

**к.т.н. В. В. Ходыкин,
ГАУ НО «Управление госэкспертизы по Нижегородской
области»**

**инженер И. А. Лапшинов, инженер Н. В. Горячева,
ООО МСК «Мост К», Нижний Новгород**

Расчет и проектирование железобетонных конструкций многоэтажных зданий с учетом кручения в ПК SCAD

Нижний Новгород – 2018

УДК 69.003.12:691.32

Фактическое состояние и перспективные направления развития нормативной базы железобетона

Александр Сергеевич ЗАЛЕСОВ, доктор технических наук, профессор

Сергей Алексеевич ЗЕНИН, кандидат технических наук

НИИЖБ им. А. А. Гвоздева ОАО «НИЦ «Строительство», 109428 Москва, 2-я Институтская ул., 6, корп. 5,
e-mail: lab01@mail.ru

В настоящее время расчеты железобетонных конструкций выполняются в различных программных комплексах, реализующих метод конечных элементов. При этом в разных программах существуют различные подходы к моделированию конструктивных решений железобетонных конструкций, что порой приводит к различным результатам. Представляется весьма полезным разработать нормативные рекомендации по конечно-элементному моделированию железобетонных конструкций, содержащие унифицированные правила моделирования.

Причины появления крутящего эффекта в пространственных конструкциях зданий

1. Возникновение крутящего момента из-за большого эксцентриситета. Неправильное распределение конструктивных элементов жесткости в плане. Несовпадение геометрического центра фигуры приложения ветровой нагрузки и центра масс (жесткости) плана несущей системы.

2. Резонансное отношение жесткости несущей системы при поступательном перемещении и изгибном кручении. Неограниченное отношение первого периода собственных колебаний при кручении к первому периоду собственных колебаний при поступательном движении конструкций.

3. При расчете в ПК SCAD на воздействие ветра учитывается корреляция пульсаций давления по поверхности сооружения и корреляция реакции по собственным формам. Распределение пульсационной составляющей ветровой нагрузки по поверхности сооружения в общем случае принимается неравномерным, что позволяет получить колебания по крутильным собственным формам, которые всегда присутствуют в пространственной задаче. Определяется как квазистатическая составляющая, так и резонансная составляющая колебаний сооружения.

4. Нормативные случайные эксцентриситеты приложения ветровой нагрузки и геометрического центра тяжести (ЕВРОКОД, СП 14.13330.2011).

5. Дополнительные крутящие моменты от стесненного кручения ядра жесткости.

Подходы к проектированию зданий с кручением

«... при проектировании многоэтажных зданий следует принимать такую расстановку вертикальных диафрагм (связей) жесткости, чтобы первые две формы колебаний характеризовались возвратно- поступательными движениями, без существенного перекоса и закручивания относительно вертикальной оси здания.» (Материалы семинара для специалистов подразделений Главгосэкспертизы с участием специалистов ФГУП «НИЦ «Строительство»)

Вопрос:

«В некоторых руководствах по проектированию рекомендуется избегать решений , где крутильная форма собственных колебаний присутствует в числе первых.

В чем тут дело? Являются ли сооружения с крутильной формой собственных колебаний в чем-то ущербными?

Ответ:

Ничего плохого в такой конструкции нет. Упомянутые рекомендации скорее всего идут от традиции использования плоских расчетных схем, когда фактически пространственный несущий каркас представляли набором плоских рам...» (Перельмутер А. В. Беседы о строительной механике, 2016.)

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. СП 63.13330.2012

Расчет по прочности железобетонных элементов при действии крутящих моментов

Расчет на совместное действие крутящего момента и продольной сжимающей силы
- отсутствует.

Расчет железобетонных элементов по образованию и раскрытию трещин

Расчет железобетонных элементов по образованию трещин, наклонных к
продольной оси элемента при кручении – отсутствует.

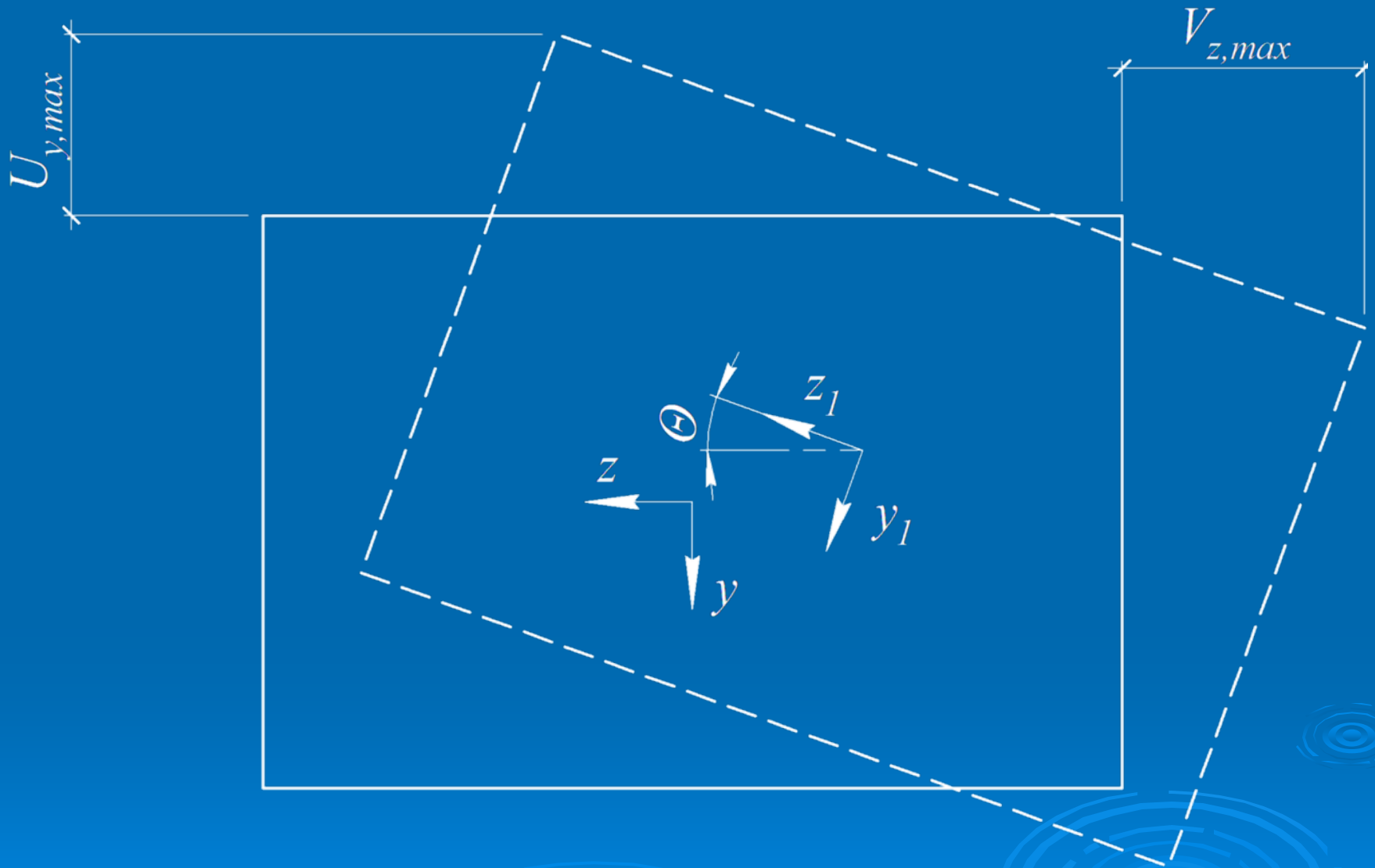
Расчет ширины раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента при
кручении – отсутствует.

Определение крутильных жесткостных характеристик железобетонных элементов
до и после образования трещин – отсутствует.

Расчет железобетонных элементов по деформациям.

Предельные относительные углы закручивания (поворота)- отсутствуют
(СП 20.13330.2011)

Нормируемые параметры деформаций



Перемещение несущей системы от изгиба с поворотом (закручиванием)

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ. СП 63.13330.2012

5.1.2. Расчет бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп производят по напряжениям, усилиям, деформациям и перемещениям... с учетом физической нелинейности (неупругих деформаций бетона и арматуры), возможного образования трещин ...

Физическую нелинейность и анизотропию следует учитывать в определяющих соотношениях, связывающих между собой напряжения и деформации (или усилия и перемещения), а также в условиях прочности и трещиностойкости материала.

В статически неопределимых конструкциях следует учитывать перераспределение усилий в элементах системы вследствие образования трещин и развития неупругих деформаций...

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ СП 63.13330.2012

5.1.2 ... При отсутствии методов расчета, учитывающих неупругие свойства железобетона, или данных о неупругой работе железобетонных элементов допускается производить определение усилий и напряжений в статически неопределимых конструкциях и системах в предположении упругой работы железобетонных элементов. При этом рекомендуется учитывать влияние физической нелинейности путем корректировки результатов линейного расчета на основе данных экспериментальных исследований, нелинейного моделирования, результатов расчета аналогичных объектов и экспертных оценок.

Вилков К.И. Конструкционный керамзитожелезобетон при обычных и сложных деформациях. — М.: Стройиздат, 1984. — 240 с.

Рассмотрено совершенствование и развитие методов расчета конструкционного керамзитожелезобетона при обычных и сложных деформациях. Приведены результаты исследований прочности и жесткости армированных элементов и конструкций из керамзитожелезобетона при действии обычных и сложных силовых факторов. Рассмотрены новые эффективные конструкции, предназначенные для внедрения их в практику проектирования и строительства.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

Табл.50, ил.68, список лит.: 125 назв.

Печатается по решению секции литературы по строительным конструкциям редакционного совета Стройиздата

Рецензент: проф. К.П.Деллос.

Испытание железобетонных конструкций на кручение в лаборатории кафедры ЖБК ГИСИ им. Чкалова (ННГАСУ)

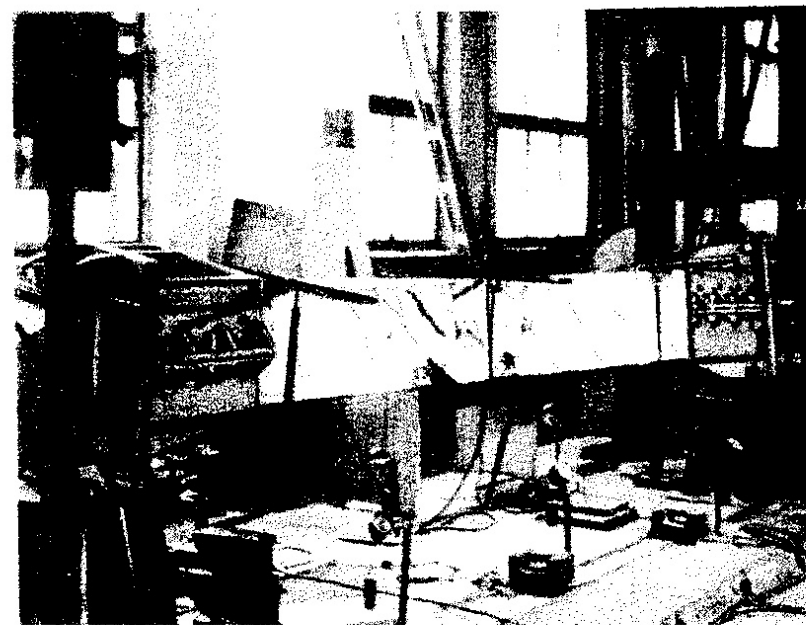
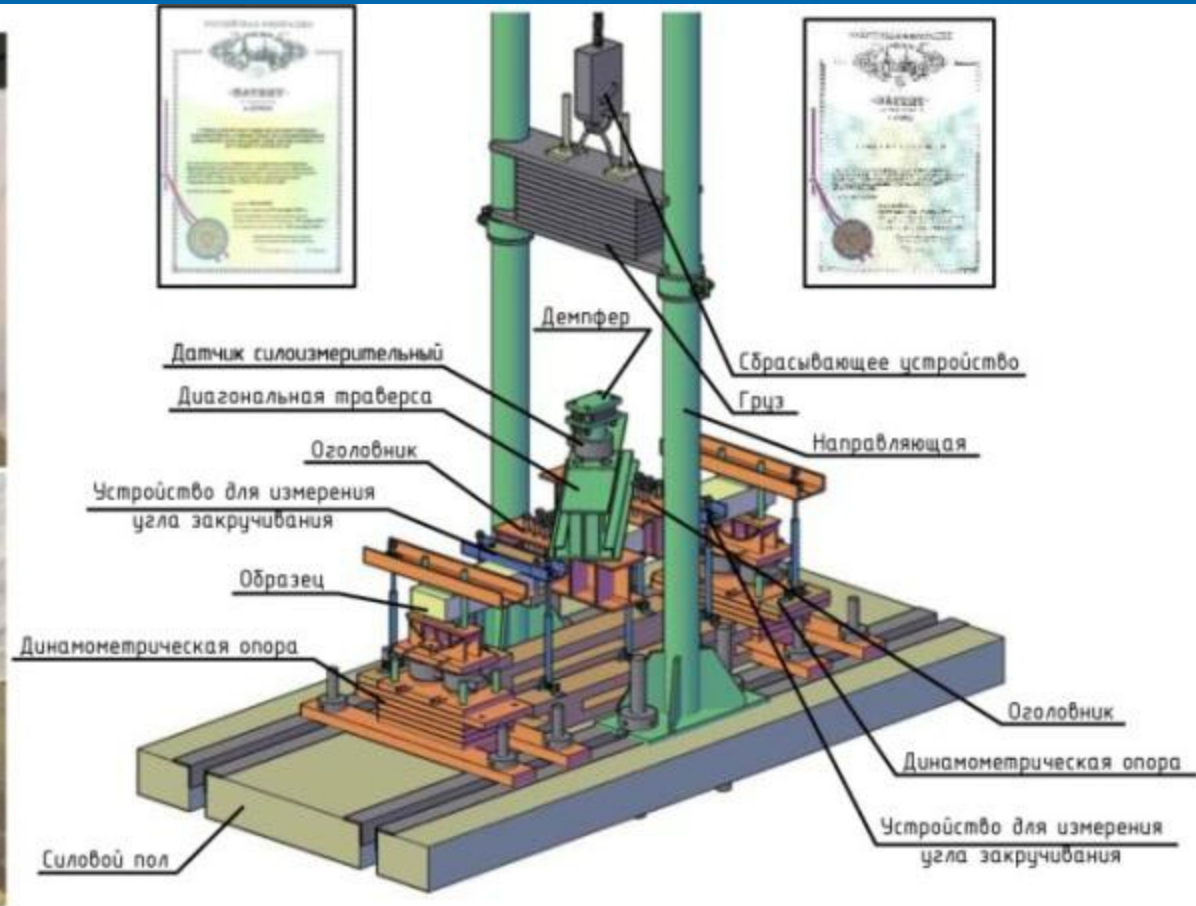


Рис.44. Общий вид установки-стенда с испытываемой балкой на изгиб с кручением

Испытание железобетонных конструкций на кручение в Томском государственном архитектурно-строительном университете (ФГБОУВО ТГАСУ)



Разработчик экспериментальной установки С. А. Арзамасцев

Экспериментальные исследования железобетонных колонн на сжатие с кручением (опыты В. О. Борцова (1999), Р. В. Груздева (2013))

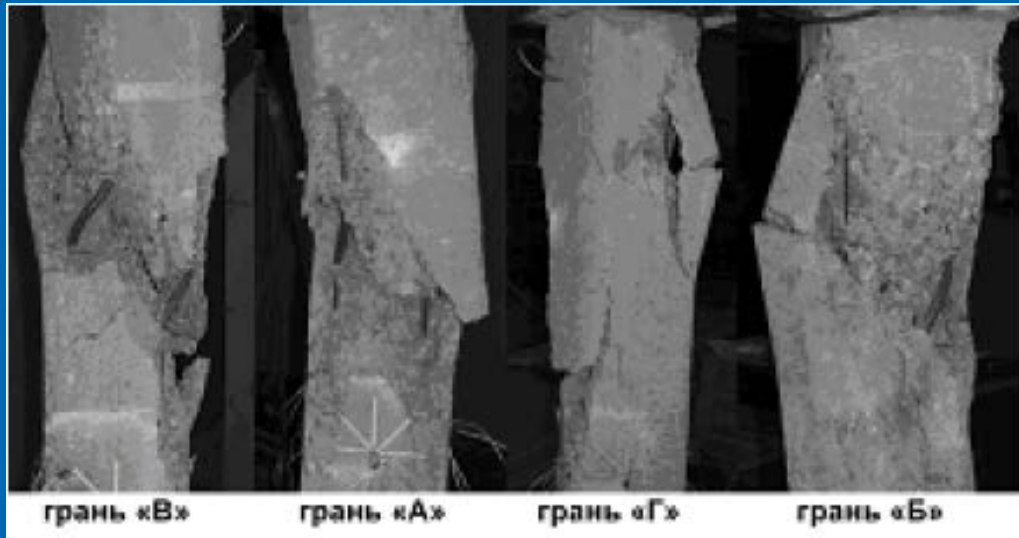


Схема разрушения по типу I. Преобладающее действие продольной силы. Нелинейная работа железобетона и видимые трещины появляются при $T = 0,7 T_{\text{exp}}$. Предельные относительные углы закручивания $0,9$ градуса/м.

