

АВТОМАТИЗАЦИЯ МНОГОВАРИАНТНЫХ РАСЧЕТОВ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Егупов К.В., к.т.н., доцент

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Последствия последних землетрясений красноречиво говорят о необходимости совершенствования расчетных методов. Сложность современных моделей воздействия и сооружения практически исключает традиционные подходы на основе простых аналитических методов и ручного счета. Однако сложные численные алгоритмы требуют автоматизации расчетов, без чего затруднено их массовое использование инженерами-проектировщиками [15].

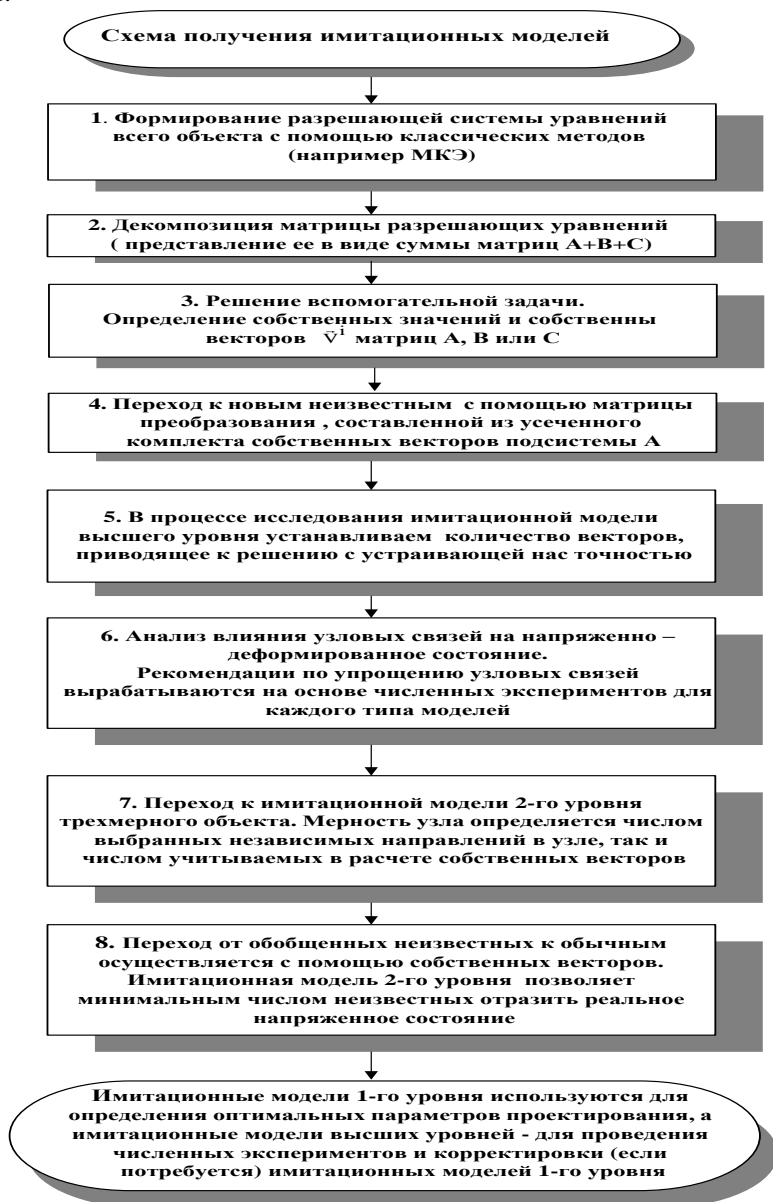
Созданные на основе многолетних теоретических и экспериментальных исследований декомпозиционные алгоритмы и модели воздействий, дают возможность:

- на три порядка уменьшить время расчетов на сейсмостойкость;
- проводить реальный нелинейный и многофакторный анализ инженерных объектов на персональных компьютерах среднего класса;
- учитывать перераспределение сейсмических нагрузок между вертикальными элементами здания за счет поворота и деформирования в своей плоскости горизонтальных перекрытий;
- избежать парадоксов, заложенных в современных нормах проектирования за счет согласования моделей зданий и сейсмических воздействий (учет неравномерности поля колебаний грунта при землетрясении и фильтрация сейсмических волн по их длинам).

