

**На правах рукописи**

**Данг Хань Ан**

**РАСЧЕТ И РАЦИОНАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ  
МНОГОЭТАЖНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ  
С ОБОЛОЧЕЧНЫМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ**

**Специальность 05.23.01 – Строительные конструкции,  
здания и сооружения**

**АВТОРЕФЕРАТ**

диссертации на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Санкт-Петербург  
2010

Работа выполнена на кафедре Строительной механики ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет»

Научный руководитель: доктор технических наук, профессор  
**Плетнев Валентин Иванович**  
(Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет)

Официальные оппоненты: доктор технических наук, профессор  
**Веселов Анатолий Александрович**  
(Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет)

кандидат технических наук  
**Дмитровская Любовь Николаевна**  
(Петербургский государственный университет путей сообщения)

Ведущее предприятие: **ЗАО «НИИ ПетербургКомплексПроект»**

Защита состоится \_\_\_ июня 2010 года в 14 час 30 мин на заседании совета по защите докторских и кандидатских диссертаций Д 212.223.03 ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» по адресу: 190005 г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4, зал заседаний.

Факс: (812) 316–58–72

С диссертацией можно ознакомиться в фундаментальной библиотеке при ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет»

Автореферат разослан « \_\_\_ » мая 2010 года

Ученый секретарь  
диссертационного совета  
доктор технических наук

Л.Н. Кондратьева

## ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

**Актуальность темы.** Увеличение шага колонн в многоэтажных зданиях до 9 – 12 и более метров желательно в общественных, торговых и деловых центрах. В то же время пакет перекрытий большого пролета создает возможность прогрессирующего обрушения типа падения одного перекрытия и лавинообразного разрушения нижележащих перекрытий. Обе эти проблемы могут быть решены путем использования оболочек в качестве основной несущей конструкции междуэтажных перекрытий.

При этом необходима выравнивающая конструкция, на которую опирается плоскость пола. Выполненная в виде ребер оболочки, она может быть эффективно включена в работу каркаса на горизонтальную нагрузку.

Диссертационная работа посвящена решению расчетных и конструктивных проблем, связанных с внедрением оболочечных перекрытий многоэтажных зданий.

### **Цель работы:**

- обосновать достоинства оболочечного перекрытия многоэтажных зданий;
- найти формы оболочек наиболее рациональные по прочностным и функциональным критериям;
- определить рациональные типы выравнивающих конструкций, на которые опирается плоскость пола;
- оценить влияние таких перекрытий на горизонтальную жесткость каркаса здания;
- исследовать возможность использования ребристых оболочек в качестве связей-платформ между башнями зданий сложной макроструктуры (ЗСМ), определить рациональный способ сопряжения платформ с башнями ЗСМ;
- оценить возможность снижения кренов и усилий в ЗСМ от неравномерной осадки башен с помощью деформационных швов в связях-платформах;
- оценить сейсмостойкость ЗСМ с оболочечными платформами;
- оценить возможность снижения усилий в ЗСМ от сейсмической нагрузки с помощью деформационных швов в связях-платформах.

### **Научную новизну составляют и выносятся на защиту:**

- результаты численных экспериментов над оболочками различного вида и с различными типами выравнивающих конструкций под действием вертикальных нагрузок;
- рациональная форма междуэтажного перекрытия в виде крестовой оболочки с контурными и диагональными выравнивающими ребрами;
- сравнение перекрытия в виде крестовой оболочки с плоским в виде кессонной плиты;

- результаты анализа горизонтальной жесткости зданий с оболочечными перекрытиями различной этажности;
- конструкция связей-платформ между башнями ЗСМ и способы их сопряжения с башнями;
- использование сдвиговых деформационных швов в платформах ЗСМ для снижения кренов и усилий от неравномерных осадок башен и снижения усилий от сейсмической нагрузки.

**Внедрение результатов работы.** Результаты диссертационной работы приняты к использованию в проектировании монолитных железобетонных зданий повышенной этажности в ООО “Ремарк” (Санкт-Петербург).

**Достоверность результатов работы** основывается на использовании строгих упругих КЭ-моделей конструкций и сооружений, а также сертифицированного ПК ING<sup>+</sup>.

**Практическое значение работы** состоит в расчетно-конструктивном обеспечении внедрения в строительную практику зданий с оболочечными междуэтажными перекрытиями и платформами.

Это позволяет значительно увеличить шаг колонн каркаса и высотность зданий с одновременным увеличением их надежности, безопасности и комфортности.

**Апробация работы.** Основные положения диссертационных исследований представлены и одобрены на 61-й, 62-й, 63-й международных научно-технических конференциях молодых ученых (аспирантов, докторантов) и студентов (СПбГАСУ 2008 г., 2009 г., 2010 г.), на 66-й научной конференции профессоров, преподавателей, научных работников, инженеров и аспирантов университета (СПбГАСУ 2009 г.), на 23-й международной конференции математического моделирования в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов Санкт-Петербург, Россия 30 сентября 2009 года. На семинаре «Расчет и рациональное проектирование высотных зданий сложной макроструктуры (ЗСМ). Современные программные средства для расчета и проектирование высотных зданий», 10-11 марта 2010 года в СПбГАСУ.

**Публикации.** По теме диссертации опубликовано 5 печатных работ, в том числе 2 работы в журналах, входящих в перечень ВАК.

**Структура и объем работы.** Диссертация состоит из введения, пяти глав, заключения, списка литературы, приложения. Общий объем работы 132 страниц, в том числе 77 рисунков, 56 таблиц и список литературы, включающий 124 наименований.

## **КРАТКОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ**

**Во введении** обосновывается актуальность темы диссертации, формулируются цели и задачи исследований, приводятся основные

положения диссертации, которые выносятся на защиту, обосновывается их научная новизна.

**В первой главе** диссертационной работы выполнен обзор литературы, посвященной проблемам исследования многоэтажных зданий.

Дана классификация многоэтажных зданий по этажности, по соотношению размеров в трех измерениях, по характеру расположения одномерных и плоских силовых элементов, по конструктивной схеме, по материалу, по технологии возведения.

Рассматриваются основные элементы конструкции, которые часто используются в многоэтажных зданиях. Плоские перекрытия (ребристые с балочными плитами; ребристые с плитами, опертыми по контуру; безбалочные; часторебристые перекрытия; перекрытие по фермам) и оболочечные перекрытия. Вертикальные несущие конструкции многоэтажных зданий (колонны; стены и диафрагмы; тонкостенные колонны; ядра жесткости). Рассматриваются фундаменты многоэтажных зданий в зависимости от инженерно-геологических условий и экономики. Существуют 2 типа фундамента: открытый котлован (отдельные фундаменты; ленточные фундаменты под колонны; ленточные фундаменты под стены; сплошные фундаменты) и закрытый котлован (свайный фундамент).