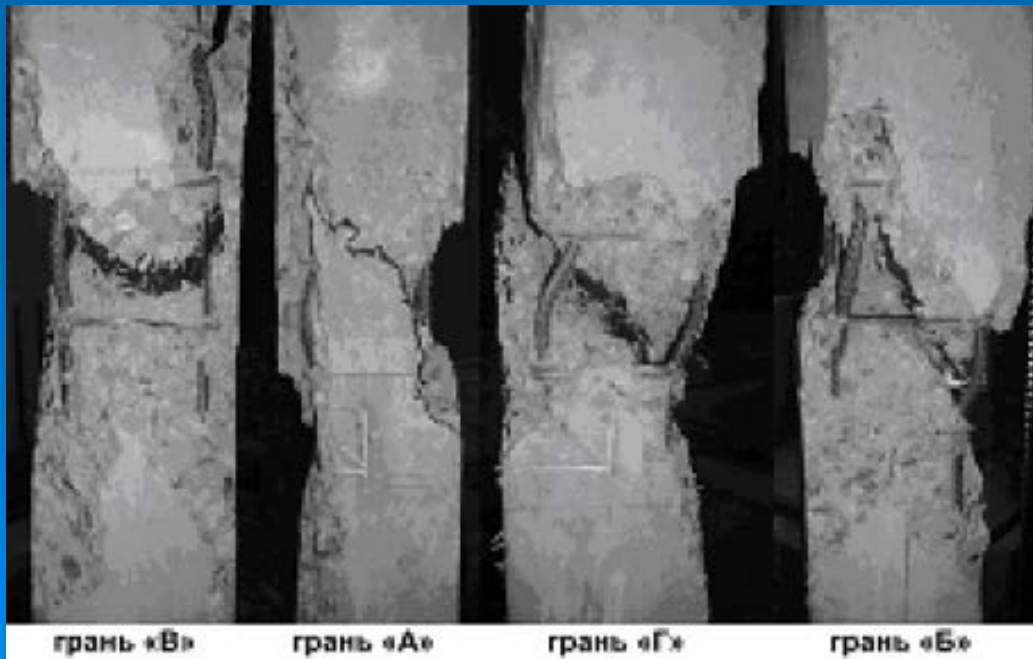


Схема разрушения по типу II. Преобладающее действие крутящего момента. Нелинейная работа железобетона и видимые трещины появляются при $T = 0,35 T_{\text{exp}}$. Предельные относительные углы закручивания $0,5$ градуса/м.

Пограничное соотношение I-II силовых факторов $N_0/T_0 = 70 \text{ м}^{-1}$

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ. СП 63.13330.2012

5.2.1 Расчет бетонных и железобетонных элементов по прочности производят:

- по пространственным сечениям (при действии крутящих моментов), ...- по предельным усилиям .

5.2.14 При расчете железобетонных элементов по прочности пространственных сечений, предельный крутящий момент, который может быть воспринят элементом следует определять как сумму предельных крутящих моментов, воспринимаемых продольной и поперечной арматурой, расположенной у каждой грани элемента. Кроме того, следует производить расчет по прочности железобетонного элемента по бетонной полосе, расположенной между пространственными сечениями...

Расчет по прочности железобетонных элементов при действии крутящих моментов по СП 63.13330.2012

Методика расчета основана на модели А.А. Гвоздева и Н.Н. Лессиг с применением метода предельного равновесия для расчета железобетонных элементов на кручение. В методику СП 63.13330.2012 внесены коррективы. В элементе образуется спиральная трещина, проходящая по трем граням элемента под одинаковым углом к продольной оси элемента. Эта трещина вместе с замыкающей ее сжатой зоной по четвертой грани образует пространственное сечение для расчета.

Расчет по прочности элемента между пространственными сечениями

$$T \leq 0,1 \times R_b \times b^2 \times h$$

Расчет по прочности пространственных сечений

$$T \leq T_{sw} + T_s$$

Расчет по прочности пространственных сечений с использованием кривых взаимодействия крутящих и изгибающих моментов

$$T \leq T_0 \sqrt{1 - \left(\frac{M}{M_0}\right)^2}$$

Расчет по прочности пространственных сечений с использованием кривых взаимодействия крутящих моментов и поперечных сил

$$T \leq T_0 \left(1 - \frac{Q}{Q_0}\right)$$

Расчет сжатого пилона в программе «Арбат», $T=0$ тм

Экспертиза колонны

Расчет выполнен по СП 63.13330.2012

Сечение

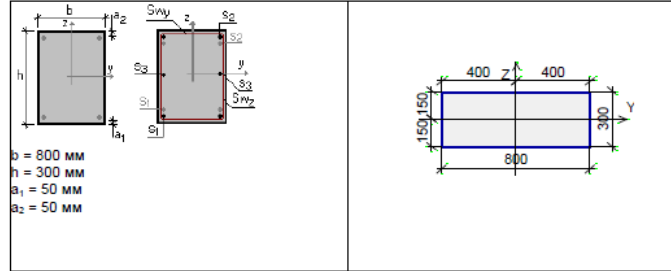


Схема участков

Заданное армирование

Участок	Длина (м)	Арматура	Сечение
1	2,4	$S_1 - 3\varnothing 10$ $S_2 - 3\varnothing 10$ Поперечная арматура $2\varnothing 6$, шаг поперечной арматуры 200 мм	

Нагрузки

Загружение 1

Тип: постоянное

Коэффициент надежности по нагрузке: 1

Коэффициент длительной части: 1

N	240 Т	T	0 Т*м
M_{x1}	2 Т*м	M_{x1}	0 Т*м
Q_{x1}	-0,833 Т	Q_{y1}	0 Т
M_{y2}	0 Т*м	M_{z2}	0 Т*м
Q_{z2}	-0,833 Т	Q_{y2}	0 Т
q_z	0 Т/м	q_y	0 Т/м

Результаты расчета

Участок	Коэффициент использования	Проверка	Проверено по СНИП
1	0,826	Прочность по предельной продольной силе сечения	п. 8.1.18
	0,926	Прочность по предельному моменту сечения	
	0,651	Деформации в сжатом бетоне	пп. 8.1.20-8.1.30
	0,143	Продольная сила при учете прогиба при гибкости $L_0/l > 14$	п. 8.1.15, 7.1.11
	0,02	Прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями	п. 8.1.32, 8.1.34
	0,125	Прочность по наклонному сечению	п. 8.1.33, 8.1.34
	0,087	Предельная гибкость в плоскости XoY	10.2.2
	0,231	Предельная гибкость в плоскости XoZ	10.2.2

Отчет оформлен программой АРБАТ (64-бит), версия: 21.1.5.1 от 08.11.2017

Предельная продольная сила $N=240$ тс

Расчет сжатого пилона в программе «Арбат», $T=0,5$ тсм

Экспертиза колонны

Расчет выполнен по СП 63.13330.2012

Сечение

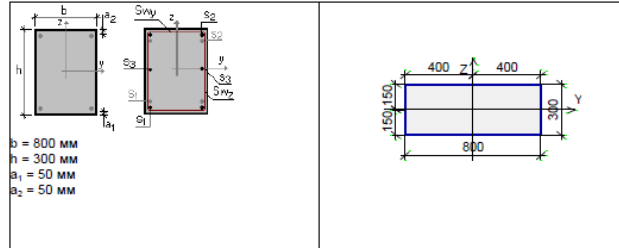


Схема участков

Заданное армирование

Участок	Длина (м)	Арматура	Сечение
1	2,4	S ₁ - 3∅10 S ₂ - 3∅10 Поперечная арматура вдоль оси Z 2∅6, шаг поперечной арматуры 200 мм Поперечная арматура вдоль оси Y 2∅6, шаг поперечной арматуры 200 мм	

Нагрузки

Загружение 1

Тип: постоянное			
Коэффициент надежности по нагрузке: 1			
Коэффициент длительной части: 1			
N	240 Т	T	0,5 Т*м
M _{x1}	2 Т*м	M _{x1}	0 Т*м
Q _{x1}	-0,833 Т	Q _{x1}	0 Т
M _{y2}	0 Т*м	M _{y2}	0 Т*м
Q _{y2}	-0,833 Т	Q _{y2}	0 Т
q _x	0 Т/м	q _y	0 Т/м

Участок	Коэффициент использования	Результаты расчета	
		Проверка	Проверено по СНиП
1	0,826	Прочность по предельной продольной силе сечения	п. 8.1.18
	0,926	Прочность по предельному моменту сечения	
	0,651	Деформации в сжатом бетоне	пп. 8.1.20-8.1.30
	0,143	Продольная сила при учете прогиба при гибкости $L_0/l > 14$	п. 8.1.15, 7.1.11
	0,02	Прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями	п. 8.1.32, 8.1.34
	0,125	Прочность по наклонному сечению	п. 8.1.33, 8.1.34
	0,061	Прочность сечения при воздействии крутящего момента	8.1.37
	0,126	Сопротивление арматуры S1 крутящему моменту	
	0,126	Сопротивление арматуры S2 крутящему моменту	
	0,052	Сопротивление боковой арматуры крутящему моменту	
	0,973	Сопротивление поперечной арматуры SWz крутящему моменту	
	0,973	Сопротивление поперечной арматуры SWy крутящему моменту	
	0,087	Предельная гибкость в плоскости XoY	10.2.2
	0,231	Предельная гибкость в плоскости XoZ	10.2.2

Отчет сформирован программой АРБАТ (64-бит), версия: 21.1.5.1 от 08.11.2017

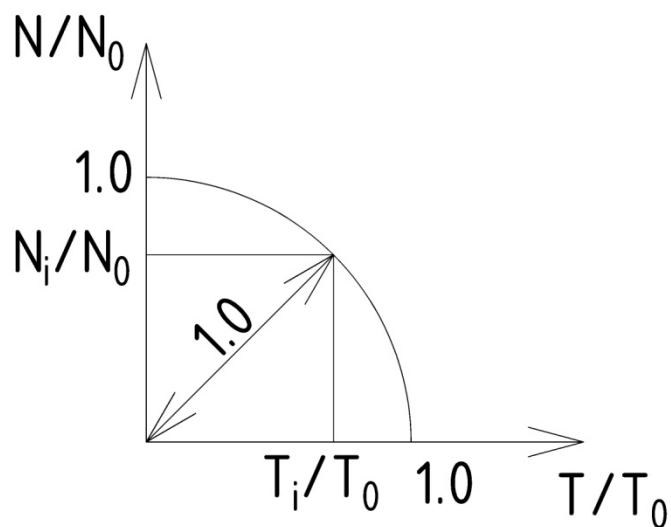
Предельная продольная сила $N=240$ тс

Предельный крутящий момент $T=0,5$ тс м

Предельный крутящий момент по СП 63.13330.2012 $T=2$ тс м

**Расчет на совместное действие крутящего момента и продольной силы
(Предложение по аналогии с расчетом на совместное действие
крутящего и изгибающего моментов по СП 63.13330.2012)**

**Расчет по прочности пространственных сечений на совместное действие
крутящего момента и продольной силы в СП 63.13330.2012 отсутствует.**



$$\left(\frac{N}{N_0}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_0}\right)^2 = 1$$

$$T \leq T_0 \sqrt{1 - \left(\frac{N}{N_0}\right)^2}$$

5. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЕ ЗДАНИЯ.

5.1. Конструктивные схемы, для которых суммарная жесткость изгибного кручения, вычисленная по формуле (2.1-5), равна нулю, недопустимы. На рис. 5.1 приведены примеры принципиально правильной (а) и принципиально неправильных (б), (в) компоновок здания. Величину суммарной жесткости изгибного кручения следует вычислять и в том случае, когда вследствие симметрии конструкций и воздействия расчет на кручение может не производиться, т.к. иначе ошибки, допущенные при разработке проекта (см. например, рис. 5.1, в) могут остаться незамеченными в процессе расчетов.

5.2. Суммарные жесткости несущей системы здания при поступательных перемещениях и закручивании (см. п.2.1.5), должны быть примерно равноценными. Так как жесткости поступательных перемещений и жесткость изгибного кручения имеют различные размерности и не могут быть непосредственно сопоставлены, для оценки следует использовать критерий равноустойчивости, выраженный следующим приближенным равенством:

$$k_y \approx k_z \approx k_0 \quad (5.2-1)$$

где k_y, k_z, k_0 - коэффициенты продольного изгиба по (2.3-20)

Наибольшее и наименьшее значение коэффициентов продольного изгиба не должны отличаться более, чем на 50%

1.020-1/83 0-4 05ПЗ

МАЧ ОТА	ВОЛЫНСКИЙ	ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЕ ЗДАНИЯ	СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
М КОНТ	НАЩЕЛКИНА		Р	1	2
ГА КОСТ	ШАЦ		ЦНИИЭП ТОРГОВО-БЫТОВЫХ ЗААНКИИ ТУРИСТСКИХ МСИ ПЛЕКТОВ		
НАЧ ОТА	ПАВШИН				
ИНЖЕР	СМОЛОНОВ				

Влияние продольного изгиба с достаточной для практических целей точностью можно оценить, умножив суммарные моменты и момент здания на коэффициенты продольного изгиба η , равные:

$$\eta = \frac{1}{1 - \nu/\nu_{кр}} \quad (2.3-20)$$

где ν - безразмерный параметр вертикальной нагрузки;
 $\nu_{кр}$ - критическое значение этого параметра.

Не допускается проектирование несущих систем, для которых значения коэффициента продольного изгиба превышает 2,5.

Величины безразмерных параметров вертикальных нагрузок, соответствующих поступательным и крутильной формам деформации пространственной несущей системы здания, вычисляются по формулам:

$$\nu_y = \frac{H^2 \cdot \Sigma P_i \cdot c}{D_y} ; \quad \nu_z = \frac{H^2 \cdot \Sigma P_i \cdot c}{D_z}$$

$$\nu_{\alpha} = \frac{H^2 \cdot \Sigma P_i (y_i^2 + z_i^2) \cdot c}{D_{\alpha}} \quad (2.3-21)$$

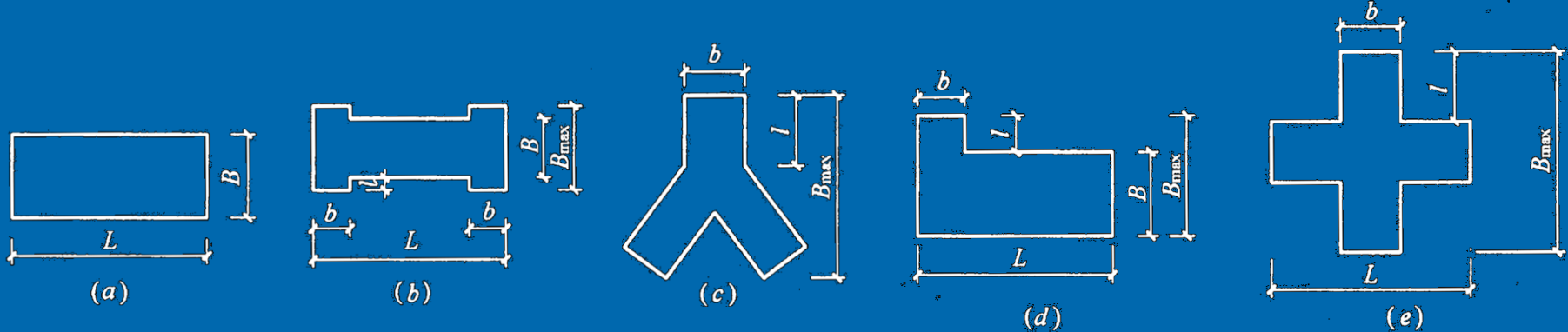
где ΣP_i - суммарная вертикальная нагрузка здания;
 D_y, D_z, D_{α} - суммарные жесткости несущей системы здания (см. п. 2.1.5);
 H - высота здания;
 c - коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона и принимаемый по п 4 24 СНиП II-21-75.

