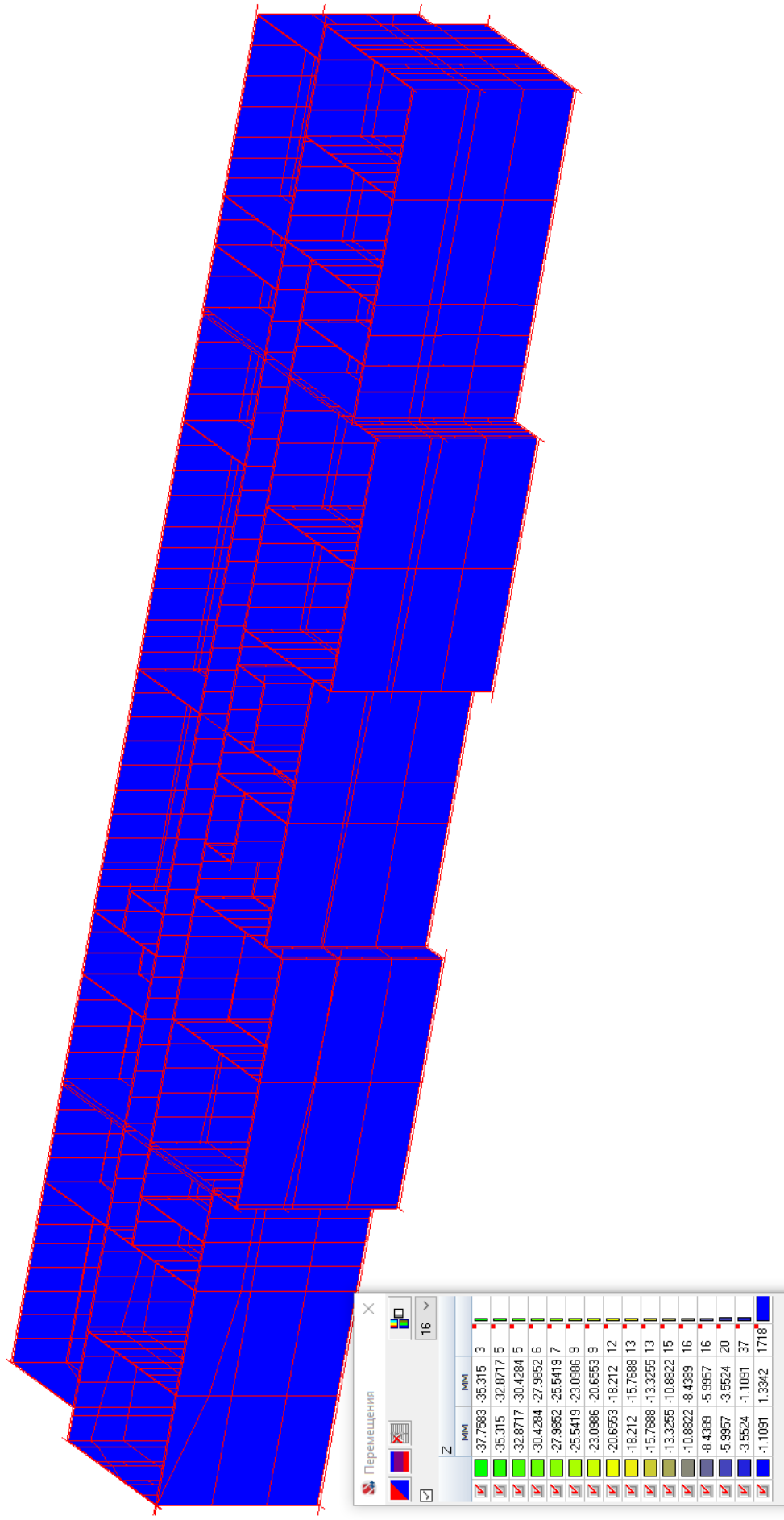


Рис. 1.9. Значения вертикальных перемещений (в мм) узлов пространственного блока здания в направлении оси Z с учетом ветровых нагрузок и сейсмических воздействий