Реализацией этих моделей и алгоритмов их расчета стал программный комплекс **PRIS 2000** (авторы- Адамчук Н.В., Егупов К.В., Стародуб В.И., Орлов Д.Г.) [9].

ПРОГРАММНЫЙ КОМПЛЕКС PRIS 2000 предназначен для автоматизации сложных статических и динамических расчетов (статика, сейсмика, ветер, расчетные сочетания усилий, сечения ж/б конструкций и т.д.) зданий и сооружений различного назначения (гражданские, промышленные, транспортные, гидротехнические и другие.). Он реализует, как ставший уже классическим, метод конечных элементов, так и **оригинальные** численно-аналитические методы, позволившие обоснованно **упростить** трехмерные модели зданий и сооружений и значительно **понижить порядок** разрешающих систем уравнений, что имеет

особое значение при выполнении динамических (сейсмических) расчетов.



Разработаны вариационные методы составления разрешающих уравнений при расчете собственных колебаний зданий как динамических систем большой размерности. Структурный анализ зданий, гидротехнических сооружений, мостов и корпусов судов показал, что в качестве возможных перемещений целесообразно выбирать собственные векторы матриц жесткости выделенных из пространственного объекта плоских элементов (рис. 1). Это является ключом к “свертыванию” обширных разрешающих уравнений с тысячами неизвестных и “сжатую” трехмерного объекта в одном или двух направлениях.

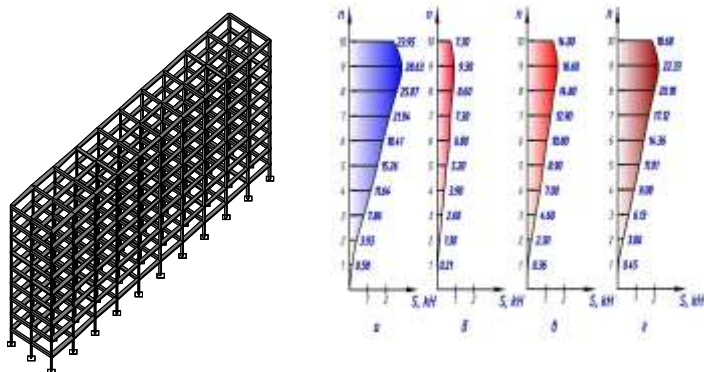


Рис.1. Расчетная схема и сейсмические нагрузки, приходящиеся на крайние рамы каркаса при колебаниях: *a* — поступательных; *б* — крутильных для полускальных грунтов; *в*—то же песчаных; *г* — то же глинистых.

Даны обобщения спектральных методов расчета на трехмерные модели зданий в универсальной форме, позволяющей использовать в разработанных программах нормы разных стран.

Для упрощения расчетов используется так называемый принцип неполной симметрии, связанный с закономерностями деформирования поперечных или продольных сечений пространственной конструкции. Принцип можно трактовать как преобразования, оставляющие инвариантными математические объекты (тензоры).

В математическом плане симметрия приводит к распаду разрешающих уравнений на независимые блоки.

В целях последовательного уточнения решений выстроена иерархическая цепочка математических имитационных моделей разного

уровня, в которых собственные векторы плоских элементов рассмотрены как гипотезы деформирования [14].

Влияние конструктивных особенностей зданий на определение сейсмических нагрузок

При анализе последствий землетрясений зафиксированы многочисленные разрушения торцовых частей зданий. Во многих случаях это вызвано поворотом перекрытий зданий относительно вертикальной оси, когда центры сил инерции и упругости не совпадают. Однако, эффект кручения наблюдается также и в зданиях с идеальным архитектурно-планировочным решением, в которых предусмотрено симметричное во всех направлениях распределение масс и жесткостей.