При вычислении суммарной вертикальной нагрузки ΣP_i , а также величины $\Sigma P_i (y_i^2 + z_i^2)$, учитываются нагрузки всех несущих элементов (диафрагм и колонн) каркаса.

При равномерном распределении вертикальных нагрузок по перекрытиям в плане можно принимать:

$$\Sigma P_i (y_i^2 + z_i^2) = \frac{\Sigma P_i}{F} (J_y + J_z) \quad (2.3-22)$$

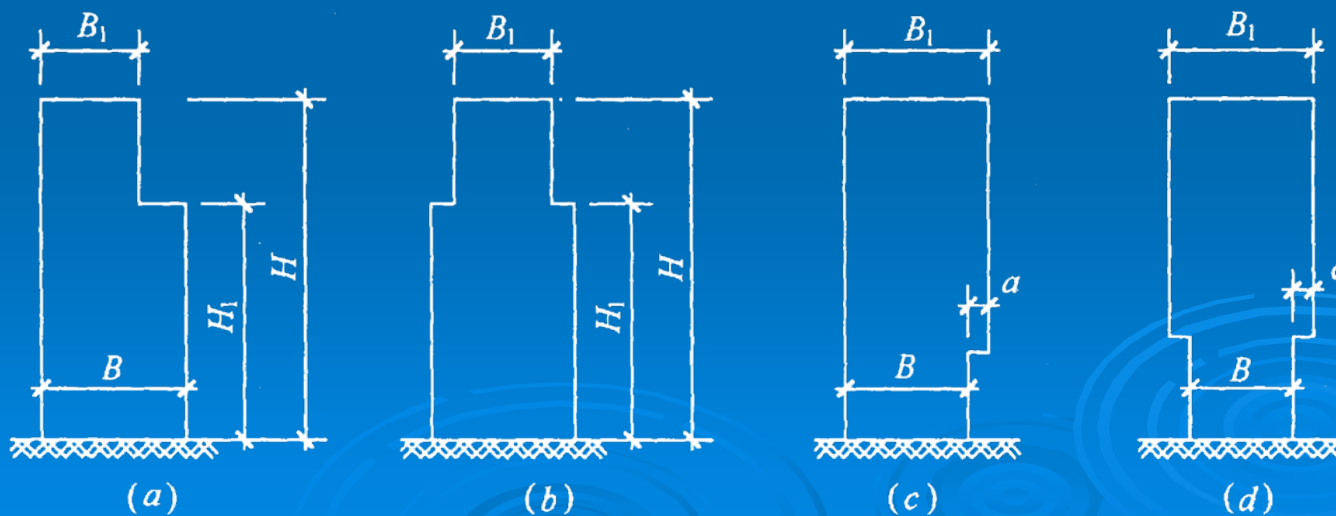
1.020-1/83.0-4 02ПЗ



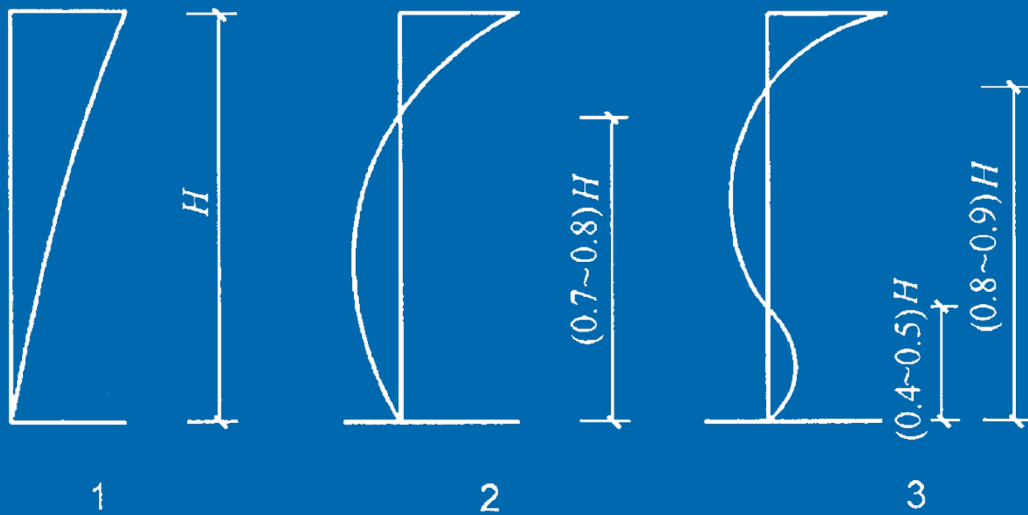
Правильные формы поперечных сечений зданий

Пределы L и l

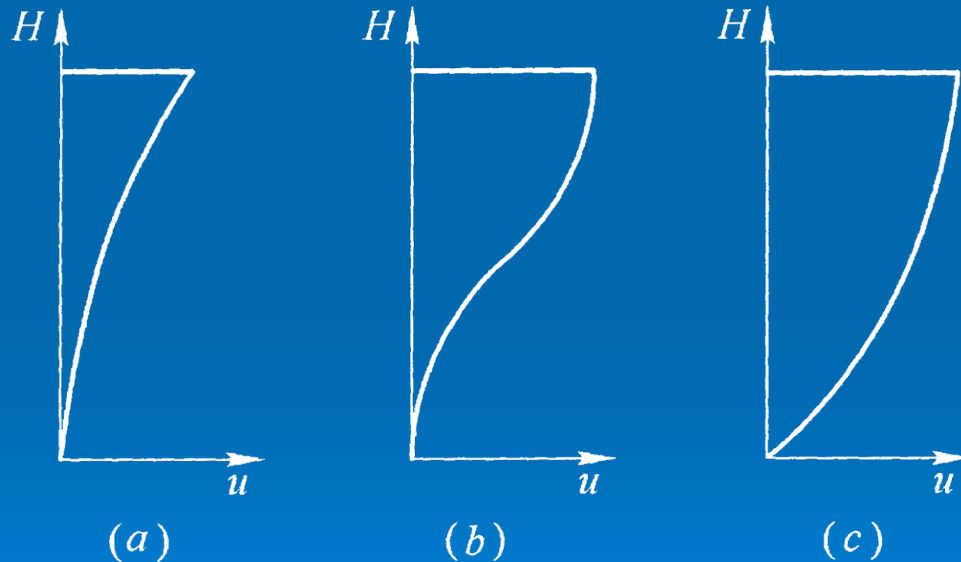
Сейсмостойкий уровень	L/B	l/B_{max}	l/b
6, 7-й уровни	$\leq 6,0$	$\leq 0,35$	$\leq 2,0$
8, 9-й уровни	$\leq 5,0$	$\leq 0,30$	$\leq 1,5$



Правильные формы профилей зданий



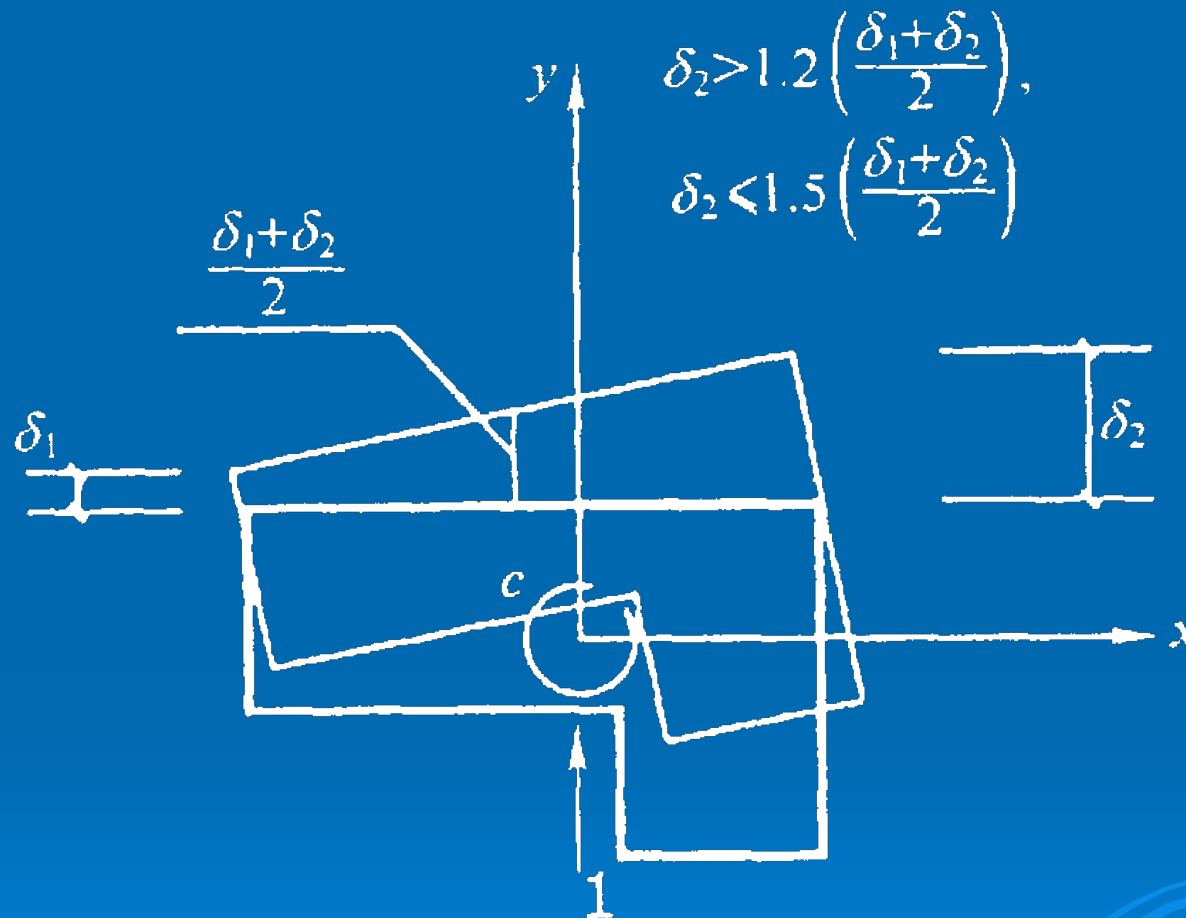
Рекомендуемые формы колебаний монолитных зданий



Рекомендуемые формы перемещений монолитных зданий

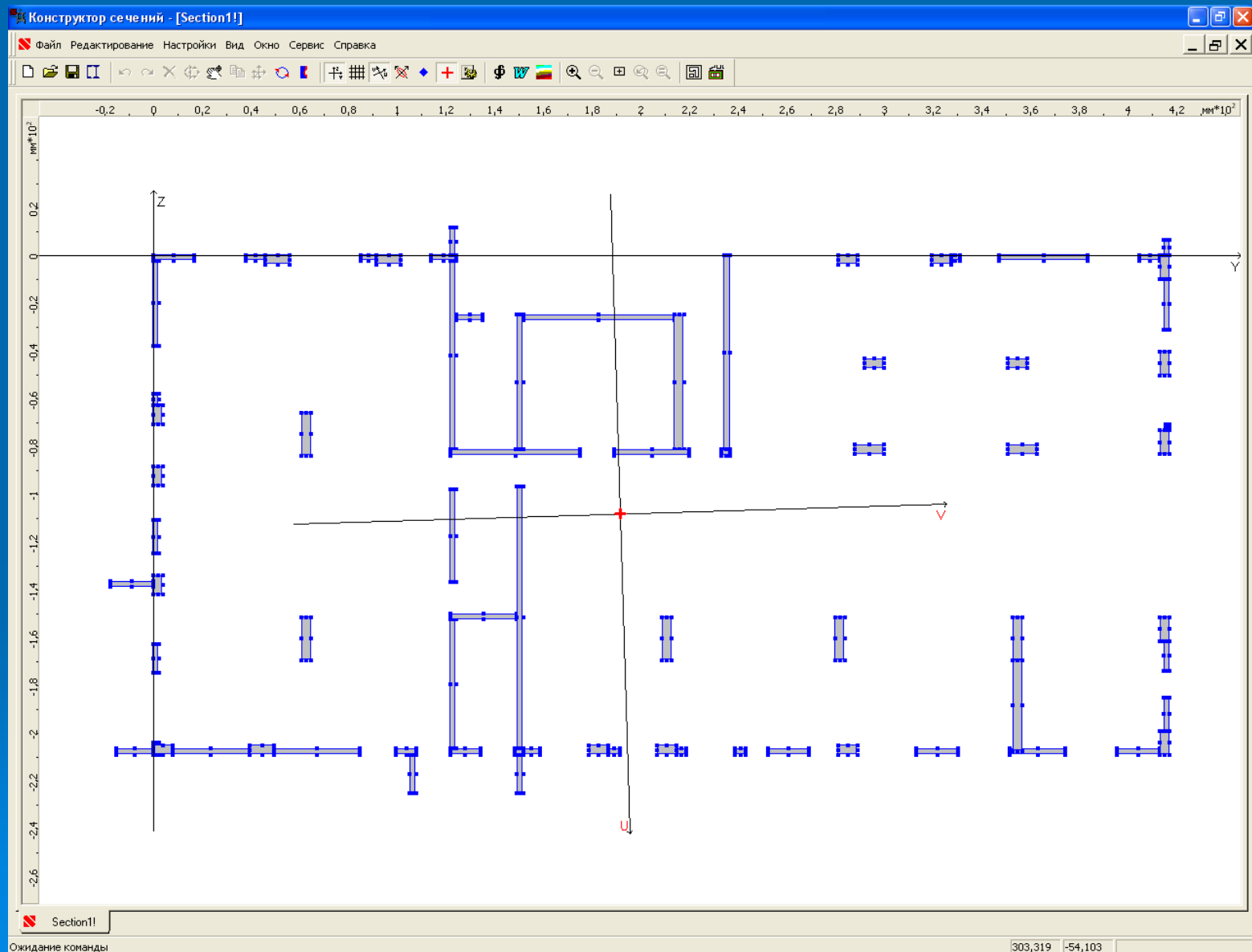
(Проектирование многоэтажных и высотных железобетонных сооружений //
 Главный редактор Чжан Вэйбинь. Перевод с китайского, 2010.)