Наиболее распространен каркасно-стеновой тип несущих систем высотных зданий повышенной этажности (чисто-каркасные здания; каркасно-стеновые конструкции; стоечно-стеновые конструкции; перекрестно-стеновые конструкции; конструкции с тонкостенными колоннами).

Из приведенного обзора видно, что рассмотренные плоские перекрытия достигают пролетов только 9м, перекрытие по фермам применимо лишь с построением технического этажа. Оболочечное перекрытие обладает многими достоинствами: увеличение пролета до 12 и более метров, увеличение прочности и надежности здания, активная работа при горизонтальных нагрузках в составе каркаса.

**Во второй главе** излагаются результаты исследования трех вариантов оболочек (крестовая, сферическая и трансляционная) с различными подкрепляющими (и одновременно выравнивающими верхнюю поверхность перекрытия) конструкциями. Рассмотрены следующие варианты: 1. Чистая оболочка; 2. Оболочка с контурными фермами; 3. Оболочка с контурными и диагональными фермами; 4. Оболочка с контурными, центральными и диагональными фермами; 5. Оболочка с контурными фермами и центральными ребрами сплошного сечения; 6. Оболочка с контурными фермами и сплошными диагональными ребрами; 7. Оболочка с контурными фермами и сплошными центральными и диагональными ребрами; 8. Оболочка со сплошными ребрами по контуру; 9. Оболочка со сплошными

центральными и контурными ребрами; 10.Оболочка со сплошными контурными и диагональными ребрами; 11. Оболочка со сплошными контурными, диагональными и центральными ребрами.

Рассматривается наиболее неблагоприятный случай угловой оболочки, не взаимодействующий по бокам с другими оболочками. Работа же в составе многоэтажного каркаса учитывается введением в расчетную схему выше и ниже оболочки четырех колонн длиной  $h_{эт}/2$  с шарнирно неподвижными опорами по концам. (рис. 2)

Расчет производится с помощью ПК ING+ , реализующий метод конечных элементов.Скорлупа оболочки и ребра моделируется с использованием плоских оболочечных элементов, составляемых из элементов „балка-стенка” и „плита”(первый имеет в каждом узле 3 степени свободы - две поступательных и одна вращательная, элемент „плита”-2 вращательных и одна поступательная):

$$\begin{matrix} [r] = & [r^{(a)}] + & [r^{(b)}] \\ (18 \times 18) & (9 \times 9) & (9 \times 9) \end{matrix} \quad (1)$$

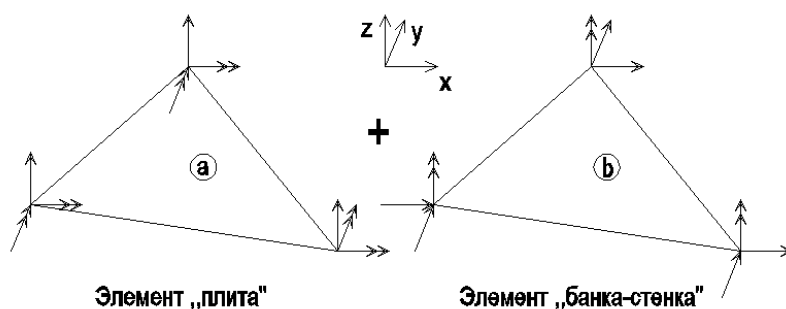


Рис. 1. Элемент

КЭ модель приведена на рис.2:

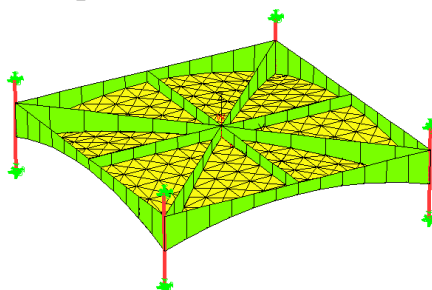


Рис. 2. КЭ-модель

Глобальная система имеет вид:

$$[K] \cdot \{Z\} = \{P\} \quad (2)$$

где  $[K]$ -матрица жесткости размера  $[1200 \times 1200]$ ,  $\{Z\}$ - матрица перемещений размера  $[1200 \times 1]$ ,  $\{P\}$ - матрица узловых нагрузок размера  $[1200 \times 1]$ .

Рассматривались крестовые оболочки пролетом 12м при двух значениях стрелы подъема:  $f=1\text{м}$  ( $R=18.5\text{м}$ ) и  $f=1.5\text{м}$  ( $R=12.75\text{м}$ ). Затем

сферические оболочки и оболочки переноса того же пролета и радиусом 18.5м. Нагрузки : постоянная  $q=5.54 \text{ Кн/м}^2$  и временная  $p=10.40 \text{ Кн/м}^2$ .

Результат исследования приведены в таблицах 1,2.

Таблица 1: Перемещения  $U_z$ (мм)

	Крестовые оболочки $R=18,5\text{м}$	Крестовые оболочки $R=12,75\text{м}$	Сферические оболочки $R=18,5\text{м}$	Трансляционные оболочки $R=18,5\text{м}$
1	-44.63	-27.05	-18.9	-20.7
2	-41.03	-25.2	-8.19	-9.85
3	-24.72	-18.06	-8.54	-8.53
4	-27.54	-16.07	-8.46	-8.45
5	-25.39	-16.85	-8.47	-10.1
6	-14.42	-9.3	-6.62	-8.32
7	-14.14	-9.28	-6.99	-8.69
8	-35.31	-20.37	-4.42	-5.31
9	-21.59	-13.82	-4.57	-5.41
10	-12.97	-8.37	-4.20	-4.96
11	-12.5	-8.32	-4.33	-5.01



Рис. 3. График сравнения перемещения  $U_z$  различных оболочечных вариантов

Таблица 2 : Напряжение в оболочках, вариант подкрепления 11 ( $\text{кН/м}^2$ )

	Крестовые оболочки $R=18.5\text{м}$	Крестовые оболочки $R=12.75\text{м}$	Сферические оболочки $R=18.5\text{м}$	Трансляционные оболочки $R=18.5\text{м}$
Sr(-)	-5798.5	-3703.4	-2051.2	-2119.9
Sr(+)	+1132.2	+679.0	+3760.8	+4623.1
Ss(-)	-8447.6	-5622.8	-7320.9	-7531.1
Ss(+)	+3340.0	+2257.8	+380.5	+477.8

Sr – широтное напряжение, Ss – меридианальное напряжение.