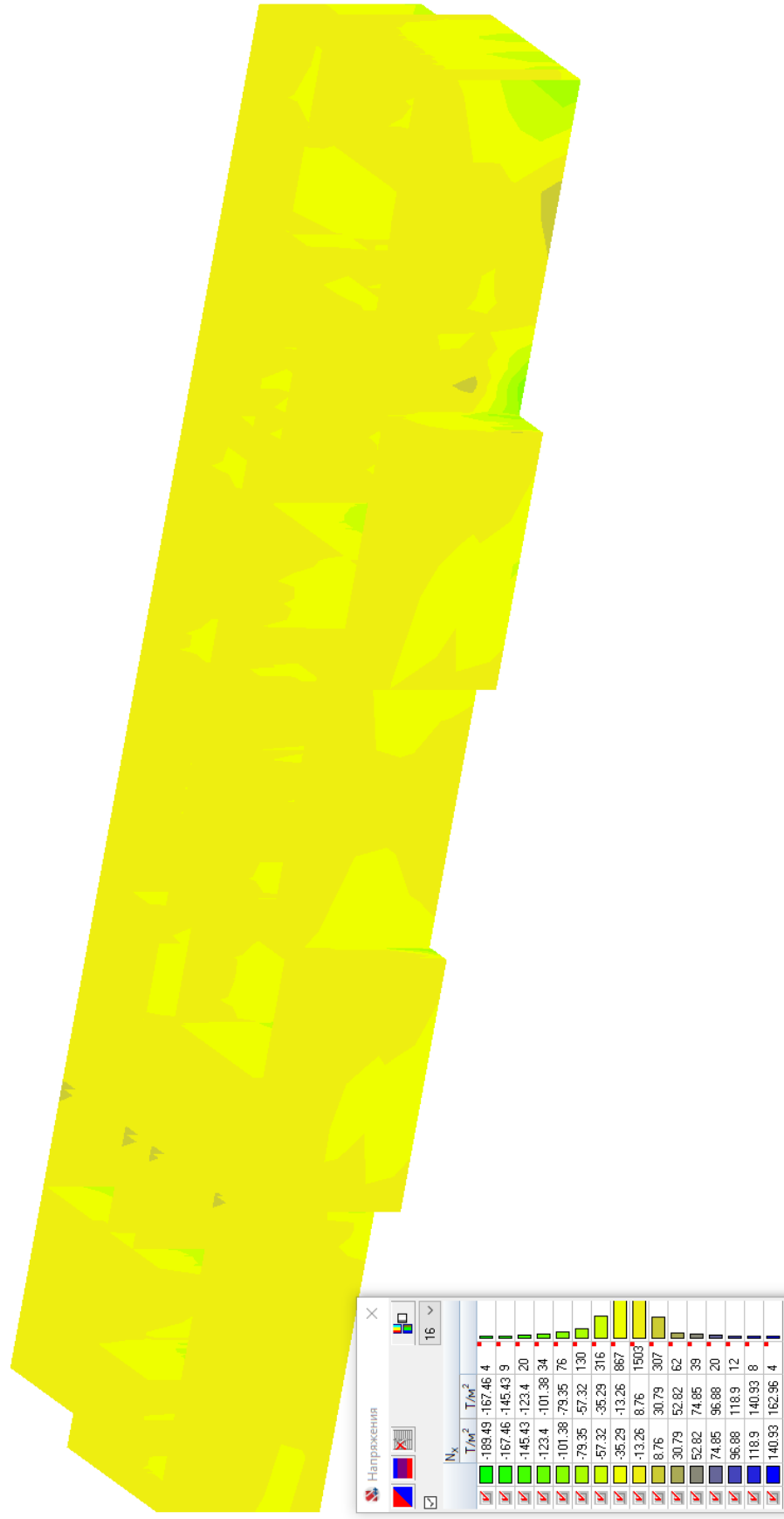


Рис. 1.10. Изополю вертикальных напряжений N_x (в т/м^2) в стенах подвала, первого и второго этажей



Рис. 1.11. Изополю вертикальных напряжений N_y (в T/M^2) в стенах подвала, первого и второго этажей