Объяснением этому могут служить пространственные формы колебаний и неравномерность поля колебаний грунта под фундаментом здания

Выполнен анализ динамических характеристик и сейсмических нагрузок 9-и этажного каркасного здания рамной конструктивной схемы используя различные методы – аналитический, дискретно-аналитический и дискретный метод (МКЭ) реализованный в программных комплексах (LIRA, Scad, Робот Миллениум). Длина $L=60$ м, ширина $B=14.4$ м и высота здания $H=27$ м, высота этажа $h=3$ м. Расчет выполнен при направлениях сейсмической волны отдельно поперек и вдоль здания. Результаты сравнения периодов собственных колебаний приведены в таблице 1.

Таблица 1

Метод	Определение периодов собственных колебаний здания T, с											
	Направление											
	Поперечное									Продольное		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	1	2	3
1 Аналит.	2.83	2.26	1.56	0.95	0.92	0.84	0.57	0.56	0.54	-	-	-
2 PRIS	2.83	2.17	1.58	0.95	0.95	0.85	0.58	0.59	0.55	3.22	1.0	0.66
3 LIRA	2.81	1.99	1.20	0.91	0.83	0.77	0.67	0.54	0.53	3.28	1.2	0.79
4.Scad	2.83	2.83	1.25	1.02	0.94	0.91	0.91	0.75	0.71	3.21	1.2	0.79
5 Robot	2,84	2,81	1,24	1,03	0,94	0,92	0,91	0,75	0,71	3,22		

В проведенных расчетах для определения динамических характеристик применялась трехмерная модель здания и как видно из табл.1 результаты хорошо согласуются между собой. Иначе обстоит дело с сейсмическими нагрузками, для их определения использовалась упрощен-

ная (нуль мерная) модель сейсмических воздействий, принятая на сегодняшний день, в нормах всех стран мира [10].

Такое резкое несоответствие моделей, как и следовало ожидать, приводит к парадоксам: для регулярных (квазирегулярных) конструкций зданий - сейсмические силы при крутильных и изгибных (самоуравновешенных) в плане формах пространственных колебаний равны нулю. Определялись первые 15 форм, при этом сейсмические силы неравные нулю были лишь у шести, соответствующих поступательным колебаниям. В результате происходит занижение усилий возникающих в конструкции на 30 - 70%, а в отдельных- случаях до 150%.

Необходимо использовать алгоритмы позволяющие учитывать неравномерность поля колебаний грунта с выбором наиболее неблагоприятных параметров волновых воздействий и свойств упругого основания. Сейсмические нагрузки затем могут определяться по спектральному методу с учетом требований норм разных стран.

Представляется целесообразным приводить график коэффициента динамичности в параметризованном виде, с тем, чтобы в национальных нормах были уточнены значения параметров исходя из местных грунтовых условий.

Коэффициент динамичности определен для так называемых средних грунтовых условий и осреднённых величин затухания сооружения. В то же время землетрясение в Ниигата (Япония), Мехико (Мексика), Румынское и др. (рис. 2) показали что, максимум динамического коэффициента может сдвигаться вправо из-за резонансных явлений в грунте, что подвергает опасности здания повышенной этажности и гибкие сооружения (рис.3).

Разработанная методика многофакторного анализа особоответственных сооружений и программный комплекс "ПРИС" использовались для исследования сейсмостойкости блока управления Чернобыльской АЭС.

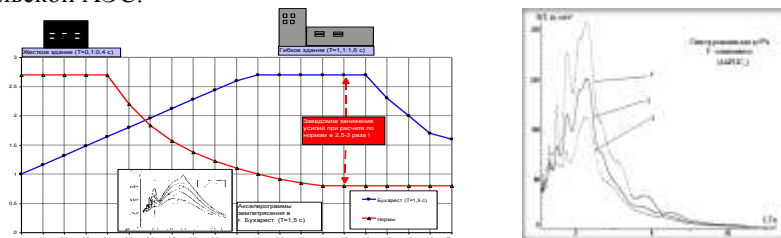


Рис.2. Динамический коэффициент для зоны Вранча Румыния и спектр реакций учитывающий грунтовые условия

На рис. 3 представлены графики грунтовых спектров для расчета резонансных колебаний при воздействии на сооружение коротко- и

длиннопериодных землетрясений. Стрелка на рис.3 отделяет грунтовые спектры для короткопериодных ($T_s \leq 0,6$ с) и длиннопериодных ($T_s > 0,6$ с) землетрясений. Грунтовый спектр с максимальным значением при $T_s = 1,5$ с соответствует Карпатскому землетрясению 1977 г.