Для большой наглядности перемещения представлены в виде диаграмм (рис. 3)

Из полученных результатов можно сделать следующие выводы :

- Уменьшение стрелы подъема конечно ухудшает НДС крестовой оболочки, но не слишком и ввиду архитектурных преимуществ может быть принята к реализации оболочка  $f=1.0\text{м}$ .
- Из рис. 3 видно что по жесткости оболочки располагаются так: сферическая оболочка, трансляционная оболочка, крестовая оболочка.
- Для чистой оболочки характерен большой прогиб и большие усилия в колоннах вследствие большого распора.
- Контурные фермы повышает жесткость оболочки, но не уменьшают усилия в оболочках.
- Контурные конструкция в виде ребер сплошного сечения воспринимают распор и уменьшается усилия в оболочках лучше чем контурные фермы.
- В сферических и трансляционных оболочках растягивающие усилия  $S_r$  много больше чем в крестовых оболочках, но сжимающие усилия  $S_s$  меньше чем в крестовых оболочках.
- Вариант 11 самый лучший из всех вариантов выравнивающих конструкций.

В целом же видно, что наиболее эффективная в архитектурном отношении крестовая оболочка не на много уступает по прочностным качествам сферической и трансляционной.

Сравнивается работа этой оболочки с кессонным перекрытием(рис.4) с пролетом 12м. Сравнивается НДС каждого перекрытия и расход материалов. Нагрузки оболочечного перекрытия : постоянная  $q=5.54 \text{ Кн/м}^2$  и временная  $p=4.80 \text{ Кн/м}^2$ . Нагрузки кессонного перекрытия : постоянная  $q=2.66 \text{ Кн/м}^2$  и временная  $p=4.80 \text{ Кн/м}^2$ .

Конструкция кессонного перекрытия (рис.4)

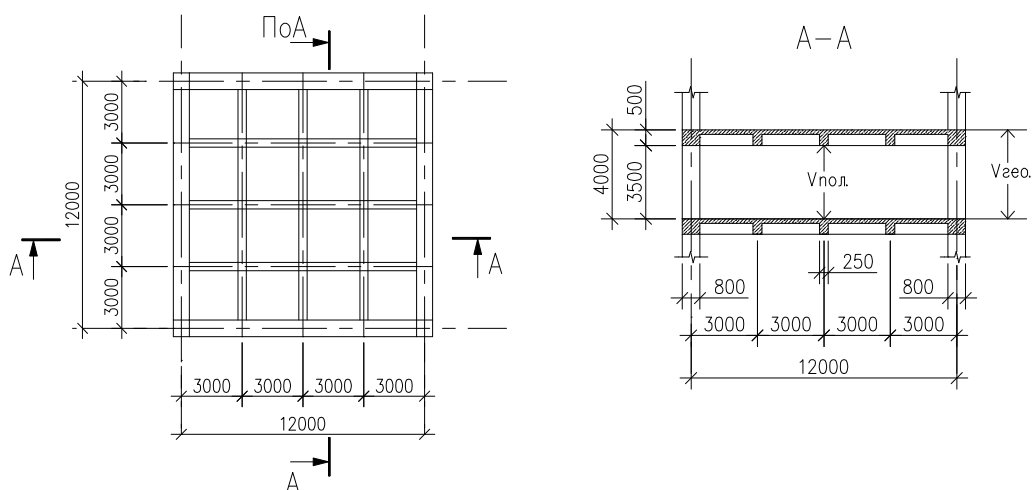


Рис. 4. План кессонного перекрытия, разрез А-А





Жесткость оболочечного перекрытия в 5 раз больше чем жесткость кессонного перекрытия.

Объем бетона оболочечного перекрытия незначительно меньше чем объем бетона кессонного перекрытия. По расходу же арматуры оболочечное перекрытие значительно эффективнее. Можно ожидать значительное превосходство его и по несущей способности.

Следует отметить, что кессонное перекрытие несколько превосходит оболочечное по проценту полезного использования объема здания  $(V_{пол.}/V_{геом.}) \cdot 100\%$ . В первом случае он равен 87.5%, во втором – 79.2%.

В третьей главе рассмотрена крестовая оболочка со сплошными контурными, диагональными и центральными ребрами, применённая в одной новой форме многоэтажного здания с оболочечными перекрытиями (рис.6) и исследована его горизонтальная жесткость. Место строительства: Санкт-Петербург, климатический район: по весу снегового покрова (III), по ветровому давлению (II).

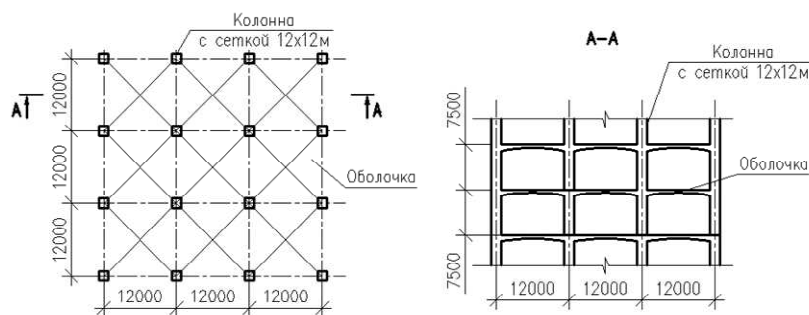


Рис. 6. План и разрез А-А здания

Конструкция колонн: 1-ый вид (4 колонны находятся в глубине здания); 2-ой вид (8 колонн находятся на краю здания); 3-ий вид (4 колонны находятся на углу здания) (рис.7). По нормам максимальное горизонтальное смещение верха здания ( $U_y$ ) должно быть меньше  $1/500$  высоты здания ( $H$ ).

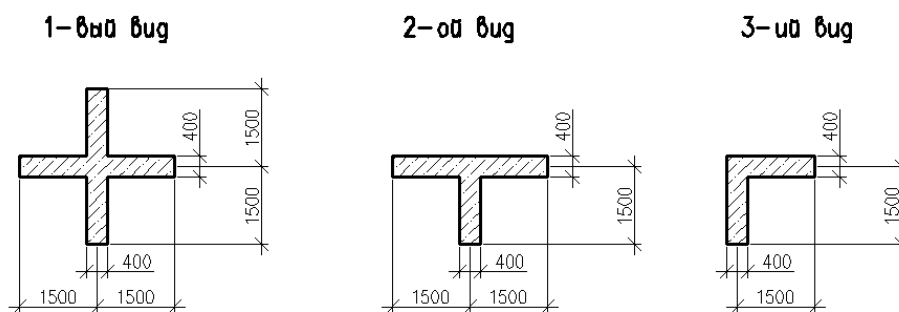


Рис. 7. Конструкция колонн

Определение собственных частот и форм собственных колебаний. Данный этап является наиболее трудоемкой частью расчёта. Матрицы частот  $\omega$  и форм собственных колебаний  $\Phi$  определяются из обобщенной проблемы собственных значений:

$$\begin{aligned} (K - \omega^2 M) \cdot \Phi &= 0; \\ \det(K - \omega^2 M) &= 0. \end{aligned} \quad (3)$$

где  $K$  – матрица жесткости,  $M$  – матрица масс

Критерием точности вычисления коэффициентов форм собственных колебаний является удовлетворение их условиям ортогональности, имеющим вид:

$$\begin{aligned} \Phi_i \cdot K \cdot \Phi_j &= 0; (i \neq j); \\ \Phi_i \cdot M \cdot \Phi_j &= 0; (i \neq j). \end{aligned} \quad (4)$$

Периоды рассматриваемых зданий находятся в промежутке  $T=4 \div 10$ с.