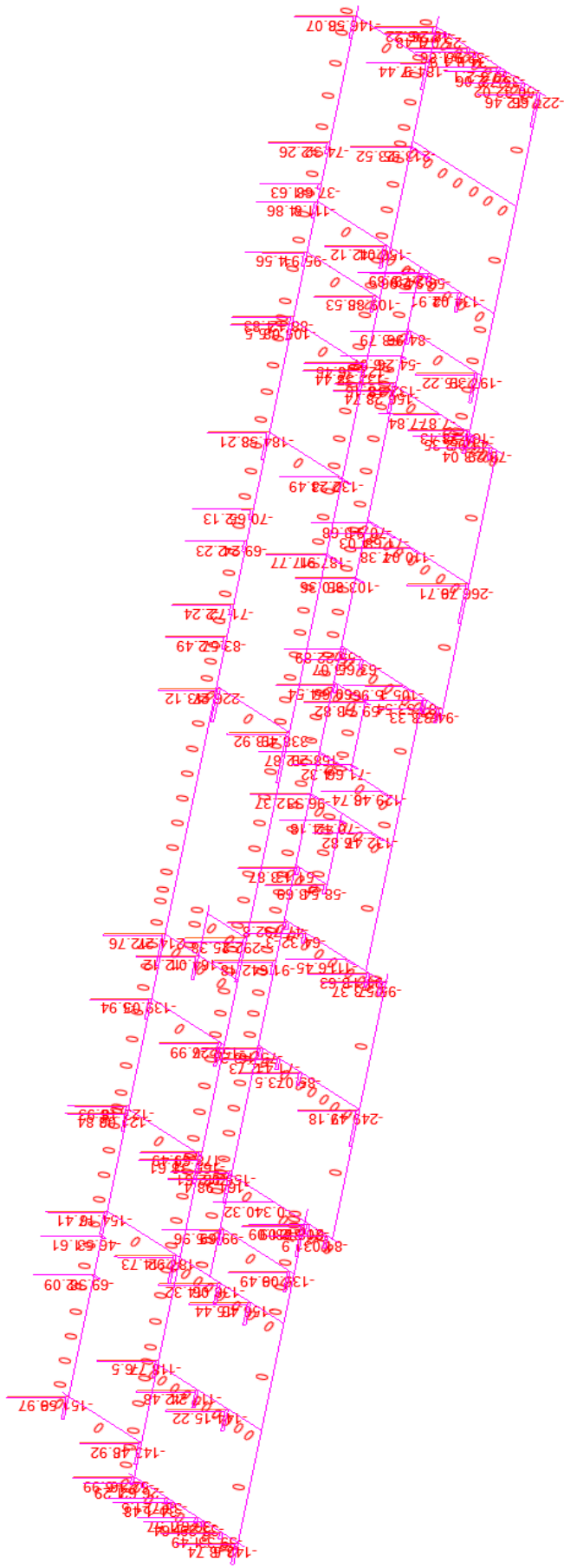


Рис. 1.12. Эпюры продольных усилий N (в Т) в элементах железобетонного ленточного фундамента и сердечниках