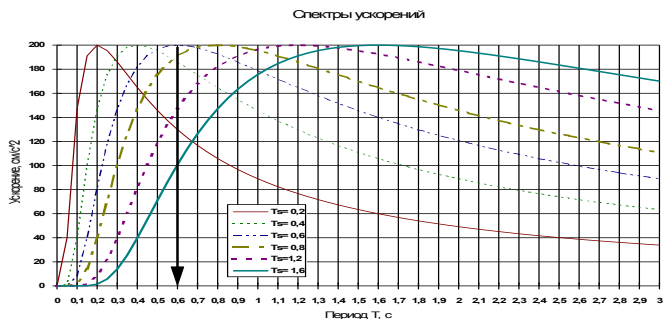


Рис 3 Графики грунтовых спектров для коротко- и длиннопериодных землетрясений по гипотезе равных максимальных ускорений

Многофакторный динамический анализ

Конструкции атомных электростанций типа ЧАЭС должны рассчитываться по нестационарным пространственным моделям с изменяющейся, в зависимости от интенсивности сейсмических воздействий, жесткостью вертикальных и горизонтальных элементов.

Расчеты выполнены с использованием программы “ПРИС”, разработанной при участии автора статьи .

Спектр собственных колебаний пространственной конструкции блока “В” (II очередь ЧАЭС) густой, с длиннопериодными компонентами. Последние изменяются, в зависимости от вариантов моделирования (модель нестационарная), в широких пределах: от 0,67с до 2,8с - для крутильных в плане колебаний и от 0,45с до 1,5с - для поступательных колебаний. Основной период самой жесткой (консольной) модели равен 0,29с.

На рис. 4 приведены графики изменения по высоте здания сейсмических сил, приходящихся на торцовый элемент.

Как видно из рис. 4, при крутильных колебаниях для варианта 1 сейсмические силы незначительны. Это связано с тем, что модель сейсмических воздействий, согласно СНиП, принята “нульмерной”, без учета неравномерности поля колебаний грунта. Это явно не реально. Увеличение преобладающего периода колебаний грунта ($T_s = 1,5$ с) при крутильных колебаниях (вариант 2) дает незначительное увеличение сейсмических сил. Существенно увеличиваются сейсмические силы

при учете неравномерности поля колебаний грунта (вариант 3). Наибольший эффект усиления колебаний и сейсмических сил получен при совместном учете длиннопериодных колебаний грунта и конечной скорости распространения сейсмических волн (вариант 4) (рис. 5).

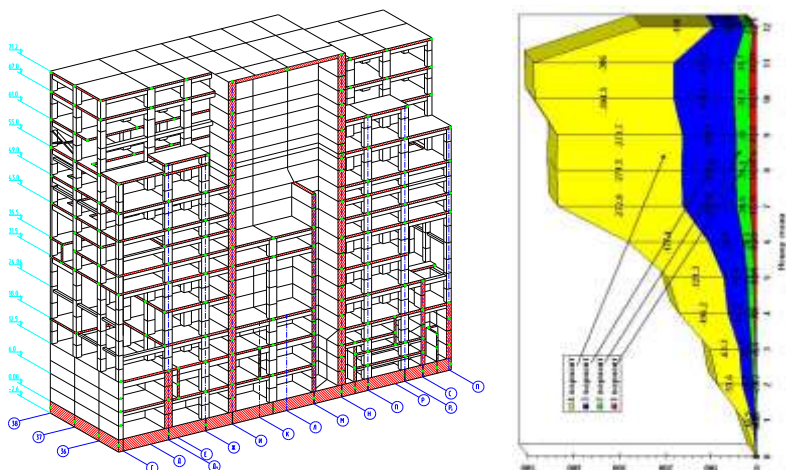


Рис. 4 Блок управления ЧАЭС и графики изменения по высоте здания сейсмических сил, приходящихся на торцовый элемент.