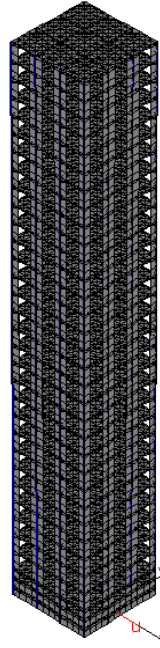


Рис. 8. Расчетная схема

Таблица 5 : Перемещения верха здания от ветровой нагрузки  $U_y$ (мм) и ускорение верха здания при ветровой пульсации  $a_{\text{пульс}}$  ( $\text{м}/\text{с}^2$ )

Варианты зданий	$U_y$ (мм)	$a_{\text{пульс}}$ ( $\text{м}/\text{с}^2$ )
1(H=75м; 10 эт.)	61	0.041
2 (H=112.5м; 15 эт.)	184	0.077
3(H=150.0м; 20 эт.)	177	0.035
4(H=187.5м; 25 эт.)	362	0.076
5(H=225м; 30 эт.)	409	0.076
6(H=262.5м; 35 эт.)	651	0.09

Результаты вычислений показывают, что до 15 этажей – проходит чисто рамный каркас, до 25 этажей – с центральным ядром, до 30 этажей – с центральным ядром и с диафрагмами по внешнему контуру здания, до 35 этажей – здание не проходит по жесткости даже с раскосами по внешнему контуру здания.

**В четвертой главе** рассматривается возможность использования ребристых оболочек в качестве связей-платформ между башнями зданий

сложной макроструктуры(ЗСМ). Выполнены расчеты двухбашенного ЗСМ на вертикальные и ветровые нагрузки. Конструкция башни: толщина стены 200мм, толщина перекрытия 160мм.

Сравниваются 2 варианта здания:

а) ЗСМ с двумя башнями, которые соединяются друг с другом коробчатой системой с ребрами переменной высоты с верхней пластиной и нижней обшивкой в виде цилиндрической оболочки.(толщина ребер – 200мм, толщина пластины – 160мм, толщина цилиндрической оболочки – 160мм).

б) Только одна башня.

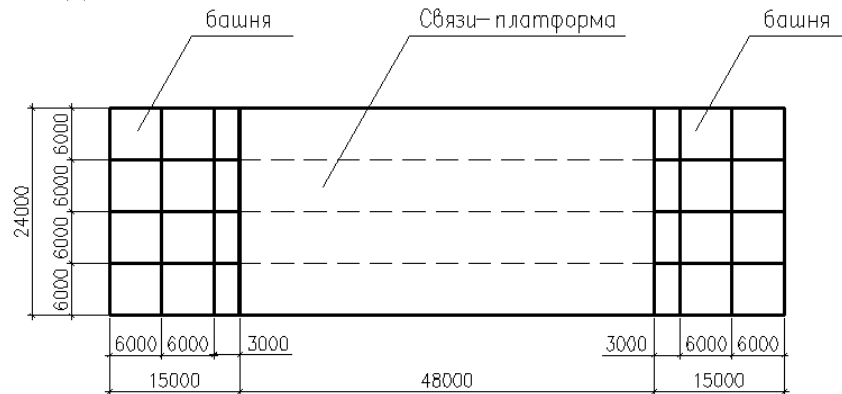


Рис. 9. План здания

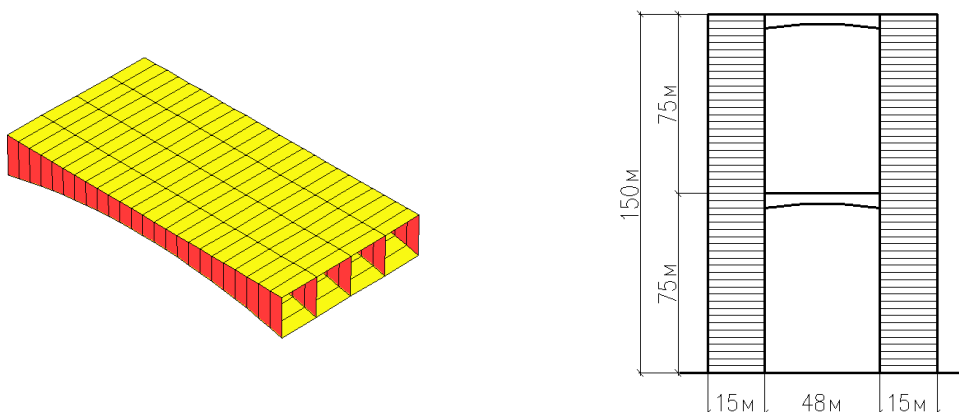


Рис. 10. Конструкция платформы и расположение связи-платформы.

Таблица 6 : Сравнение деформации и усилия в ЗСМ и отдельной башне

Варианты	Деформация		Усилия в башнях		Усилия в связи – платформы	
	Uy(мм)	Ux(мм)	St(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )	St(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )
ЗСМ	35.0	12.2	-3360.72/ 4696.35	-12298.1/ 1016.4	-3804.25/ 3811.04	-4396.31/ 2880.4
Одна башня	35.0	56.36	-2544.07/ 21.75	-12169.3/ 24.97	-	-

Таблица 7 : Сравнение собственных колебаний двух схем конструкций

№ формы	ЗСМ	Одна башня
1	2.51	3.31
2	2.49	2.28
3	1.34	0.58

Из полученных результатов можно сделать следующие выводы:

ЗСМ по направлению перемычки имеет жесткость больше чем башня в 5 раз и уменьшает период колебания.

Усилия от вертикальной нагрузки в башнях и платформах ЗСМ вполне допустимы.