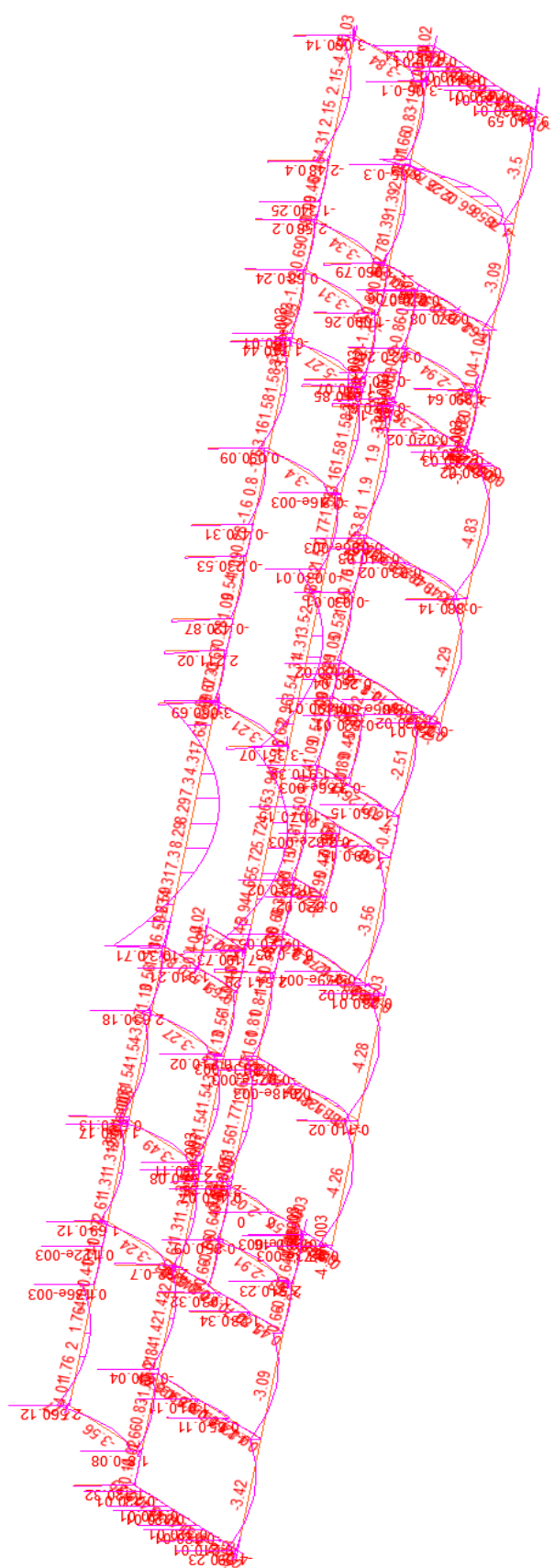


Рис. 1.13. Эпюры изгибающих моментов М (в Т*м) в элементах железобетонного ленточного фундамента и сердечниках

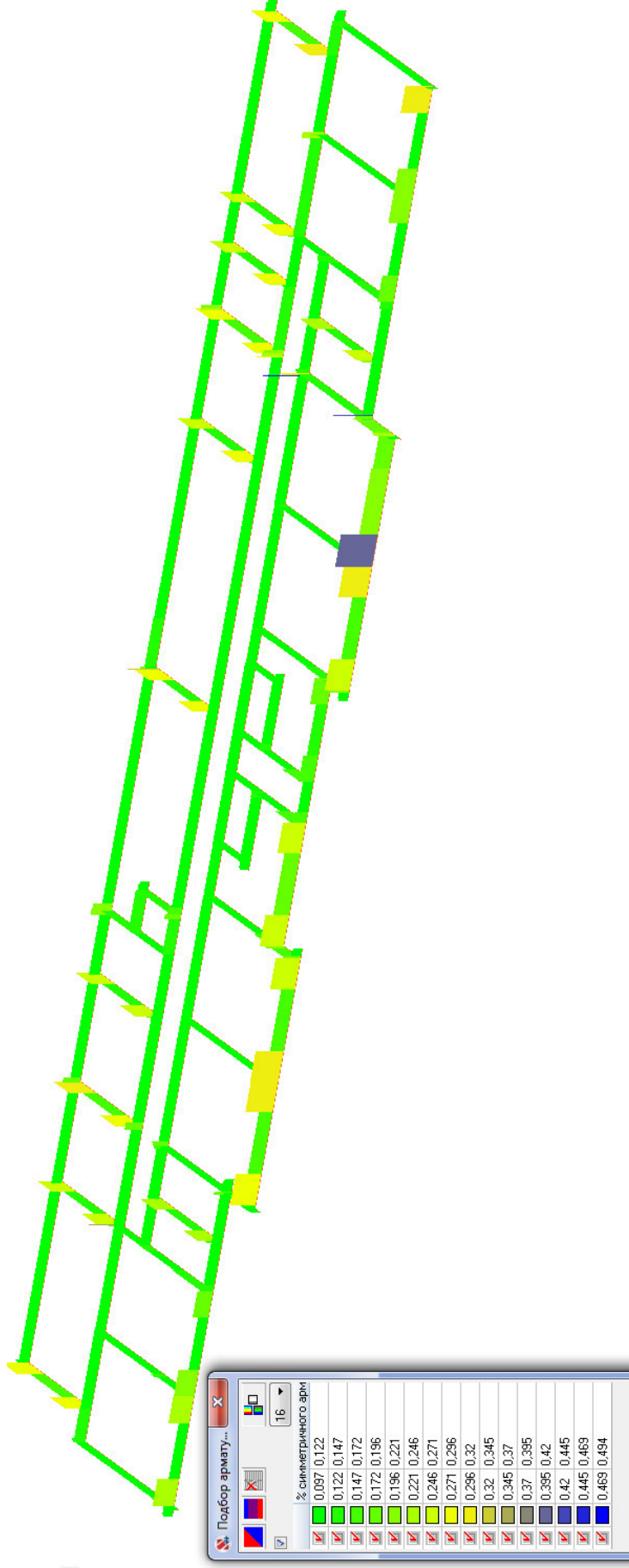


Рис. 1.15. Процент симметричного армирования элементов железобетонного ленточного фундамента