Рекомендации по конструированию каркасов зданий на кручение



Предельные деформации кручения строительных конструкций в плане

План конструктивных элементов жесткости 30-ти этажного жилого комплекса «Парус», Г. Нижний Новгород



Геометрические характеристики

	Параметр	Значение	Единицы измерения
A	Площадь поперечного сечения	42,251	см ²
a	Угол наклона главных осей инерции	-88,248	град
I _y	Момент инерции относительно центральной оси Y1 параллельной оси Y	2373,87	см ⁴
I _z	Момент инерции относительно центральной оси Z1 параллельной оси Z	6568,835	см ⁴
I _t	Момент инерции при свободном кручении	1,167	см ⁴
i _y	Радиус инерции относительно оси Y1	7,496	см
i _z	Радиус инерции относительно оси Z1	12,469	см
W _{u+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси U	286,934	см ³
W _{u-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси U	312,517	см ³
W _{v+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси V	194,779	см ³
W _{v-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси V	205,13	см ³
I _u	Максимальный момент инерции	6572,762	см ⁴
I _v	Минимальный момент инерции	2369,942	см ⁴
i _u	Максимальный радиус инерции	12,473	см
i _v	Минимальный радиус инерции	7,489	см
y _m	Координата центра масс по оси Y	19,183	см
z _m	Координата центра масс по оси Z	-10,829	см
I _p	Полярный момент инерции	8942,705	см ⁴
i _p	Полярный радиус инерции	14,548	см
W _p	Полярный момент сопротивления	353,388	см ³

Рекомендации по расчету динамики сооружений

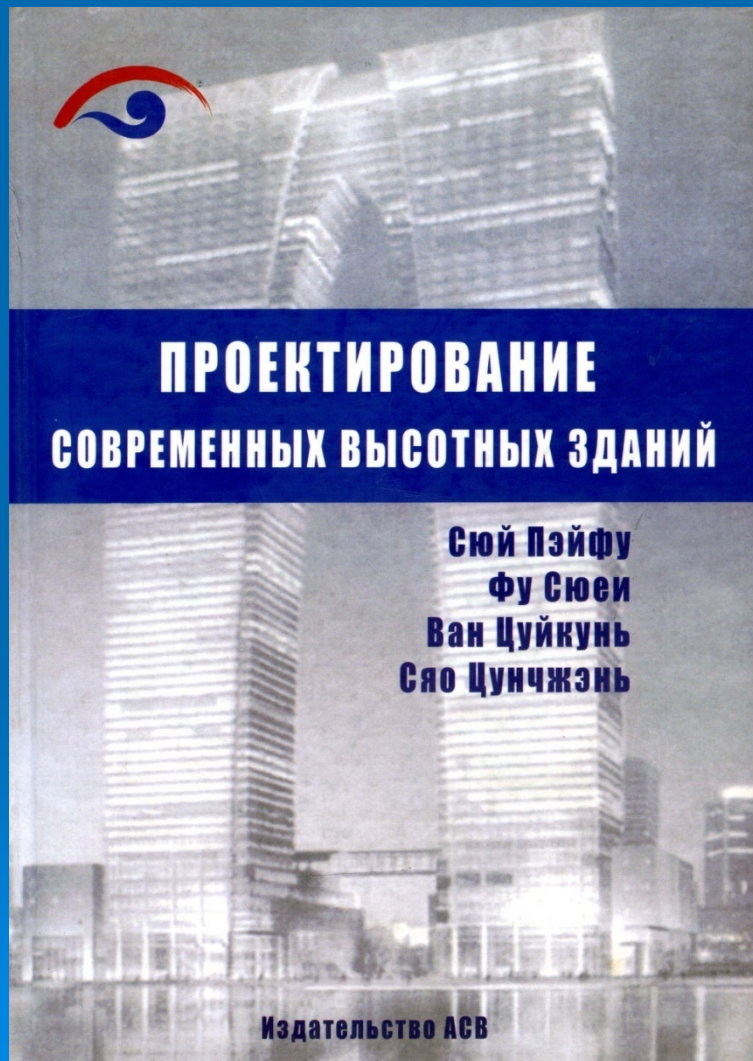
• Ограничение крутящего эффекта

Расположение конструкции в плоскости должно ограничивать эффект закручивания. Бедствия от землетрясений показали, что отклонение плоскости, конструкции со слабыми антикрутящими жесткостями, эксцентриситетами массы и жесткости приводят к серьезным разрушениям при сейсмических воздействиях. Результаты опытов на некоторых макетах с применением виброплощадок также показали, что крутящий эффект может привести к серьезным разрушениям конструкций.

Эффект закручивания конструкции ограничивается двумя способами.

Неправильность распределения конструкции в плане. Возникновение большого крутящего момента из-за большого эксцентриситета. «Технической инструкцией по проектированию конструкций высотных зданий» определены верхние и нижние пределы эффекта закручивания по высоте здания уровня A , по высоте здания уровня B , комбинированных конструкций и высотных зданий со сложной конструктивной схемой. При расчете крутящего момента необходимо учитывать влияние случайных эксцентриситетов. Верхние пределы составляют 1,4 высоты здания уровня B комбинированных конструкций и высотных зданий со сложной конструктивной схемой.

Жесткость при кручении конструкции не должна быть слишком малой. Главная задача – ограничение отношения первого периода собственного колебания T_1 при кручении конструкции к первому периоду собственного колебания T_1 при поступательном движении конструкции. Когда два периода приблизительно равны, крутящий эффект заметно повышается из-за влияния колебаний. При проектировании планов высотных зданий необходимо обращать внимание на уменьшение эксцентриситета из-за несимметричности здания и разных значений конструктивных жесткостей, а также на уменьшение отношения конструктивных периодов T_1/T_1 . Крутящий момент конструкции зависит не только от децентрации e/r , но и от увеличения энергии крутящего момента из-за большого отношения периодов. Чтобы в дальнейшем понять важность влияния отношения периода к крутящему моменту, на рис. 3.3.3 показана схема зависимости $\theta r/u$ от T_1/T_1 . Комплексно выражено отношение периодов T_1/T_1 и соответствующее влияние крутящих моментов от децентрации e/r . Если отношение периода T_1/T_1 меньше 0,5, то соответствующие крутящие эффекты $\theta r/u$ обычно маленькие (θ – угол закручивания и r – поворотный радиус, θr – перемещение от центра тяжести из-за крутящего эффекта является поворотным радиусом, u – перемещение центра тяжести), если эксцентриситет жесткости большой, децентрация e достигает $0,7r$, соответствующая величина крутящего эффекта только 0,2. Если отношение периода T_1/T_1 больше 0,85, соответственные крутящие эффекты $\theta r/u$ резко увеличиваются, если эксцентриситет жесткости очень маленький, децентрация e равна $0,1r$; когда отношение периода T_1/T_1 равно 0,85, соответственная величина крутящего эффекта достигает 0,5. Отсюда ви-



ПРОЕКТИРОВАНИЕ СОВРЕМЕННЫХ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

Сюй Пэйфу
Фу Сюеи
Ван Цуйкунь
Сяо Цунчжэнь

Издательство АСВ

дим, что при проектировании в сейсмических районах должны приниматься мероприятия по уменьшению отношения периода T_i/T_1 для придания конструкции необходимых крутящих жесткостей. Если отношение периода T_i/T_1 не удовлетворяет верхнему пределу нормы, то должно регулироваться расположение элементов, которые воспринимают горизонтальные силы.

Отношение периодов T_i/T_1 , жесткость на кручение K_t , боковая жесткость K_b , крутящая инерта m , и масса m связаны следующим образом:

$$\frac{T_i}{T_1} = \frac{2\pi\sqrt{m_i/K_t}}{2\pi\sqrt{m_i/K_1}} = \sqrt{\frac{m_i K_1}{m_i K_t}} \quad (3.3.1)$$

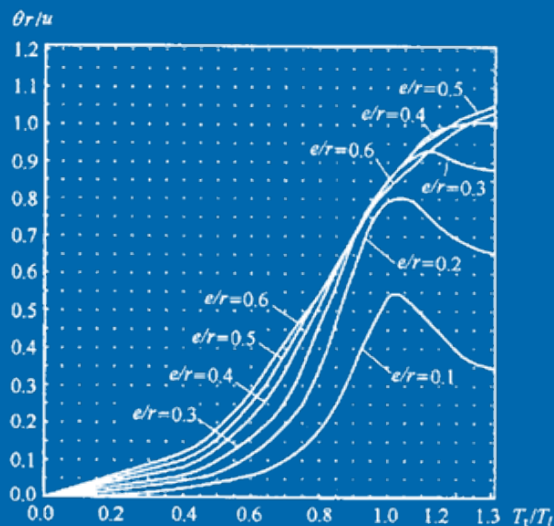


Рис. 3.3.3. Диаграмма $\theta r/u - T_i/T_1$

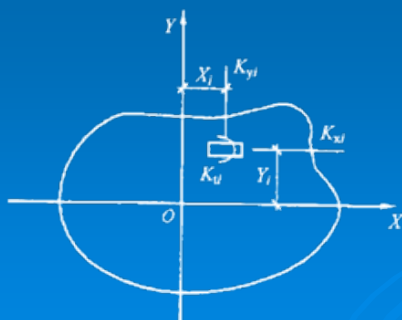


Рис. 3.3.4. Схема вертикальной жесткости

Между жесткостью конструкции на кручение K_t и вертикальной жесткостью K_{ix} по направлению x , вертикальной жесткостью K_{iy} по направлению y и жесткостью на кручение элементов конструкции K_{xi} существуют следующие отношения:

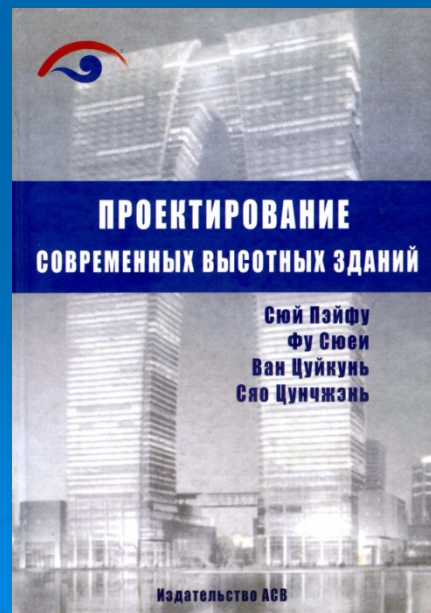
$$K_t = \sum (K_{xi} y_i^2 + K_{yi} x_i^2 + K_{ii}); \quad (3.3.2)$$

$$K_{ix} = \sum K_{xi};$$

$$K_{iy} = \sum K_{yi}. \quad (3.3.3)$$

Из формул (3.3.1), (3.3.2), (3.3.3) видно, что при рациональном расположении конструкций, при увеличении отношения K_t к K_1 можно уменьшить величину T_i/T_1 , при этом влияние крутящего эффекта уменьшится. Для некоторых конструкций (например, конструкции галерейных переходов и т.д.) еще нужно обратить внимание на то, что большое отношение инерционной массы m_i к массе m приводит к увеличению отношения периодов T_i/T_1 .

При расчете крутящего эффекта обычно используют линейно-упругий анализ. Как показывает опыт, когда в отдельных элементах, подверженных кручению, при больших деформациях возникают трещины или разрушения, крутящий момент конструкции увеличивается дальше, это увеличение намного больше, чем при упругом анализе. Поэтому при расчете крутящего момента лучше использовать нелинейно-упругий анализ.



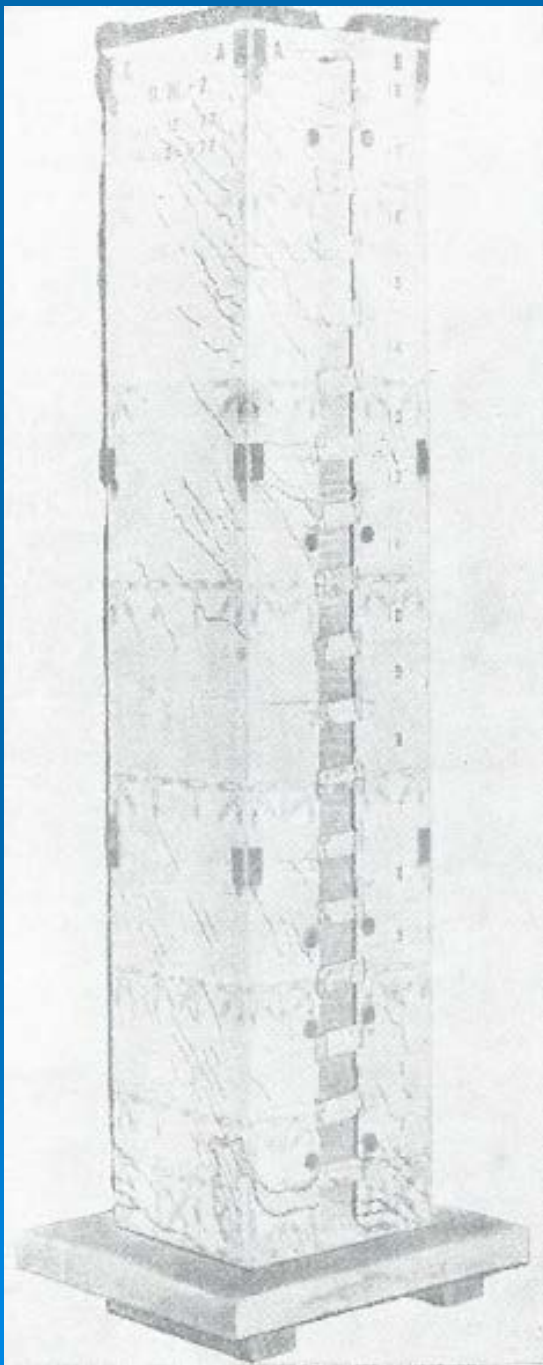
Предпосылки расчетов ядродиафрагмовых несущих систем на кручение.

(Научная школа П. Ф. Дроздова)

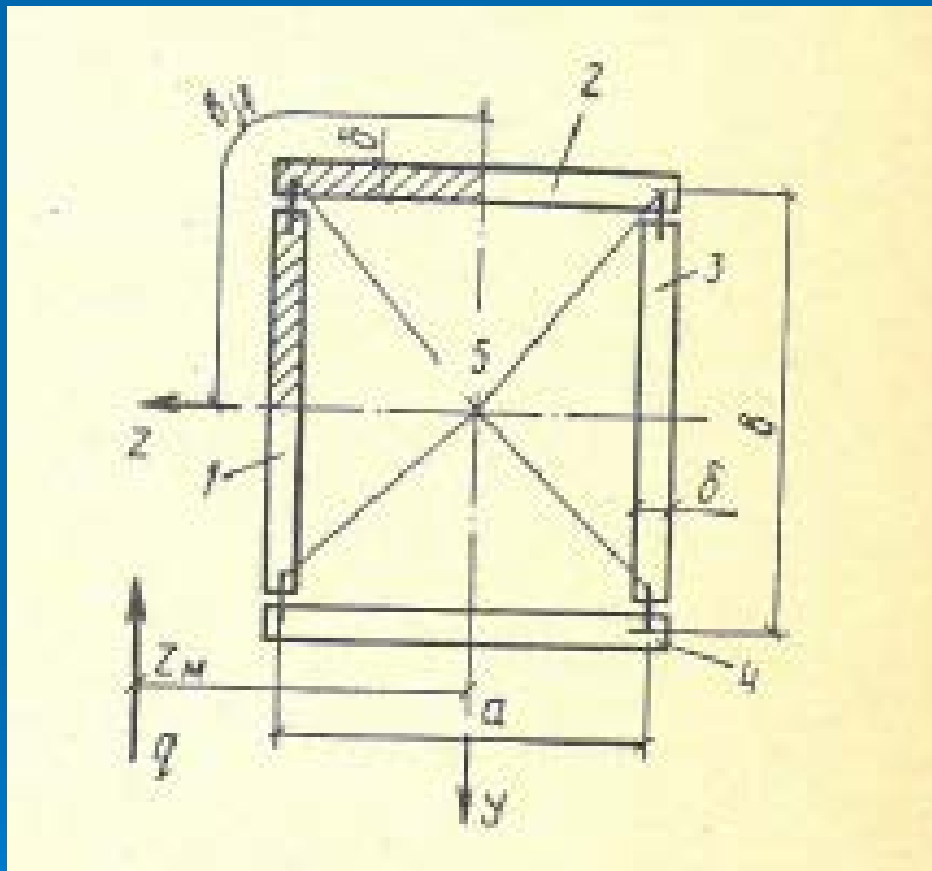
1. Ядро оказывает сопротивление изгибу и практически не оказывает сопротивление чистому кручению.
2. Поскольку ядро имеет форму сечения, близкую к квадрату, собственная секториальная жесткость ядра мала в сравнении с секториальной жесткостью всей системы относительно общего центра жесткости.
3. Диафрагмы жесткости не сопротивляются чистому кручению.
4. Ядра и диафрагмы в соответствии с действительной конструкцией здания жестко защемлены в основании.
5. Изменение податливости связей уменьшает зону распространения депланации по высоте ядра, увеличивая зону чистого кручения ядра.
6. От действия вертикальной нагрузки возникает дополнительное кручение ядра жесткости.