Большая жесткость может отрицательно сказаться при неравномерной осадке башен. Она может вызвать дополнительные усилия в платформе и крен ЗСМ. Проблему можно решить введением сдвигового деформационного шва в середине платформы. Он будет представлять собой штрабу, с арматурой, герметизированной эластичным материалом или бетоном низкой марки. Ширина штрабы  $l_{ш}$  зависит от ожидаемых сдвигов и от площади арматурных стержней в сечении. При большой  $l_{ш}$  штраба может заполняться чередующимися слоями резины и перфорированными металлическими пластинками.

Упругая жесткость вертикального сдвига такого деформационного шва определяется по формуле:

$$Z = \sum \frac{12 EJ^a}{l_{ш}^3}, \quad (5)$$

где  $EJ^a$  - жесткость изгиба отдельного арматурного стержня. Она должна быть достаточно малой, чтобы давать эффект снижения усилий от неравномерной осадки башен.

$l_{ш}$  - ширина штрабы.

Таблица 8: Упругая жесткость вертикального сдвига отдельного арматурного стержня с различными длинами арматуры.

	Z(КН)			
	L= 0.3м	L= 0.5м	L= 0.7м	L= 1.0м
Φ=12мм	485.0	100.0	36.5	12.5
Φ=16мм	1530.0	316.0	115.0	39.5
Φ=20мм	3742.0	770.0	281.6	96.5

Выполнен расчет ЗСМ при осадке одной башни  $U_z = 0.1$ м, при разных длинах деформационного шва: 1. ЗСМ без деформационного шва; 2. ЗСМ с шириной деформационного шва  $l_{ш} = 0.3$ м; 3.  $l_{ш} = 0.5$ м; 4.  $l_{ш} = 0.7$ м; 5.  $l_{ш} = 1.0$ м.

Таблица 9: Сравнение усилия в связи-платформе ЗСМ и кренов при осадке одной башни  $U_z=0.1\text{м}$

Усилия Варианты	$S_r(\text{кН/м}^2)$	$S_s(\text{кН/м}^2)$	$U_x^{\text{вверх}}(\text{мм})$
ЗСМ без шва	-4539.4 / 4514.9	-3046.0 / 3033.0	111.0
ЗСМ с деформационным швом при ширине швы $l_{\text{ш}}=0,3\text{м}$	-3691.6 / 3670.5	-2593.3 / 2690.8	96.3
ЗСМ с деформационным швом при ширине швы $l_{\text{ш}}=0,5\text{м}$	-2344.8 / 2330.3	-2013.6 / 2089.0	67.6
ЗСМ с деформационным швом при ширине швы $l_{\text{ш}}=0,7\text{м}$	-1328.7 / 1331.6	-1303.2 / 1341.2	42.1
ЗСМ с деформационным швом при ширине швы $l_{\text{ш}}=1\text{м}$	-623.6 / 603.7	-610.5 / 633.3	18.7

Показана возможность снижения кренов и усилий в ЗСМ от неравномерной осадки башен с помощью деформационных швов в связях-платформах. При  $l_{\text{ш}}=0.7\text{м}$  усилия снижаются в 3.5 раза, а крен в 2.5 раз. При  $l_{\text{ш}}=1.0\text{м}$  усилия снижаются в 7.5 раза, а крен в 6 раз.

Далее сделаны расчеты четырехбашенных ЗСМ, которые соединяются друг с другом оболочечными связями-платформами

Рассмотрим расчеты на горизонтальную (ветровую) нагрузку и вертикальные нагрузки для двух вариантов а) , б) расположения платформ (рис.12) и в) Одна башня.

Конструкция оболочечного перекрытия (рис.11) . Пролет (размеры в плане)  $2a \times 2a(a=15.0\text{м})$ ; Стрела подъема  $f$  (2.0метра,  $1/15$  пролета); Радиус кривизны оболочек  $R=57.25\text{м}$

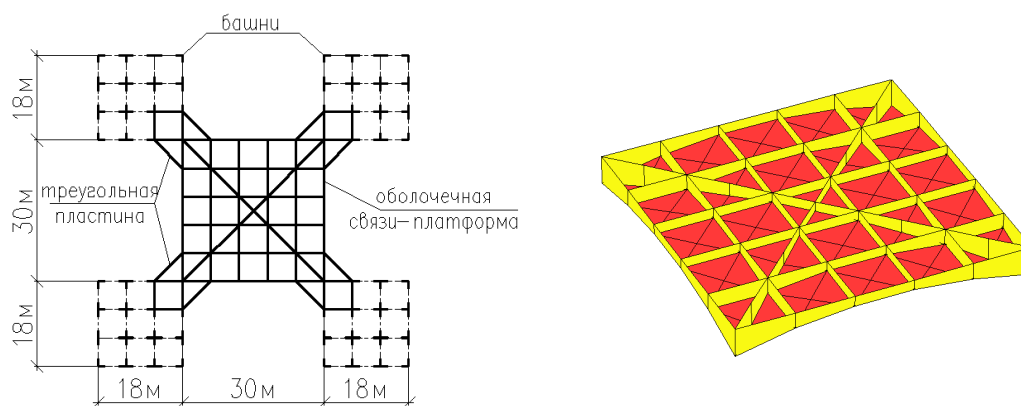


Рис. 11. План здания сложной макроструктуры с оболочечными связями-платформами и конструкция оболочечной связи-платформы

Таблица 10 : Сравнение деформации и усилия в ЗСМ двух схем конструкций

Варианты ЗСМ	Деформация U <sub>x</sub> (мм)	Усилия в ЗСМ		Усилия в оболочках	
		S <sub>r</sub> (кН/м <sup>2</sup> )	S <sub>s</sub> кН/м <sup>2</sup> )	S <sub>r</sub> (кН/м <sup>2</sup> )	S <sub>s</sub> кН/м <sup>2</sup> )
ЗСМ с 9 платформами	118	-19769.3/ 22738.6	-29510.1/ 8009.2	-11871.3/ 5042.1	-12236.5/ 5030.5
ЗСМ с 4 платформами	151	-20165.2 /25464.4	-25414.0 /6204.1	-12321.9 /6269.1	-8505.3 /6180.8
Одна башня	226	-3550.5/ 712.7	-23661.2/ 1334.5	-	-

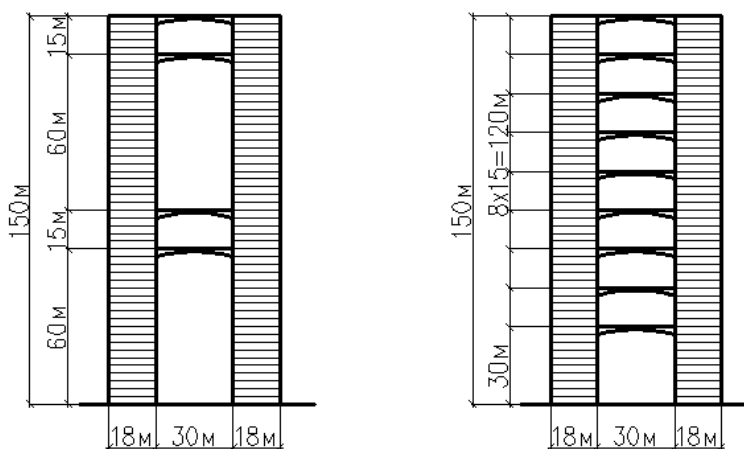


Рис. 12. Два варианта расположения оболочечных связей-платформ.