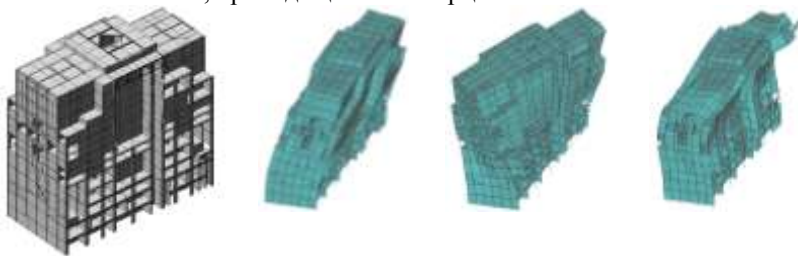


Рис.5. Расчетная схема и первые формы собственных колебаний блока управления ЧАЭС

№ загрузж	№ формы	PRIS Период (с)	LIRA Период (с)	Сумма мод.масс (%)
8	1	2.17	2.292	5.108
8	2	2.02	2.197	35.173
8	3	1.4	1.666	59.402
8	4	0.4	0.513	64.634
8	5	0.380	0.378	65.264

Указанные выше факторы учтены для поступательных в плане колебаний. Здесь обнаружены почти противоположные (в сравнении с крутильными колебаниями) эффекты усиления колебаний.

Определение поперечных сил в торцовой стене с использованием частотно-волнового спектра.

На рис. 3 показаны два грунтовых спектра с преобладающими периодами $T_s=0,3c$ и $T_s=0,65c$, а также гистограмма изменения поперечных сил в основании торцового элемента в зависимости от изменения преобладающих периодов сейсмических волн. Параметры неравномерности поля колебаний приняты следующими: $M1=0,625$; $M2=1,2$; $M3=0,85$.

Вертикальными линиями изображен спектр собственных колебаний сооружения. Он характерен тем, что только две компоненты ($0,45c$ и $0,67c$) относятся к длиннопериодной части спектра, а остальные 7 компонент, находящихся в интервале $0,001c-0,14c$, - к короткопериодной части спектра (рис. 6).

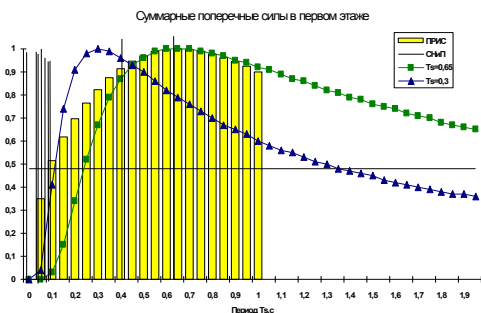


Рис. 6 Зависимость поперечных сил от преобладающих периодов T_s сейсмических волн

Горизонтальной линией отмечен уровень внутренних усилий при нормативном расчете. В зависимости от величины преобладающего периода T_s внутренние усилия могут быть как меньше, так и больше нормативных. В первом случае грунтовые спектры имеют $T_s < 0,1c$, а во втором - $T_s > 0,1c$.

Наибольшие внутренние усилия возникают при воздействии землетрясения с преобладающим периодом $T_s=0,65-0,7c$.

Учет в расчетах неравномерности поля колебаний грунта, фильтрации сейсмических волн и резонансных колебаний сооружений при длиннопериодных землетрясениях приводит, в зависимости от спектральных особенностей сооружений, к увеличению сейсмических

нагрузок в 2-3 раза в сравнении с нормами СССР (в Японии и США при расчете атомных электростанций нормативные сейсмические нагрузки увеличиваются соответственно в 3 и 10 раз).

Распределение поперечных сил и изгибающих моментов по длине сооружения

Для определения расчетных элементов (стен) и их невыгодного загрузки, выполнен анализ изменения поперечных сил и изгибающих моментов в основании в зависимости от величин преобладающих периодов сейсмических волн и параметров, характеризующих неравномерность поля колебаний грунта.