Железобетонная модель ядра жесткости после испытания на сжатие, изгиб и кручение.

Лаборатория кафедры ЖБК МИСИ.



Расчетная схема замкнутого ядра с разделением замкнутого контура на столбы прямоугольного сечения с введением фиктивных связей с характеристикой податливости S (по П.Ф. Дроздову)



1-4 -столбы, образованные условной разрезкой;
5 – фиктивные швы.

Момент инерции при свободном кручении монолитного ядра жесткости 27- этажного жилого дома №1 в ж.к. «Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород, размером 5 на 6,2 м. (программа «Тонус» ,SCAD).

$$I_t = 33 \text{ м}^4$$

Момент инерции при свободном кручении монолитного ядра жесткости 27- этажного жилого дома №1 в ж.к. «Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород, размером 5 на 6,2 м., Податливость связей $s=0$.

$$I_t = 0,6 \text{ м}^4$$

Учет усадки бетона в монолитных ядрах и диафрагмах жесткости сложной конфигурации

Открытые поверхности бетона следует надежно предохранять от испарения воды (СП 70.13330.2012). На величину усадки бетона и возможное образование трещин влияют состав бетонной смеси, ее подвижность, армирование, класс бетона и геометрические размеры конструкции.

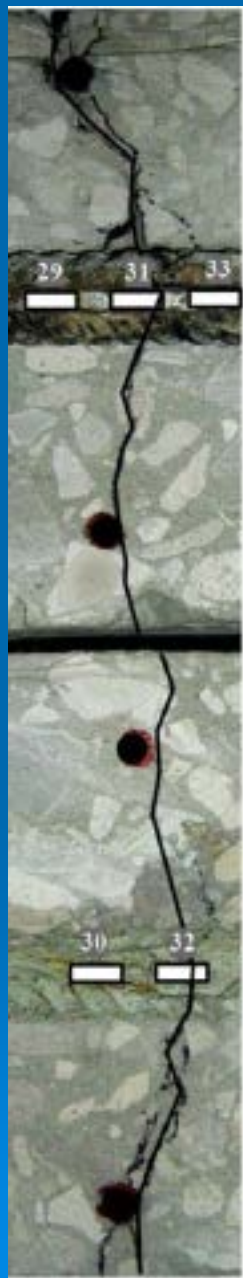
$$A_s = \frac{R_{bt} \times b \times h_0}{E_s \left(\varepsilon_{b,sh} - \frac{R_{bt}}{\vartheta_{bt}} \times E_b \right)}$$

Для вертикальных монолитных конструкций зданий Н. Новгорода толщиной 200 мм из бетона В25, с армированием горизонтальными стержнями из арматуры А500С в два ряда:

$$A_s = 1,55 \times 1 \times 0,18 / 200000 \times (0,0014 - 1,55 / 0,5 \times 30000) = 10 \text{ см}^2$$

Предельные значения относительных деформаций усадки бетона приняты по СНБ 5.03.01-02.

Минимальный диаметр горизонтального армирования монолитных ядер и диафрагм без образования трещин 10 мм.



РАСЧЕТ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ РАЗВИТИЯ ДЕФОРМАЦИЙ УСАДКИ



Рис. 4. Схема образования усадочных трещин в балках через 29 сут после окончания ухода за бетоном перекрытия

Рис. 3. Схема образования усадочных трещин на верхней поверхности плиты через 25 сут после окончания ухода за бетоном перекрытия

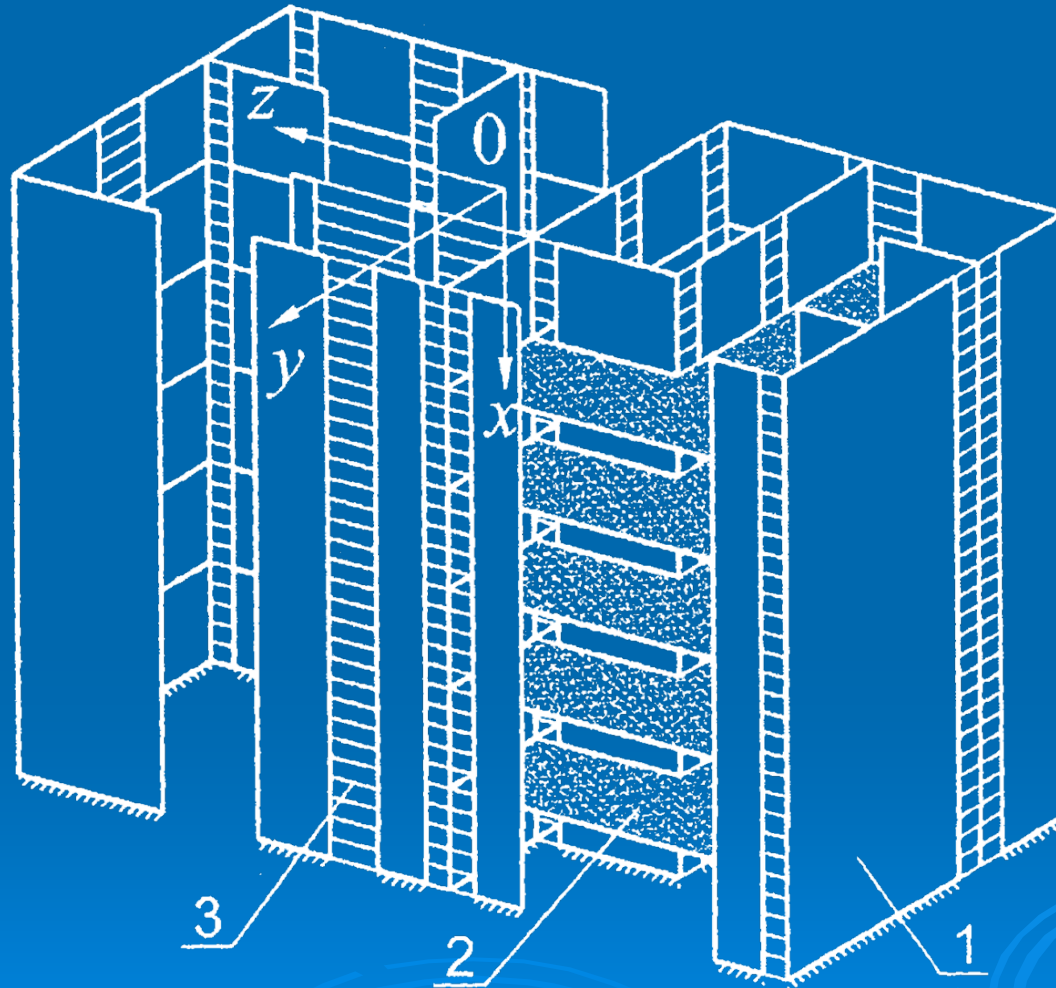
[8—10]. Поскольку получение полных данных о начальном составе бетонной смеси, влажности и температуре твердения с достаточной достоверностью весьма затруднительно, предполагалось, что бетон твердеет при относительной влажности менее 40 %, а подвижность смеси характеризуется осадкой конуса более 10 см. Деформация усадки на бесконечности по времени ухода за бетоном до возраста 7 сут составляет $\epsilon_{sh,n}(\infty, 7) = 0,0004$. Принимая модуль открытой поверхности для балок равным 10, расчетное значение предельных деформаций усадки составит

$$\epsilon_{sh,s}(\infty, t_w) = 0,00043 \cdot 0,66 \cdot 1,14 = 0,0003235, \quad (1)$$

а закон изменения деформаций усадки во времени примет вид

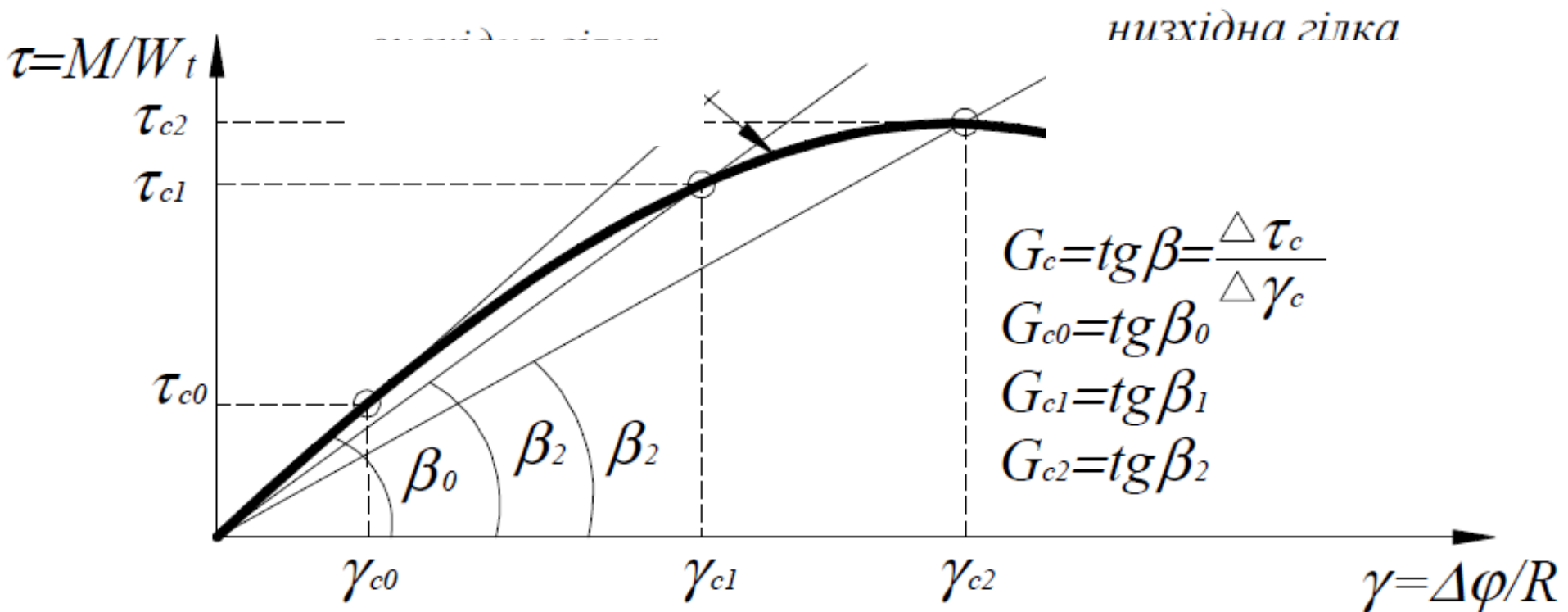
$$\epsilon_{sh}(t, 7) = 32,35 \cdot 10^{-5} \left(1 - e^{-0,004(t-7)}\right). \quad (2)$$

Рекомендуемая конструктивная модель рамно-связевого каркаса монолитного здания с учетом физической нелинейности



Дискретно-континуальная модель сложной пространственной несущей системы
1 – консольные тонкостенные стены; 2 – перекрытия; 3 – связи сдвига

Предложения по учету жесткости железобетонных элементов после образования трещин на кручение (физическая нелинейность).

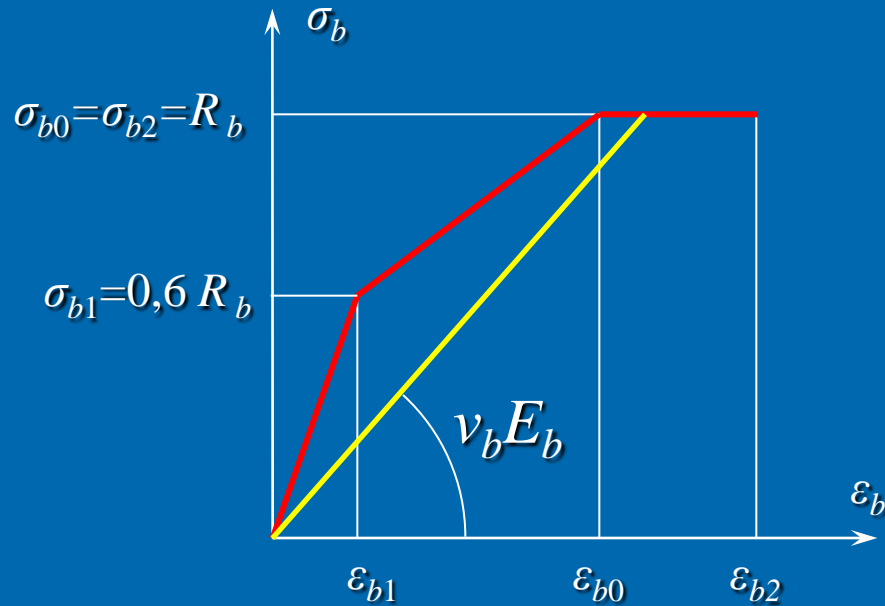


Общий вид диаграммы деформирования бетона при чистом кручении (Эксперименты Азизова Т. Н. и Вильдановой Н. Р., 2012)

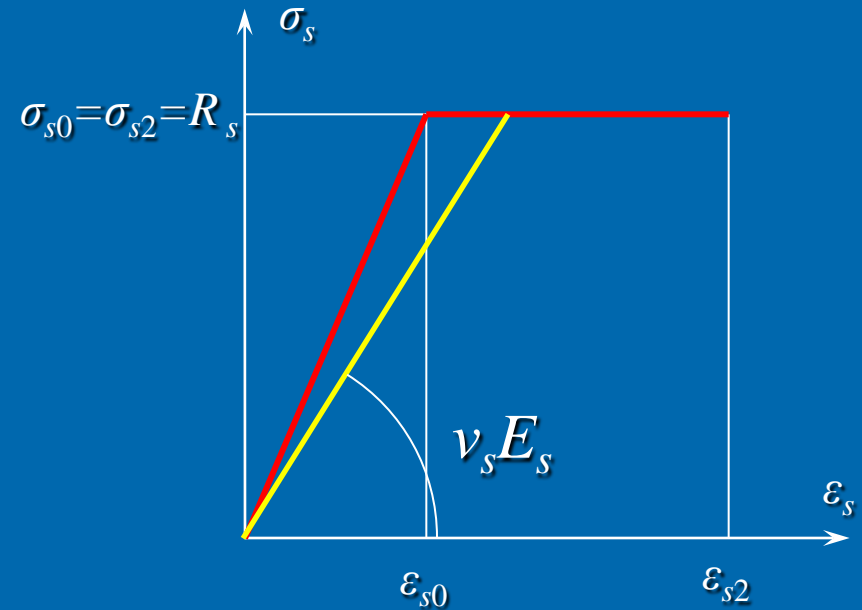
$G_{red} = \vartheta_{bt} \times G_b$ ϑ_{bt} — коэффициент упругости бетона при чистом кручении.