Из полученных результатов можно сделать следующие выводы:

Как видно, горизонтальная жесткость обеспечивается при 2-х платформах.

Как видно, НДС крестовой оболочки от вертикальной нагрузки вполне приемлемое. Возможно уменьшение высоты опорного сечения ребра до 0.2м, толщина верхней и нижней оболочки (пластины) до 0.1м.

Имеет место концентрация усилий в углах примыкания платформ и это требует усиления участков стен, примыкающих этому углу ( $t=0.3м$ ).

Исследуем 2 варианта сопряжения оболочечных связей-платформ с башнями ЗСМ.

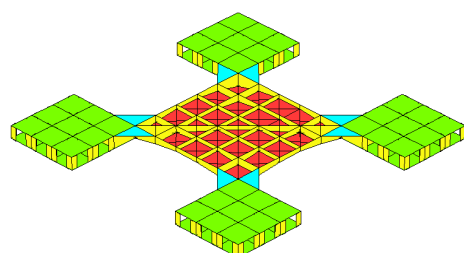
Вариант 1: Сопряжения оболочечных связей-платформ с башней ЗСМ в одной точке (пересечение ребер оболочки и стен башни, добавив еще усиленную стену с толщиной 0.3м). Для варианта 1, мы рассмотрим 2 варианта оболочки:

1а. Крестовая оболочка: пролет (размеры в плане)  $2a \times 2a$  ( $a=15.0м$ ); Стрела подъема  $f$  (2.0метра,  $1/15$  пролета); Радиус кривизны оболочек  $R=57.25м$ .

1б. Сферическая оболочка: пролет (размеры в плане)  $2a \times 2a$  ( $a=15.0м$ ); Стрелы подъема на сторонах контура  $f_1=1м$ ;  $f_2=1м$ ; Радиус

кривизны оболочек  $R=113.0\text{м}$ .

1)



2)

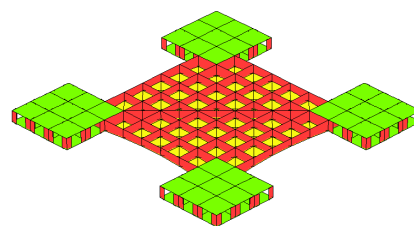


Рис. 13. Вариант 1 и Вариант 2

Вариант 2: Сопряжения оболочечных связей-платформ с башней ЗСМ в трех точках. Для варианта 2, рассмотрим 2 варианта оболочки:

2а. Крестовая оболочка: пролет (размеры в плане)  $2a \times 2a$  ( $a=21.0\text{м}$ ); Стрела подъема  $f$  (2.0метра,  $1/15$  пролета); Радиус кривизны оболочек  $R=111.25\text{м}$ .

2б. Сферическая оболочка: пролет (размеры в плане)  $2a \times 2a$  ( $a=21.0\text{м}$ ); Стрелы подъема на сторонах контура  $f_1=1.5\text{м}$ ;  $f_2=1.5\text{м}$ ; Радиус кривизны оболочек  $R=147.75\text{м}$ .

Таблица 11 : Сравнение деформации вариантов ЗСМ

Варианты \ Форма	Ux(мм) Горизонтальный прогиб	Uz(мм) Вертикальный прогиб
1а	151.1	105.3
2а	118.7	86.3
1б	117.6	95.9
2б	147	118.5

Таблица 12 : Сравнение усилий в оболочке ЗСМ

Варианты \ Усилия	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )
1а	-12321.9 / 6269.1	-8505.3 / 6180.8
2а	-5902.4 / 3365.8	-7177.7 / 3340.0
1б	-10933.0 / 12595.4	-34989.2 / 1598.8
2б	-5810.7 / 8135.7	-16553,3 / 1078,9

Таблица 13 : Сравнение усилия в ЗСМ

Варианты \ Усилия	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )
1а	-20165.2 / 25464.4	-25414.0 / 6204.1
2а	-15052.5 / 21921.9	-27332.7 / 6771.4
1б	-20581.1 / 21052	-28989.2 / 3605.9
2б	-22529.8 / 30829.2	-33711.6 / 11801.8



Из таблиц 11; 12; 13 получены несколько выводов

-Если добавить пластину в месте сопряжения оболочки и башни (при  $2a=30\text{м}$ ) можно повысить горизонтальную жесткость здания и понизить усилия в здании.

-Вариант 2а: ЗСМ с крестовыми оболочечными связями-платформами  $2a=42\text{м}$  представляет самый жесткий вариант с наименьшими усилиями.

Выполним расчет ЗСМ при осадке двух башен  $U_z = 0.1\text{м}$ . Ширина деформационного шва влияет на его эффект.

Таблица 14: Сравнение усилия в оболочке и кренов ЗСМ при неравномерной осадке 2<sup>х</sup> башен в  $U_z = 0.1\text{м}$

Усилия	$S_r(\text{кН/м}^2)$	$S_s(\text{кН/м}^2)$	$U_x^{\text{вверх}}(\text{мм})$
Варианты			
ЗСМ без шва	-3227.3 / 3275.3	-5369.7 / 5334.0	150
ЗСМ с деформационным швом при ширине швы $l_{\text{ш}} = 0.5\text{м}$	-2116.4 / 2051.0	-2930.1 / 2926.1	100
ЗСМ с деформационным швом при ширине швы $l_{\text{ш}} = 0.7\text{м}$	-1202.8 / 1198.9	-1438.3 / 1429.8	60
ЗСМ с деформационным швом при ширине швы $l_{\text{ш}} = 1\text{м}$	-648.7 / 682.5	-755.6 / 750.9	34

Показана возможность снижения кренов и усилий в ЗСМ от неравномерной осадки башен с помощью деформационных швов в связях-платформах. При  $l_{\text{ш}} = 0.7\text{м}$  усилия снижаются в 3.0 раза, а крен в 2.5 раза. При  $l_{\text{ш}} = 1.0\text{м}$  усилия снижаются в 4.5 раза, а крен в 4.5 раза.