На рис. 7 даны графики изменения поперечных сил для всех 11 поперечных стен. Неравномерность поля колебаний не учитывалась. Максимальные усилия, приходящиеся на торцовые элементы равны 1792 и 1187 кН при преобладающем периоде сейсмических волн $T_s=0,6c$. Максимальные усилия 4 и 5 стены средней, наиболее жесткой, части здания, равны соответственно 2668 и 2720 кН. Эти усилия реализуются при $T_s=0,4c$.

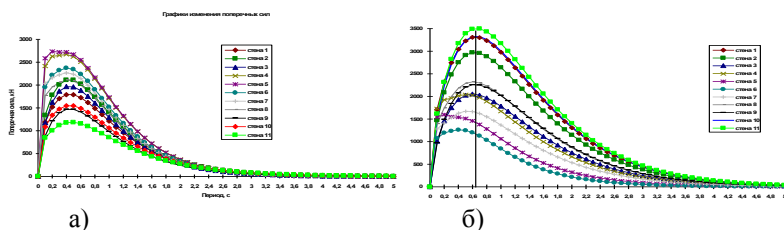


Рис. 7. Поперечные силы в основании стен (поперечников) в зависимости от преобладающих периодов: а) без учета неравномерности поля колебаний грунта; б) с учетом неравномерности поля колебаний грунта.

На рис. 7 даны графики изменения поперечных сил для всех поперечных стен с учетом неравномерности поля колебаний грунта для средних грунтовых условий (II категория). Картина распределения усилий по длине здания иная. На торцовые элементы усилия резко возрасли (3489 , 3306 кН), а на 4 и 5 стены - уменьшились (2041 , 1600 кН).

Таким образом, средняя часть здания (стены 4-8) должна рассчитываться без учета неравномерности поля колебаний, а торцовые части - с учетом неравномерности поля колебаний. Это положение наглядно иллюстрируется рисунком 8.

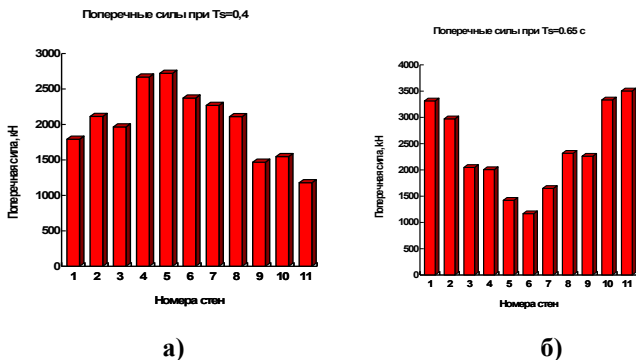


Рис. 8 Распределение поперечных сил по длине сооружения без учета (а) и с учетом (б) неравномерности поля колебаний грунта

Сравнение результатов расчетов по программам LIRA и PRIS на объектах в г. Одессе, ул. Дюковская ,5/2 и ул. Проценко ,50



Рис.9. Формы колебаний частичных систем 2-го уровня перекрытия здания по ул. Дюковская ,5/2

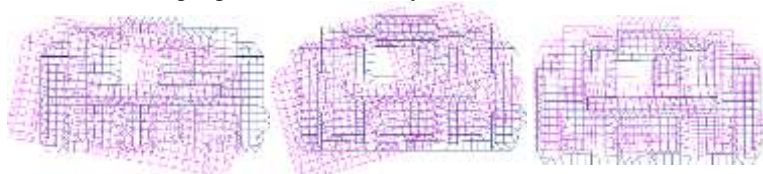


Рис.10. Формы колебаний частичных систем 2-го уровня перекрытия здания по ул. Проценко ,50

№ формы	PRIS Период (с)	LIRA Период (с)
1	2.35	2.292
2	2.22	2.197
3	1.74	1.666
4	0.6	0.513
5	0.4	0.378
6	-	0.374

№ формы	PRIS Период (с)	LIRA Период (с)
1	2.1	2.010
2	1.97	1.923
3	1.89	1.859
4	0.55	0.522
5	0.5	0.485

Для нескольких зданий при активном участии архитекторов и конструкторов нами были оптимизированы вертикальные несущие конструкции.