Учет жесткости железобетонных сечений при изгибе СП 63.13330.2012

Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения



Трёхлинейная диаграмма состояния сжатого бетона

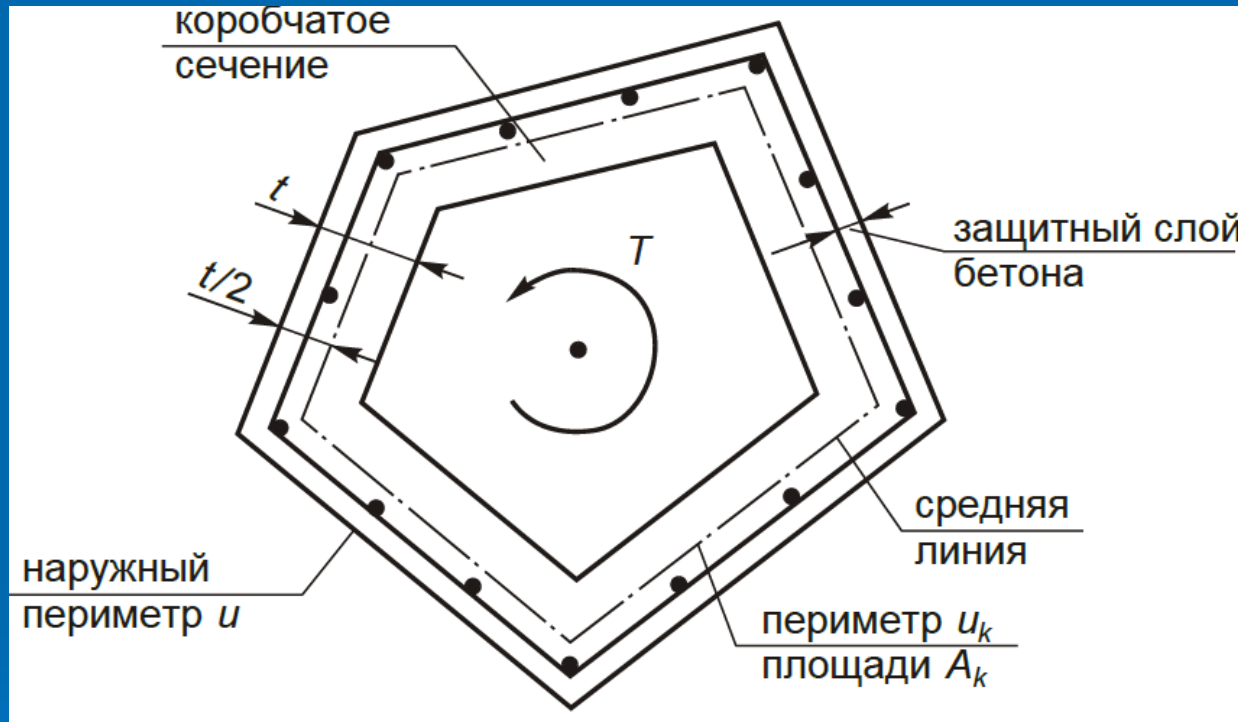


Двухлинейная диаграмма состояния растянутой (сжатой) арматуры

8.1.23 ...Значения коэффициентов ν_{bi} и ν_{si} определяют как соотношение значений напряжений и деформаций для рассматриваемых точек соответствующих диаграмм состояния бетона и арматуры, принятых в расчете, деленное на модуль упругости бетона E_b и арматуры E_s (при двухлинейной диаграмме состояния бетона - на приведенный модуль деформации сжатого бетона $E_{b,red}$).

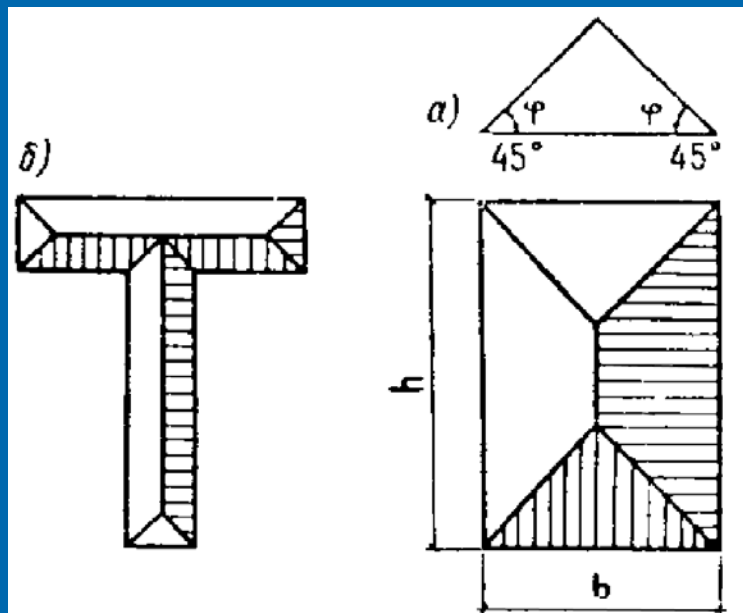
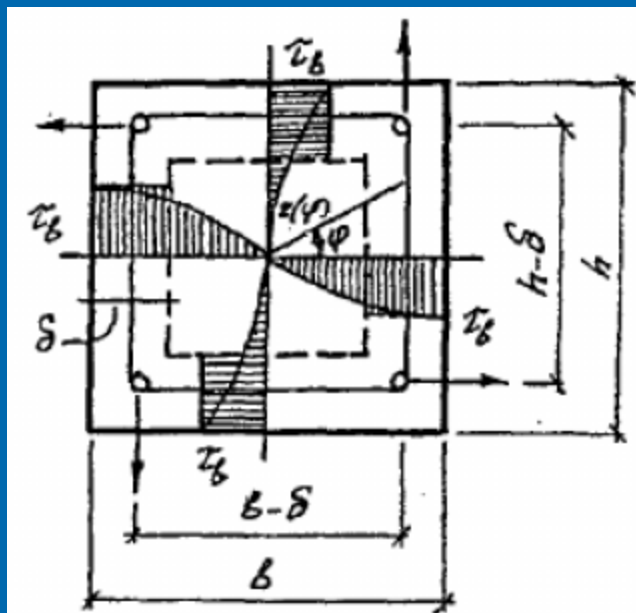
Предложения по учету жесткости сечений при кручении

Схема сечения элемента, подвергнутого кручению
(СНБ 5.03.01-02, Еврокод 2)



$$\theta = \frac{T}{G_{red} \times I_t}$$

Предложения по учету жесткости сжатых сечений при кручении



Определение момента сопротивления при пластическом кручении по пособию к СНиП 2.03.01-84

$$W_{t,pl} = \frac{b^2(3h - b)}{6}$$

Дополнительная жесткость на кручение от сжимающей силы

$$C_r = 0,4 \times \vartheta_b \times E_b \times \beta \times (h - 2t) \times (b - 2t)^3$$

Коэффициент учитывающий влияние трещин на деформации сдвига по пособию к СП 63.13330.2012, п. 4.28

$$\varphi_{срс} = 4,0$$

Предложения по учету жесткости железобетонных элементов после образования трещин на кручение (физическая нелинейность).

Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2

6.4.2. Оценка крутящих моментов

Если при проектировании рамной конструкции необходимо учесть кручение, крутящие моменты можно определить в ходе расчета упругих деформаций при помощи жесткости на кручение (GC), которая определяется следующим образом:

$$G = 0,42E_{cm};$$

C – 0,5 × жесткость на кручение по Сен-Венану для монолитного бетонного сечения

(Примечание: величина коэффициента 0,5 принята на основании опытных результатов).

Для элементов прямоугольного сечения, жесткость на кручение Сен-Венана определяется как $k_1 b^3 d$, где k_1 берется из табл. 6.4; b – общая ширина ($< d$); d – общая высота.

Если сечение элемента не прямоугольное, его следует разбить на ряд прямоугольников и суммировать их жесткость на кручение. Разбиение сечения на прямоугольники необходимо выполнить так, чтобы итоговая жесткость на кручение была максимальной.

Предложение по определению крутящего момента вызывающего образование трещин

4.28 Угол деформации сдвига определяется по формуле

Пособие к СП
63.13330.2012

$$\gamma_x = \frac{1,2Q_x}{Gbh} \phi_b \phi_{crc}, \quad (4.55)$$

где Q_x – поперечная сила в сечении x от действия внешней нагрузки;

Образование наклонных трещин соответствует выполнению условия

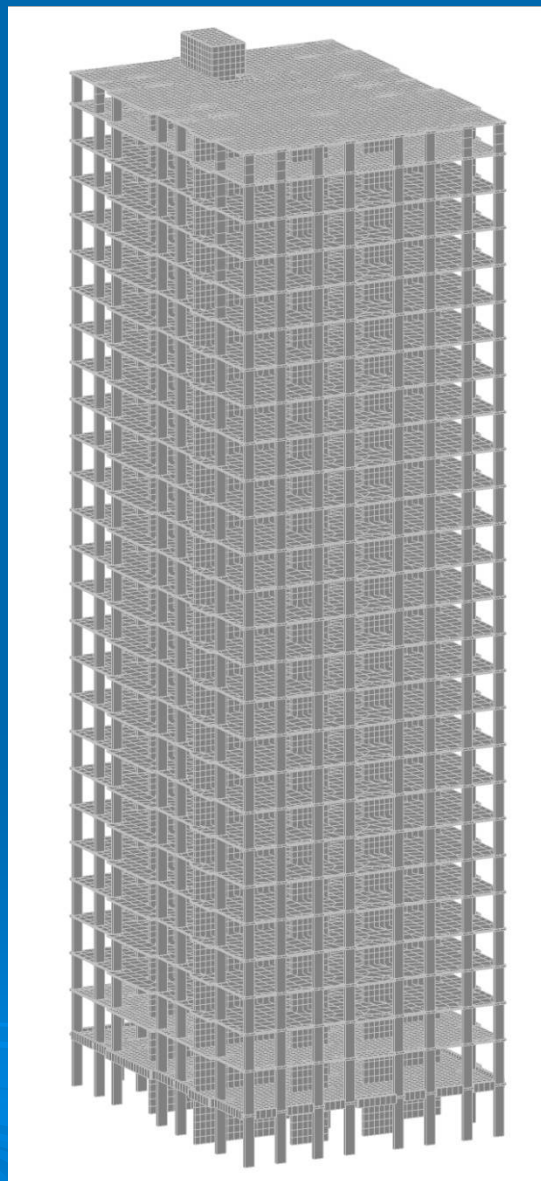
$$Q > 0,5R_{bt,ser}bh_0. \quad (4.57)$$

$$T_{crc} = \left(\frac{R_{b,ser} \times R_{bt,ser}}{R_{b,ser} + R_{bt,ser}} \right) \times \left(\frac{A^2}{u} \right),$$

A – полная площадь сечения внутри его наружного периметра;

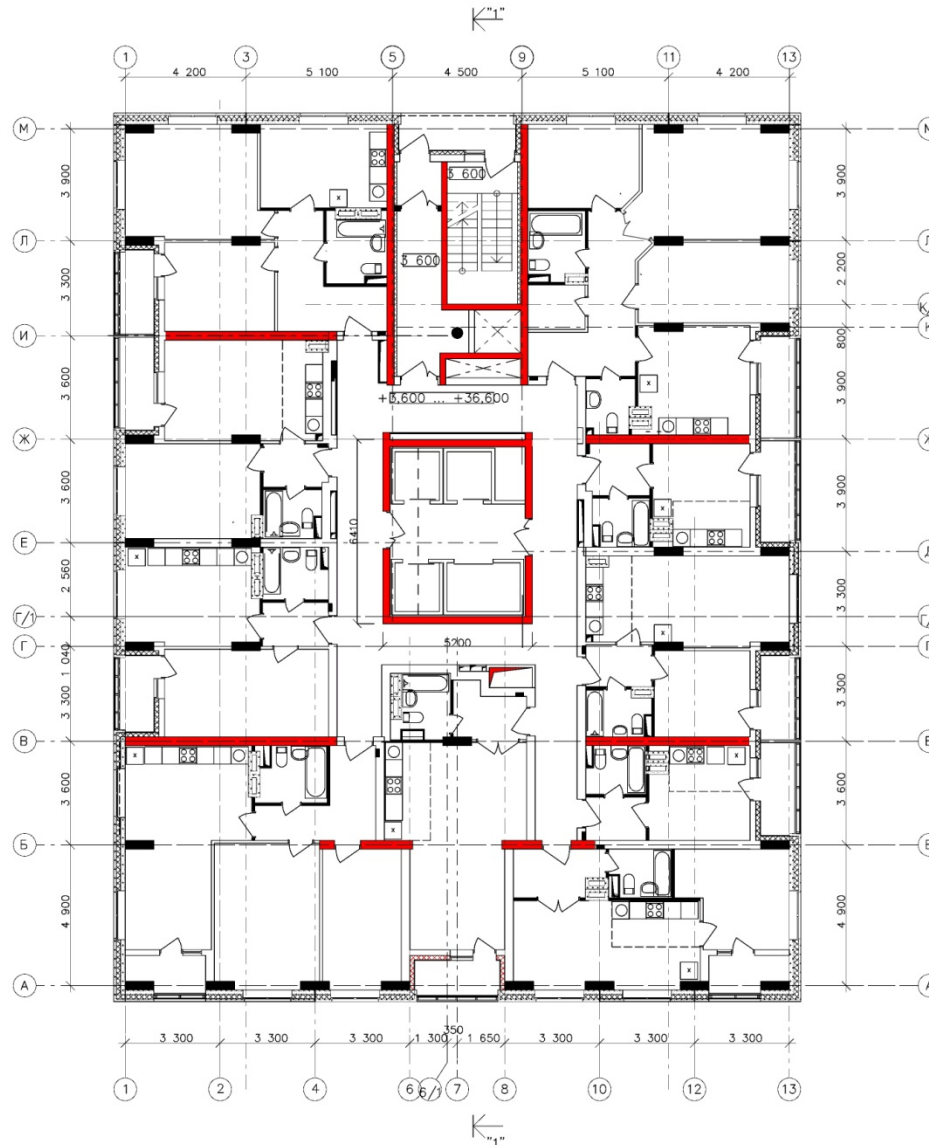
U – наружный периметр сечения.

27-этажный сборно-монолитный жилого дома №1 в ж.к. «Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород

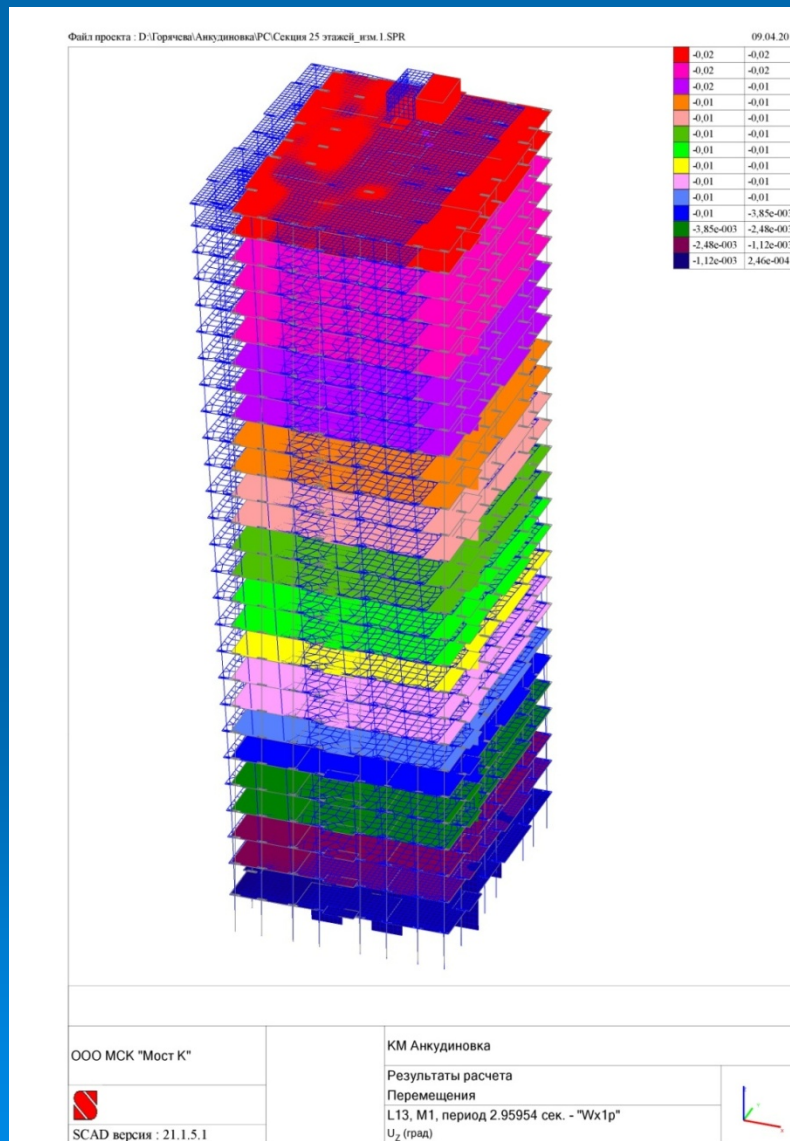


Общий вид и
расчетная модель
в ПК «SCAD».