**В пятой главе** выполнен анализ сейсмостойкости зданий сложной макроструктуры (ЗСМ) рассмотренных в главе IV со сдвиговыми деформационными швами посередине платформы и без шва.

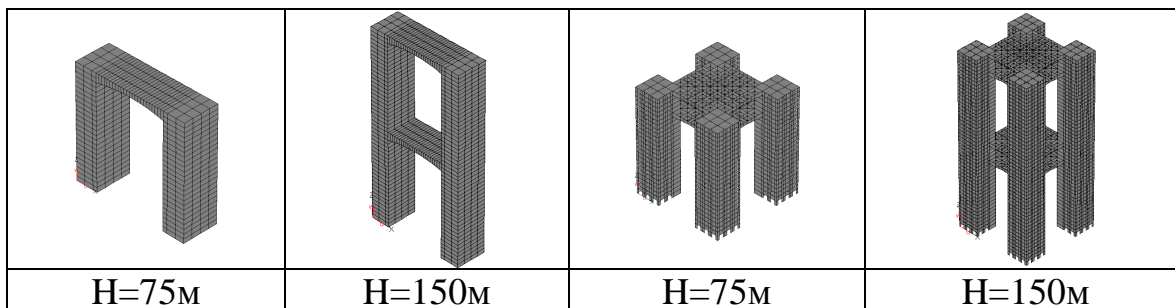


Рис. 14. Расчетная схема здания

Расчётная сейсмичность площадки строительства - 9 баллов;  
Категория грунта по сейсмическим свойствам - II; Учитывается поступательное сейсмическое воздействие вдоль осей x, y и вращательное

воздействие вокруг оси z. Расчёт ведётся по линейно-спектральной теории (методика СНиП II-7-81\* строительство в сейсмических районах) при абсолютном жёстком основании.

### 2<sup>yx</sup> БАШЕННОЕ ЗДАНИЕ (H=75M)

Таблица 15: Сравнение периодов T (с) колебаний ЗСМ с различными длинами шва

N формы	Без шва	$l_{ш} = 0,5м$	$l_{ш} = 1,0м$
1	0.91	1.00	1.06
2	0.75	0.75	0.76
3	0.55	0.65	0.73

Таблица 16: Сравнение напряжений в ЗСМ с различными длинами шва (Поступательная сейсмика).

Варианты ЗСМ	Напряжения в башне		Напряжения в перемычке	
	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )
Без шва	±3837.3	±10266.9	±4078.1	±3333.9
$l_{ш} = 0,5м$	±2083.2	±10616.7	±1740.9	±1487.6
$l_{ш} = 1,0м$	±1983.78	±9924.56	±568.9	±539.1

Таблица 17: Сравнение напряжений в ЗСМ с различными длинами шва (Вращательная сейсмика).

Варианты ЗСМ	Напряжения в башне		Напряжения в перемычке	
	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )
Без шва	±949.83	±4318.95	±949.83	±996.22
$l_{ш} = 0,5м$	±831.6	±4082.9	±319.66	±297.2
$l_{ш} = 1,0м$	±749.1	±3746.7	±118.0	±101.6

В таблицах 16 и 17 приведены напряжения от сейсмического воздействия. Как видно вращательная сейсмика в здании даже без сдвигового шва дает добавку всего в 25 ÷ 30%. Сдвиговые швы снижают сейсмические напряжения, особенно в перемычках(почти на порядок).

### 2<sup>yx</sup> БАШЕННОЕ ЗДАНИЕ (H=150M)

Таблица 18: Сравнение периодов T (с) колебаний ЗСМ с различными длинами шва

N формы	Без шва	$l_{ш} = 0,5м$	$l_{ш} = 1,0м$
1	2.51	3.00	3.48
2	2.49	2.51	2.51
3	1.34	1.59	2.11

Таблица 19: Сравнение напряжений в ЗСМ с различными длинами шва (Поступательная сейсмика).

Варианты ЗСМ	Напряжения в башне		Напряжения в перемычке	
	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )
Без шва	±12120.9	±15737.5	±10253.7	±10117.5
l <sub>ш</sub> = 0,5м	±6743.76	±15683.4	±5490.83	±5760.1
l <sub>ш</sub> = 1,0м	±2966.45	±15733.8	±1429.67	±2182.7

Таблица 20: Сравнение напряжений в ЗСМ с различными длинами шва (Вращательная сейсмика).

Варианты ЗСМ	Напряжения в башне		Напряжения в перемычке	
	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )
Без шва	±2388.1	±4179.7	±2495.5	±2740.8
l <sub>ш</sub> = 0,5м	±1423.7	±3922.6	±1420.7	±1540.3
l <sub>ш</sub> = 1,0м	±818.6	±4148.2	±355.2	±671.3

В таблицах 19 и 20 приведены напряжения от сейсмического воздействия. Как видно вклад вращательная сейсмика для более высоких зданий снижается. Также уменьшается эффект сдвигового шва.

#### 4<sup>EX</sup> БАШЕННОЕ ЗДАНИЕ (H=75M)

Таблица 21: Сравнение периодов T (с) колебаний ЗСМ с различными длинами шва

N формы	Без шва	l <sub>ш</sub> = 0,5м	l <sub>ш</sub> = 1,0м
1,2	2.38	2.58	2.72
3	2.31	2.43	2.54

Таблица 22: Сравнение напряжений в различных элементах ЗСМ. (Поступательная сейсмика).

Варианты ЗСМ	Напряжения в башнях		Напряжения в перемычке	
	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )
Без шва	±4456.2	±28078.4	±27434.8	±10903.9
l <sub>ш</sub> = 0,5м	±4324.5	±30849.1	±13971.9	±3652.2
l <sub>ш</sub> = 1,0м	±4088.2	±29413.4	±4998.7	±1063.7

Таблица 23: Сравнение напряжений в ЗСМ с различными длинами шва (Вращательная сейсмика).

Варианты ЗСМ	Напряжения в башне		Напряжения в перемычке	
	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )	Sr(кН/м <sup>2</sup> )	Ss(кН/м <sup>2</sup> )
Без шва	±976.7	±7447.0	±6093.0	±2137.8
l <sub>ш</sub> = 0,5м	±921.4	±7051.9	±2254.5	±1096.9
l <sub>ш</sub> = 1,0м	±991.8	±7643.4	±800.7	±453.5

#### 4<sup>EX</sup> БАШЕННОЕ ЗДАНИЕ (H=150M)

Таблица 24: Сравнение периодов T (с) колебаний ЗСМ с различными длинами шва.