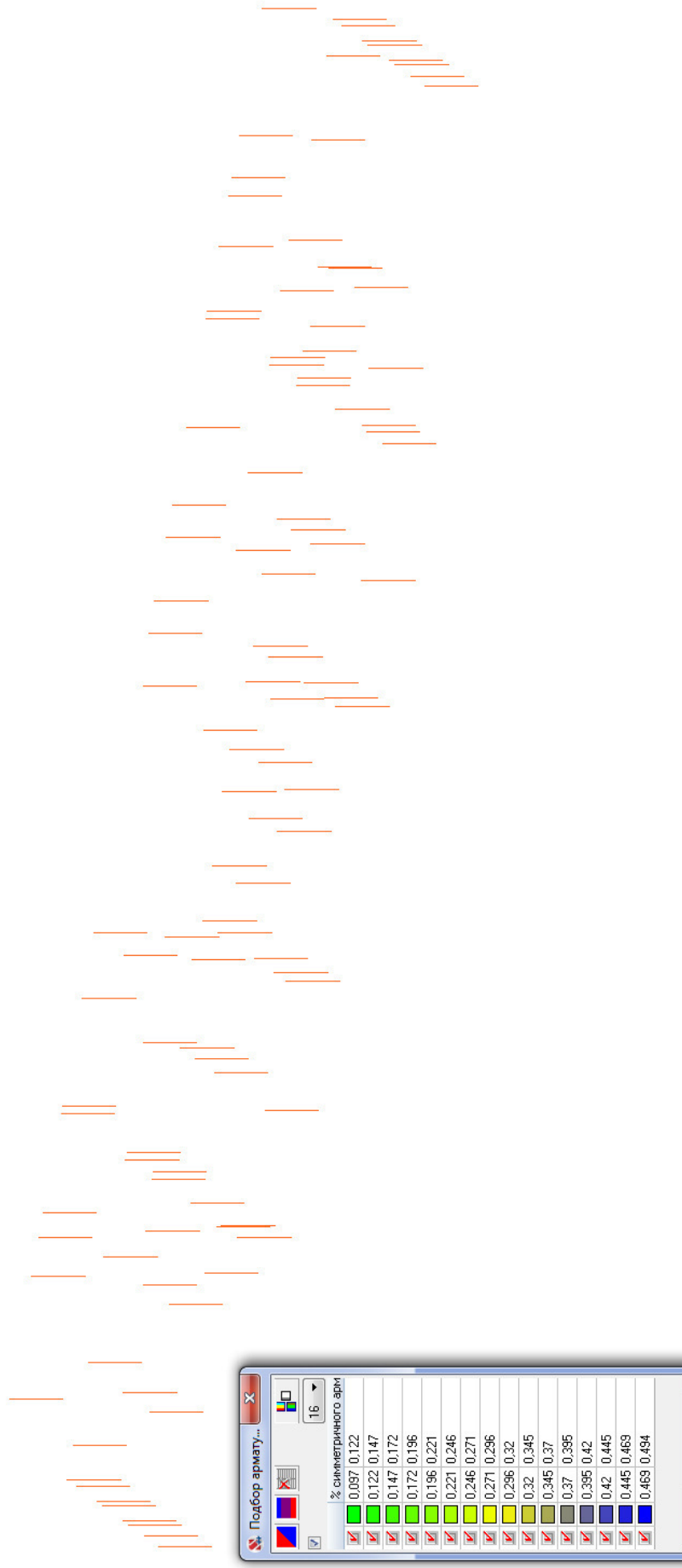


Рис. 1.16. Процент симметричного армирования железобетонных сердечников

ВЫВОДЫ К РАСЧЕТАМ

1. По результатам проведенных статических и динамических расчетов пространственной расчетной схемы детского сада в г. Абакане получены схемы деформирования, изополя перемещений узлов здания от действия постоянных, временных и сейсмических нагрузок. Анализ полученных перемещений показывает, что при действии данных нагрузок максимальные перемещения не превышают предельно допустимых.
2. В результате проведенных расчетов получены изополя максимальных напряжений в элементах пространственной системы здания (стены, перекрытия). Анализ полученных напряжений в кирпичных стенах показывает, что их значения не превышают расчетного сопротивления кирпичной кладки на сжатие.
3. В результате проведенных расчетов получены эпюры усилий N , M и Q в элементах железобетонного ленточного фундамента и сердечников.
4. В результате проведенных расчетов получены изополя требуемого армирования в железобетонном ленточном фундаменте и сердечниках.
Армирование железобетонного ленточного фундамента принимается из 10 стержней $\varnothing 16$ класса А500.
Армирование железобетонных сердечников принимается из 4 стержней $\varnothing 16$ класса А500.
Армирование железобетонных поясов принимается из 4 стержней $\varnothing 12$ класса А500.