Пример такого здания, построенного в г. Одесса на ул. Люстдорфская дорога, 55, представлен на рис. 11[11,13]. Для этого здания удалось оптимизировать не только расстановку диафрагм и ядер жесткости, но и уменьшить их количество, что привело к экономии строительных материалов (табл. 4).

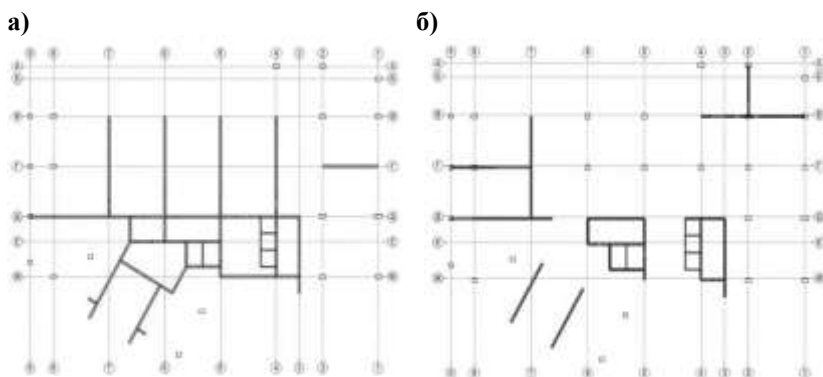


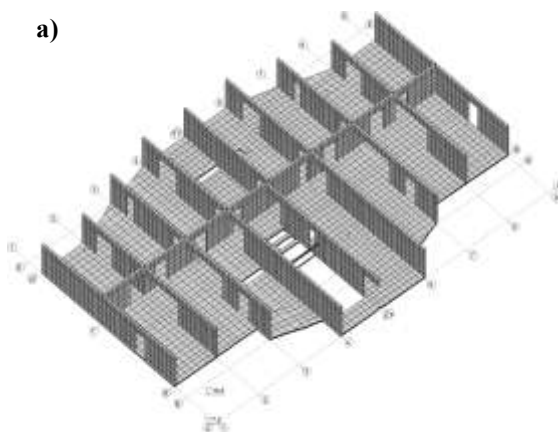
Рис. 11. Расстановка диафрагм и ядер жесткости до оптимизации (а) и после оптимизации (б).

Расчет здание с одной внутренней продольной несущей стеной и несколькими поперечными стенами (рис. 12а) показал, что первая форма собственных колебаний является крутильной (рис. 12б). Наличие большого количества проемов в стенах с учетом того, что надпроемные части стен (перемычки) при сейсмических воздействиях разрушаются, превращает стены в отдельные диафрагмы жесткости, объединенные только перекрытиями, т.е. меняется конструктивная схема здания. Для ухода от крутильных форм колебаний рекомендуется на торцах здания образовать ядра жесткости (рис. 12д) [11].

Таблица 4

Результаты оптимизации несущих конструкций

Параметр	Исходная схема	Оптимизированная схема
Расход бетона на диафрагмы и ядра жесткости (м ³)	4400	2850
Период первой формы собственных колебаний (сек)	2,097	3,130
Максимальный перекося этажа	1/473	1/351