N формы	Без шва	$l_{ш} = 0,5м$	$l_{ш} = 1,0м$
1,2	5.87	6.66	7.22
3	5.47	5.78	6.09

Таблица 25: Сравнение напряжений в ЗСМ (Поступательная сейсмика).

Варианты ЗСМ	Напряжения в башне		Напряжения в перемычке	
	$Sr(кН/м^2)$	$Ss(кН/м^2)$	$Sr(кН/м^2)$	$Ss(кН/м^2)$
Без шва	$\pm 4772.33$	$\pm 25605.4$	$\pm 34009.9$	$\pm 13960.5$
$l_{ш} = 0,5м$	$\pm 3644.99$	$\pm 24595.7$	$\pm 15751.1$	$\pm 4586.22$
$l_{ш} = 1,0м$	$\pm 3371.39$	$\pm 22769.6$	$\pm 5623.83$	$\pm 2468.5$

Таблица 26: Сравнение напряжений в ЗСМ (Вращательная сейсмика).

Варианты ЗСМ	Напряжения в башне		Напряжения в перемычке	
	$Sr(кН/м^2)$	$Ss(кН/м^2)$	$Sr(кН/м^2)$	$Ss(кН/м^2)$
Без шва	$\pm 956.4$	$\pm 7372.7$	$\pm 8359.3$	$\pm 2700.6$
$l_{ш} = 0,5м$	$\pm 865.6$	$\pm 6686.7$	$\pm 3022.2$	$\pm 1039.3$
$l_{ш} = 1,0м$	$\pm 806.2$	$\pm 6245.5$	$\pm 1274.3$	$\pm 667.8$

Как видно, для четырехбашенных ЗСМ справедливы те же выводы, что и для двухбашенных:

Сравнительный анализ форм и периодов собственных колебаний показывает, что при введении податливого шва в горизонтальном элементе происходит снижение общей жёсткости здания. Вместе с тем изменяются формы собственных колебаний здания.

Развитость ЗСМ в плане требует учета вращательной компоненты сейсмического воздействия. Однако она дает небольшую добавку к сейсмическим напряжениям от поступательных воздействий. Для ЗСМ высотой 75м порядка 25%. С увеличением высоты эта добавка снижается.

Сдвиговые деформационные швы существенно снижают напряжения от сейсмического воздействия. В башнях напряжения снижаются в 1.5÷2 раза, в перемычках- почти на порядок.

#### **Основные результаты данной работы состоят в следующем:**

1. Предложены различные конструкции оболочечных перекрытий (крестовые, сферические, трансляционные) для междуэтажных перекрытий зданий.

2. Произведено сравнение различных форм оболочечного перекрытия с пролетом 12м и выбран рациональный по совокупности свойств вариант крестового оболочечного перекрытия (оболочка со сплошными

контурными, диагональными и центральными ребрами с стрелой подъема  $f=1.0\text{м}$ ; радиус кривизны оболочек  $R=18.5\text{м}$ ).

3. Исследована горизонтальная жесткость конструкций многоэтажного здания с использованием оболочечного перекрытия (габаритные размеры здания в осях  $36\times 36\text{м}$ , высота этажа составляет  $7.50\text{м}$ ). Найдена максимальная высота здания – в рамном варианте (15 этажей при высоте  $H=112.5\text{м}$ ) и в рамно-связевом варианте (30 этажей при высоте  $H=225\text{м}$ ).

4. Рассмотрен дальнейший способ увеличения горизонтальной жесткости зданий – использование некоторых новых схем зданий сложной макроструктуры (ЗСМ). Достигнуто снижение кренов и усилий в ЗСМ от неравномерной осадки башен с помощью деформационных швов в связях-платформах. Для двух-башенных зданий: при  $l_{ш}=0.7\text{м}$  усилия снижаются в 3.5 раза, а крен в 2.5 раз; при  $l_{ш}=1.0\text{м}$  усилия снижаются в 7.5 раза, а крен в 6 раз. Для четырех-башенных зданий: при  $l_{ш}=0.7\text{м}$  усилия снижаются в 3.0 раза, а крен в 2.5 раза; при  $l_{ш}=1.0\text{м}$  усилия снижаются в 4.5 раза, а крен в 4.5 раза.

5. Показана достаточная сейсмостойкость 2<sup>х</sup> и 4<sup>х</sup> башенных ЗСМ при 9<sup>ти</sup> бальном воздействии. Вращательная сейсмика дает вклад в усилия не более 25%. Возможно снижение сейсмических усилий введением сдвиговых деформационных швов. В башнях напряжения снижаются в  $1.5\div 2$  раза, в перемычках- почти на порядок.

#### **Основные положения диссертации опубликованы в следующих работах:**

1. Данг Хань Ан. Анализ горизонтальной жесткости многоэтажных зданий с оболочечными перекрытиями при сетке колонн  $12\times 12$  метров / Данг Хань Ан // Актуальные проблемы современного строительства: сб. материалов 61-й Междунар. науч.-техн. конф. молодых ученых / С.-Петербург. гос. архитектур.-строит. ун-т. – СПб., 2008. – Ч. 1. – С. 93-98.

2. Данг Хань Ан. Анализ работы оболочек различного вида в составе междуэтажного перекрытия здания / Данг Хань Ан // Докл. 66-й науч. конф. проф., преподавателей, науч. работников, инженеров и аспирантов ун-та / С.-Петербург. гос. архитектур.-строит. ун-т. – СПб., 2009. – В 5 ч., Ч. 1. – С. 46-51.

3. Данг Хань Ан. Анализ работы междуэтажного оболочечного перекрытия и его влияния на горизонтальную жесткость здания / Данг Хань Ан // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – № 4. – С. 51-52. ( **публикация в издании, рекомендованном ВАК** ).

4. Данг Хань Ан. Сравнение железобетонного междуэтажного перекрытия в виде крестовой оболочки с кессонным перекрытием с опиранием на сетку колонн  $12\times 12\text{м}$  / Данг Хань Ан // Актуальные проблемы современного строительства: сб. материалов 62-й Междунар.

науч.-техн. конф. молодых ученых / С.-Петерб. гос. архитектур.-строит. ун-т. – СПб., 2009. – Ч. 1. – С. 194-197.

5. Голых О. В., Нгуиен К.Т., Данг Х. А. Упруго-пластические вставки в зданиях сложной макро-структуры, их жесткостные характеристики и влияние на напряженно-деформированное состояние зданий при неравномерной осадке / О. В. Голых, К. Т. Нгуиен, Х. А. Данг // Вестник гражданских инженеров. – 2010. – № 1. – С. 51-55. ( **публикация в издании, рекомендованном ВАК** ).