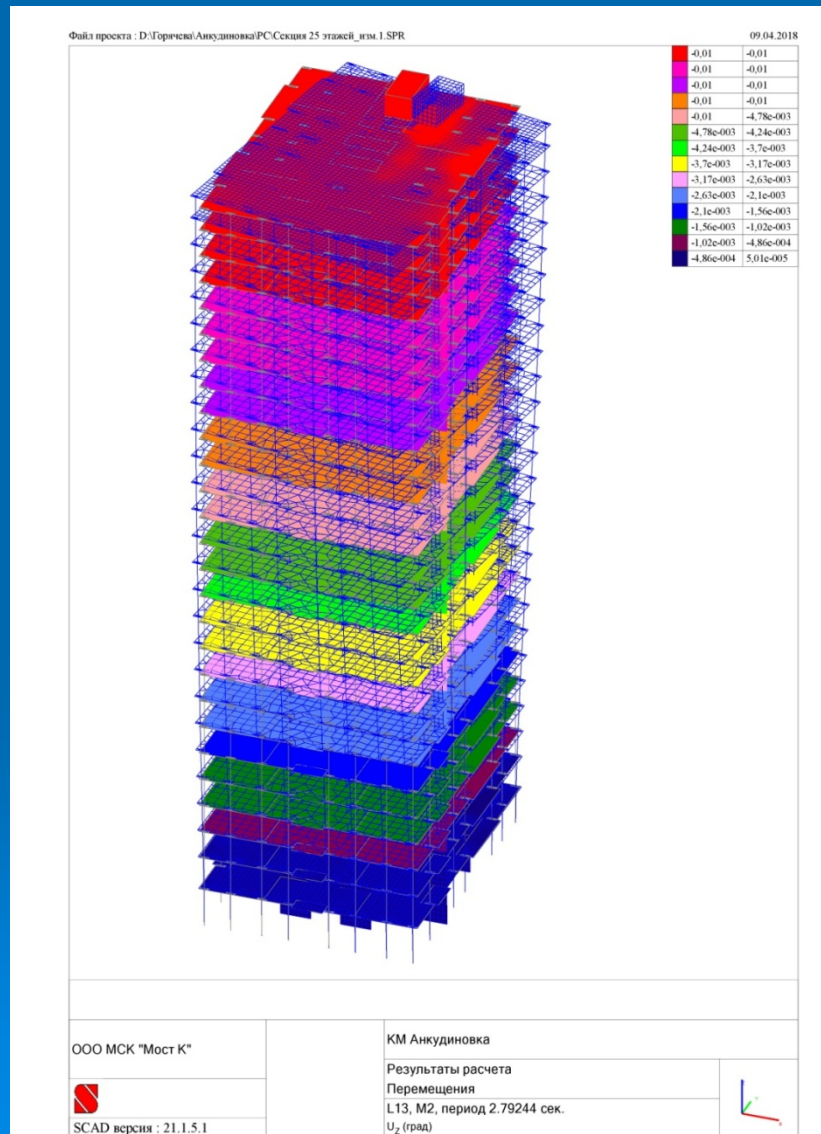
План несущих конструкций 27-этажного сборно-монолитного жилого дома №1 в ж. к. «Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород



27-этажный сборно-монолитный жилого дома №1 в ж.к. «Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород, с учетом осевой жесткости диафрагм и изгибной жесткости перекрытий по нелинейной деформационной модели СП 63.1333.2012 I –форма колебаний (углы поворота)



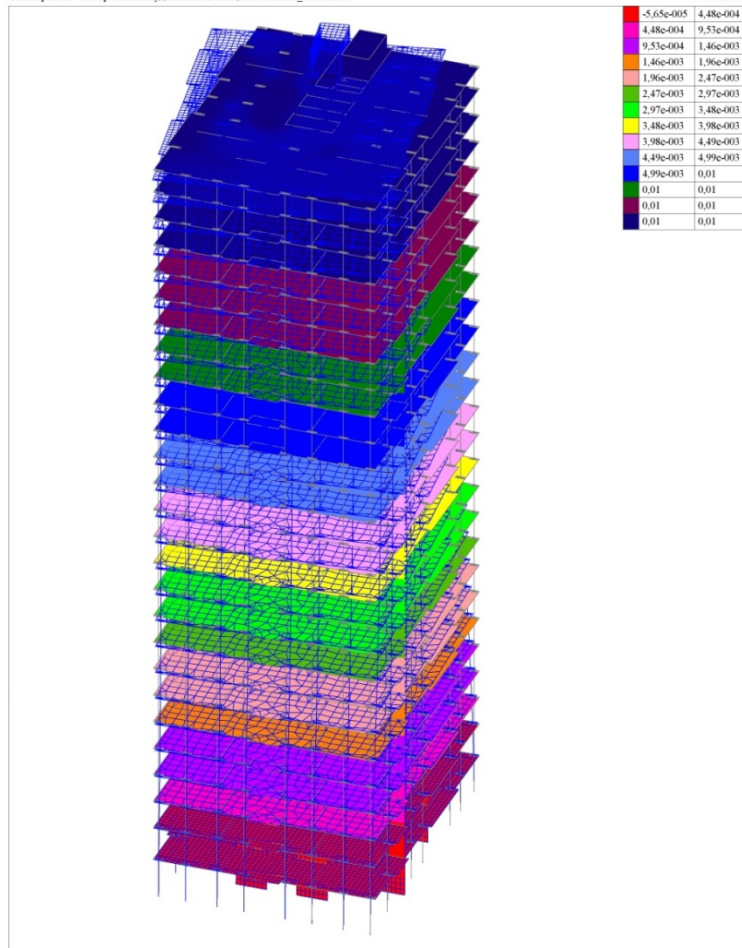
27-этажный сборно-монолитный жилого дома №1 в ж.к. «Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород, с учетом осевой жесткости диафрагм и изгибной жесткости перекрытий по нелинейной деформационной модели СП 63.1333.2012 II –форма колебаний (углы поворота)



27-этажный сборно-монолитный жилого дома №1 в ж.к. «Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород, с учетом осевой жесткости диафрагм и изгибной жесткости перекрытий по нелинейной деформационной модели СП 63.1333.2012 III –форма колебаний (углы поворота)

Файл проекта : D:\Горичев\Анкудиновка\PC\Секция 25 этажей_итг.1.SPR

09.04.2018



ООО МСК "Мост К"



SCAD версия : 21.1.5.1

КМ Анкудиновка

Результаты расчета

Перемещения

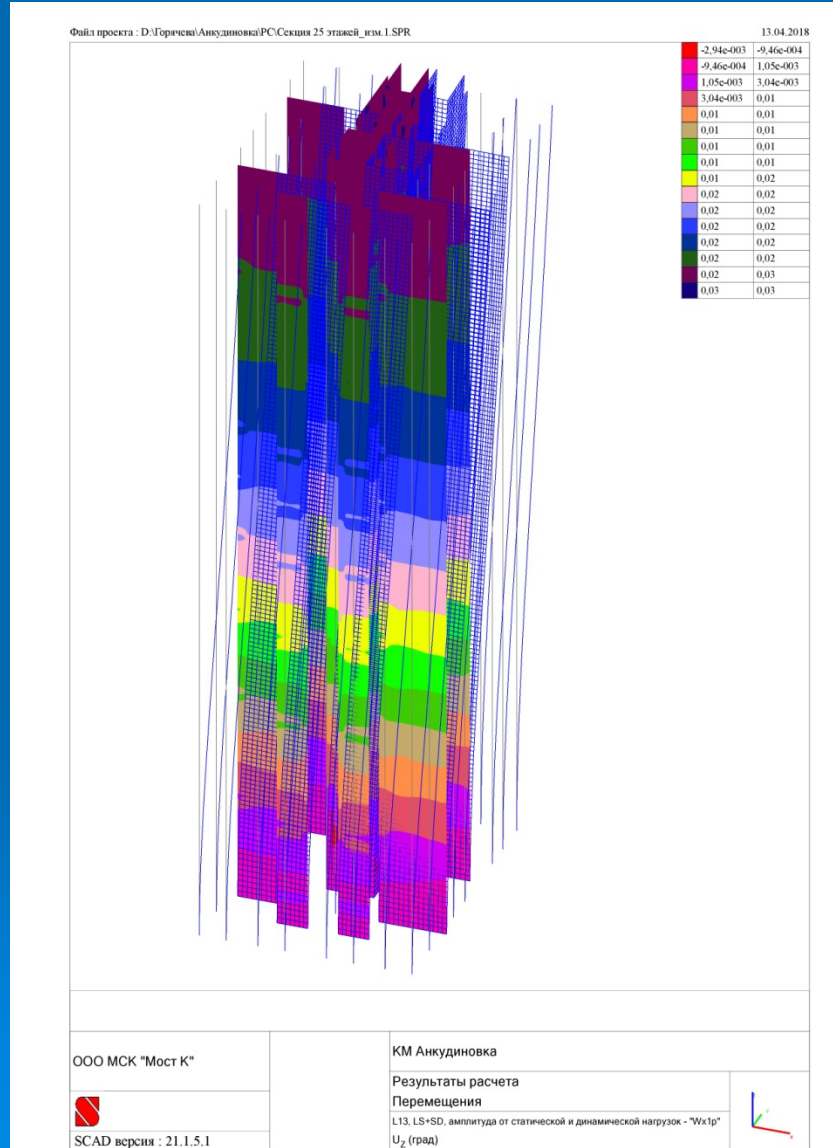
L13, M3, период 2.76849 сек.

U_z (град)



27-этажный сборно-монолитный жилого дома №1 в ж.к.

«Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород, с учетом осевой жесткости диафрагм и изгибной жесткости перекрытий по нелинейной деформационной модели СП 63.1333.2012 Амплитуда от статической и динамической нагрузок (углы поворота)



Максимальные
горизонтальные
перемещения

45 мм

Максимальные
относительные углы
закручивания

$1,3 \times 10^{-7}$ град/мм

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОБСЛЕДОВАНИЮ И ЗАЩИТЕ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

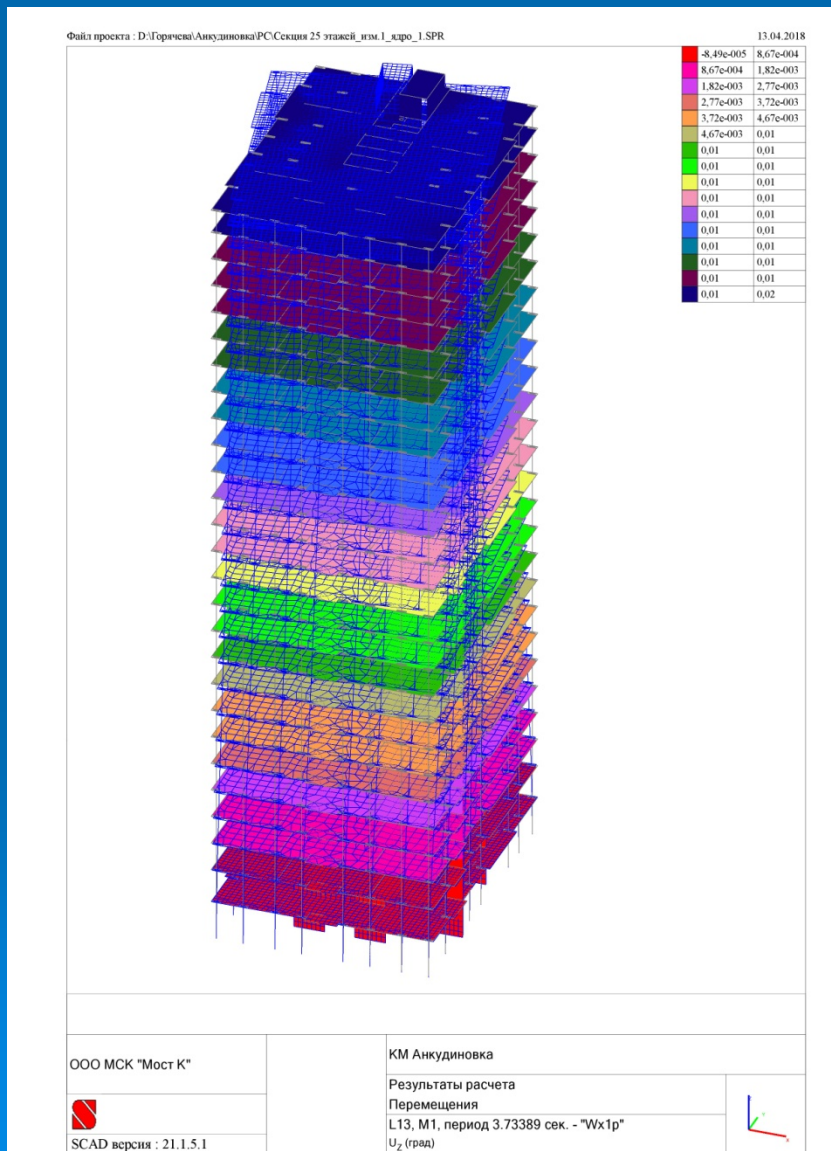
Одобрены секцией № 3 Научно-технического совета
НИИСК Госстроя СССР.
Протокол № 8 от 20 ноября 1986 г.

КИЕВ 1988

Критерии эксплуатационной пригодности зданий	Значения предельных деформаций для зданий		
	каркасных		
	с гибкой схемой	с пристройками торцов здания без устройства деформационных швов	с внутренними стенами и встроенными помещениями
из железобетона			
Предельный угол закручивания диска покрытия при шаге колонн (экспериментальные данные), град/мм:			
6 м	$5 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-7}$
12 м	$3 \cdot 10^{-7}$	$3 \cdot 10^{-7}$	$3 \cdot 10^{-7}$

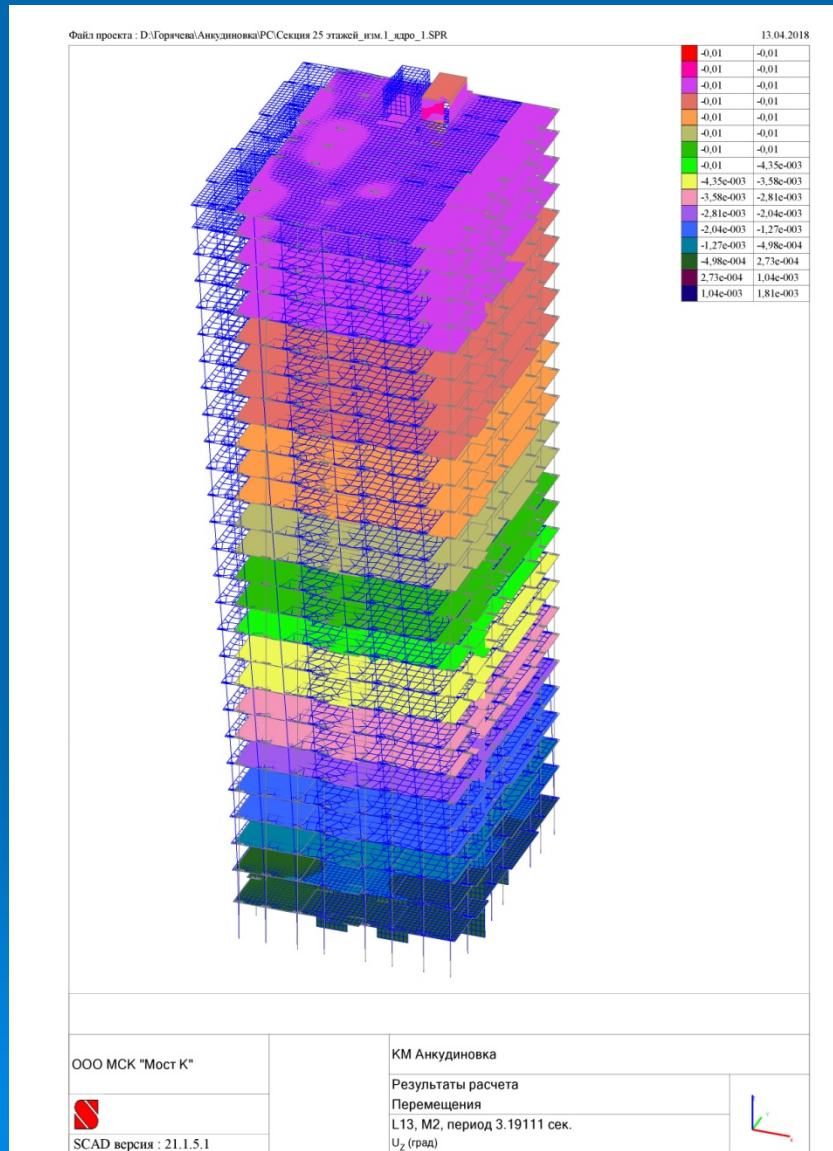
27-этажный сборно-монолитный жилого дома №1 в ж.к.

«Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород, с учетом осевой жесткости диафрагм и изгибной жесткости перекрытий по нелинейной деформационной модели и кручения по СП 63.1333.2012 I –форма колебаний (углы поворота)



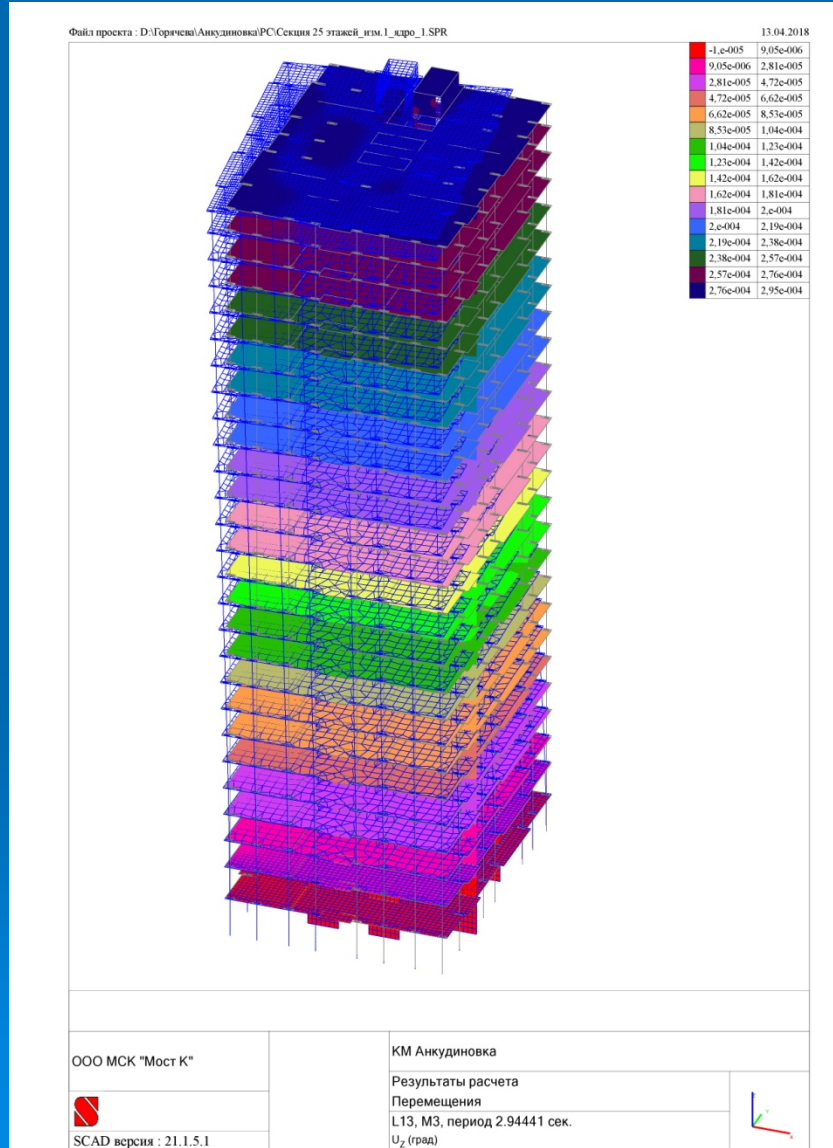
27-этажный сборно-монолитный жилого дома №1 в ж.к.

«Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород, с учетом осевой жесткости диафрагм и изгибной жесткости перекрытий по нелинейной деформационной модели и кручения по СП 63.1333.2012 II –форма колебаний (углы поворота)



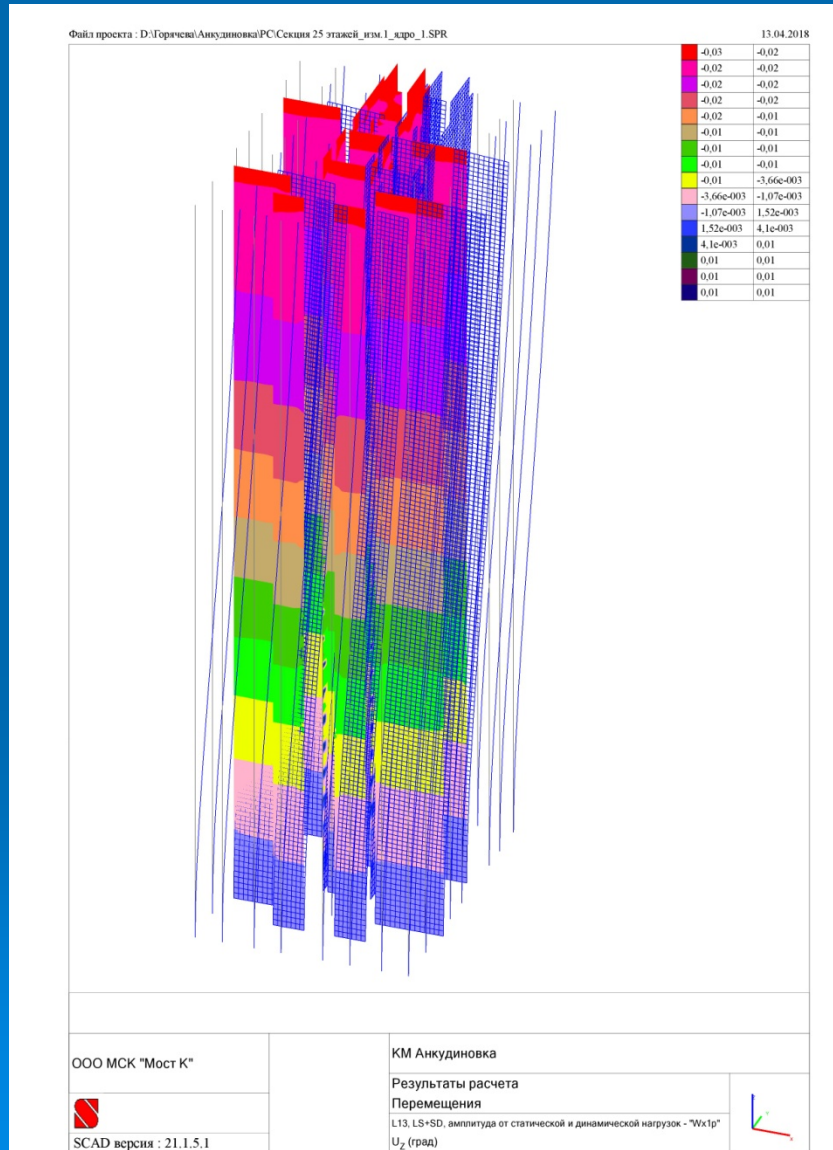
27-этажный сборно-монолитный жилого дома №1 в ж.к.

«Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород, с учетом осевой жесткости диафрагм и изгибной жесткости перекрытий по нелинейной деформационной модели и кручения по СП 63.1333.2012 III – форма колебаний (углы поворота)



27-этажный сборно-монолитный жилого дома №1 в ж.к.

«Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород, с учетом осевой жесткости диафрагм изгибной жесткости перекрытий по нелинейной деформационной модели и кручения СП 63.1333.2012 Амплитуда от статической и динамической нагрузок (углы поворота)



Максимальные
горизонтальные
перемещения
57 мм

Максимальные
относительные углы
закручивания

2×10^{-7} град/мм

Конструирование пилона 27-этажного жилого дома №1 в ж.к. «Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород, с учетом исключения схемы разрушения по типу II

Экспертиза колонны

Расчет выполнен по СП 63.13330.2012

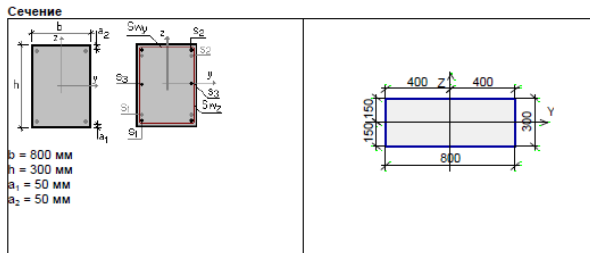


Схема участков
Заданное армирование

Участок	Длина (м)	Арматура	Сечение
1	2,4	$S_1 - 3\varnothing 14$ $S_2 - 3\varnothing 14$ Поперечная арматура $2\varnothing 6$, шаг поперечной арматуры 200 мм	

Нагрузки
Загружение 1

Тип: постоянное
Коэффициент надежности по нагрузке: 1
Коэффициент длительной части: 1

N	215 T	T	0 T*м
M_{y1}	2 T*м	M_{z1}	0 T*м
Q_{y1}	-0,833 T	Q_{z1}	0 T
M_{y2}	0 T*м	M_{z2}	0 T*м
Q_{y2}	-0,833 T	Q_{z2}	0 T
q_z	0 T/м	q_y	0 T/м

Участок	Коэффициент использования	Результаты расчета	
		Проверка	Проверено по СНиП
1	0,85	Прочность по предельной продольной силе сечения	п. 8.1.18
	0,949	Прочность по предельному моменту сечения	
	0,722	Деформации в сжатом бетоне	пп. 8.1.20-8.1.30
	0,131	Продольная сила при учете прогиба при гибкости $L_0/l > 14$	п. 8.1.15, 7.1.11
	0,128	Прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями	п. 8.1.32, 8.1.34
	0,486	Прочность по наклонному сечению	п. 8.1.33, 8.1.34
	0,087	Предельная гибкость в плоскости ХоY	10.2.2
	0,231	Предельная гибкость в плоскости ХоZ	10.2.2

Отчет сформирован программой АРБАТ (64-бит), версия: 21.1.5.1 от 08.11.2017

Экспертиза колонны

Расчет выполнен по СП 63.13330.2012

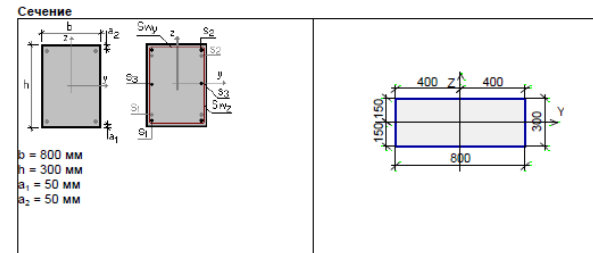


Схема участков
Заданное армирование

Участок	Длина (м)	Арматура	Сечение
1	2,4	$S_1 - 3\varnothing 10$ $S_2 - 3\varnothing 10$ Поперечная арматура $2\varnothing 6$, шаг поперечной арматуры 150 мм	

Нагрузки
Загружение 1

Тип: постоянное
Коэффициент надежности по нагрузке: 1
Коэффициент длительной части: 1

N	200 T	T	0 T*м
M_{y1}	2 T*м	M_{z1}	0 T*м
Q_{y1}	-0,833 T	Q_{z1}	0 T
M_{y2}	0 T*м	M_{z2}	0 T*м
Q_{y2}	-0,833 T	Q_{z2}	0 T
q_z	0 T/м	q_y	0 T/м

Участок	Коэффициент использования	Результаты расчета	
		Проверка	Проверено по СНиП
1	0,853	Прочность по предельной продольной силе сечения	п. 8.1.18
	0,955	Прочность по предельному моменту сечения	
	0,714	Деформации в сжатом бетоне	пп. 8.1.20-8.1.30
	0,129	Продольная сила при учете прогиба при гибкости $L_0/l > 14$	п. 8.1.15, 7.1.11
	0,038	Прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями	п. 8.1.32, 8.1.34
	0,194	Прочность по наклонному сечению	п. 8.1.33, 8.1.34
	0,087	Предельная гибкость в плоскости ХоY	10.2.2
	0,231	Предельная гибкость в плоскости ХоZ	10.2.2

Отчет сформирован программой АРБАТ (64-бит), версия: 21.1.5.1 от 08.11.2017

Соотношение силовых факторов :
 $N_0/T_0 = 215/5,2 = 41 \text{ м-1}$

Соотношение силовых факторов :
 $N_0/T_0 = 200/2,8 = 71 \text{ м-1}$

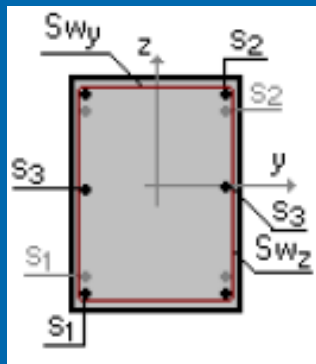
Конструирование сжатого пилона на кручение с учетом предела текучести продольной и поперечной арматуры по СП 63.13330.2012)

Если площадь продольной арматуры больше по сравнению с поперечной в ней не достигается расчетное сопротивление при разрушении по сжато-растянутому бетону пространственного сечения. При этом в поперечной арматуре значения расчетных сопротивлений будут достигнуты. Обратный эффект наблюдается при большом количестве поперечной арматуры по сравнению с продольной. Сечения получаются переармированными. Условия, характеризующие работу с пределом текучести продольной и поперечной арматуры приведены в п. 8.1.38 СП 63.13330.2012:

$$\frac{R_s \times A_{s1}}{2} \leq \frac{R_{sw} \times A_{sw1} \times b}{s_w} \leq \frac{3 \times R_s \times A_{s1}}{2}$$

Конструирование сжатого пилона 27-этажного жилого дома №1 в ж.к. «Анкудиновский парк», г. Нижний Новгород, на кручение с учетом предела текучести продольной и поперечной арматуры

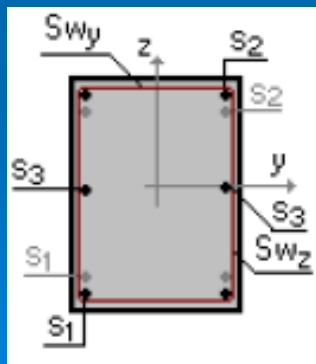
Пилон с размерами 300 на 800 мм из бетона В 20.



Арматура
S ₁ - 3Ø10
S ₂ - 3Ø10
Поперечная арматура 2Ø6, шаг поперечной арматуры 150 мм

I вариант. Поперечное армирование принято по конструктивным требованиям п. 10.3 СП 63.13330.2012 с исключением разрушения по типу **II**.

Сечение переармировано по продольной арматуре.



Арматура
S ₁ - 3Ø10
S ₂ - 3Ø10
Поперечная арматура 2Ø10, шаг поперечной арматуры 150 мм

II вариант. Поперечное армирование принято по расчетным требованиям п. 8.1.36 СП 63.13330.2012 с учетом расчетного сопротивления поперечной арматуры.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

1. ПК SCAD позволяет правильно рассчитывать и конструировать многоэтажное здание с учетом физической нелинейности на кручение при использовании представленных методов расчета .
2. В действующем СП 63.13330.2012 отсутствует методика расчета железобетонных элементов на сжатие с кручением по предельным состояниям первой и второй группы.
3. Проектирование многоэтажных зданий сложной конфигурации на кручение следует вести по разработанным и согласованным СТУ на конструктивное проектирование.
4. Расчет каркасов зданий необходимо выполнять по двум расчетным схемам – с линейной и нелинейной жесткостью вертикальных несущих элементов на кручение.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

5. При проектировании многоэтажных железобетонных зданий следует пытаться принимать такую расстановку вертикальных диафрагм (связей) жесткости, чтобы первые две формы колебаний характеризовались возвратно-поступательными движениями, без существенного перекоса и закручивания относительно вертикальной оси здания. Необходимо регулировать оптимальное соотношение периодов колебаний поступательной и вращательной форм.
6. При проектировании армирования колонн и пилонов необходимо учитывать соотношение силовых факторов сжатия и кручения, соотношения рабочей продольной и поперечной арматуры.



**ГАУ НО «Управление госэкспертизы по
Нижегородской области»**

Официальный сайт: www.ugenn.ru

Электронная почта : official@ugenn.ru



Инжиниринговая компания

МОСТ-К

Официальный сайт: www.most-k.ru

Электронная почта : mail@most-k.ru

Спасибо за внимание