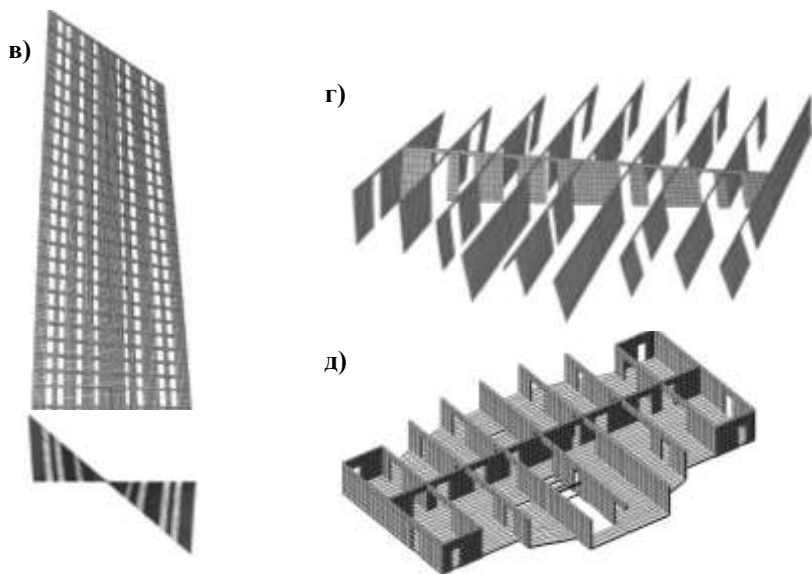


Рис. 12. 24-х этажное здание гостиницы, запроектированное с применением туннельной опалубки. а – типовой этаж; б – первая форма колебаний; в – деформация продольной стены; г – деформация типового этажа; д – рекомендованная схема несущих элементов здания

Выводы

1. Сейсмостойкость зданий в значительной мере зависит от их конфигурации (размеры и форма в плане, проектное положение и тип конструктивных и не конструктивных элементов). Информация, имеющаяся в этой области исследований носит эмпирический характер.

2. В статье с использованием трехмерных моделей дано описание влияния различных параметров конфигурации на формирование сейсмических нагрузок на здание и его элементы. Расчеты сопоставляются с анализом последствий землетрясений.

3. Сейсмические нагрузки, приходящиеся на вертикальные элементы здания, пропорциональны не только величинам их обобщенных жесткостей, но и перемещениям горизонтальных элементов-перекрытий. Деформации перекрытий в своей плоскости снижают ди-

намический эффект, но увеличивают вероятность их разрушения, особенно для протяженных зданий с большими пролетами и со сложной конфигурацией в плане.

4. Оптимальное распределение вертикальных диафрагм жесткости внутри здания и по его периметру должно определяться на основании многовариантных расчетов с учетом снижения прочности и увеличения деформации горизонтальных диафрагм. Для многих типов зданий может быть определена длина, соответствующая минимуму сейсмических нагрузок. Для каркасного здания с двумя диафрагмами по торцам минимуму сейсмических нагрузок соответствует длина 50-60 м. Сейсмостойкость зданий с несущим металлическим или железобетонным рамным каркасом уменьшается с увеличением длины. Обычные проектные решения с 1% отношением общей площади колонны только к площади перекрытий обладают достаточной надежностью только для зданий с малыми размерами в плане. Сейсмические нагрузки для пространственных форм колебаний (кручение, деформирование в плане) могут превышать нагрузки для плоской рамы. Этот эффект вызывается неравномерностью поля колебаний грунта и зависит от соотношения длины здания к скорости распространения сейсмических волн.

5. Вопрос оценки сейсмостойкости нежестких зданий, к которым, как правило, относятся особо ответственные здания и сооружения (атомные электростанции, высокие протяженные здания и др.) остается открытым. Поэтому для этой категории зданий и сооружений необходимо выполнять многофакторный динамический анализ с вариациями моделей зданий и сейсмических воздействий. При таком подходе нормативные оценки сейсмостойкости особо ответственных сооружений должны рассматриваться как самые минимальные.

6. Периоды крутильных колебаний могут совпадать с периодами поступательных колебаний и, даже, превышать последние. В связи с этим есть вероятность проявления при длиннопериодных землетрясениях резонансных колебаний по двум близким частотам (интерференция).

7. Учет в расчетах неравномерности поля колебаний грунта, фильтрации сейсмических волн и резонансных колебаний сооружений при длиннопериодных землетрясениях приводит, в зависимости от спектральных особенностей сооружений, к увеличению сейсмических нагрузок в 2-3 раза в сравнении с нормами.

8. Длиннопериодные компоненты спектра сооружения существенным образом влияют на его реакцию от воздействия длиннопериодных землетрясений. Поэтому влияние местных грунтово-геологических

условий на коэффициент динамичности будет прямо противоположным.

Summary

The models of buildings as a single-dimensional systems with deformable in their plane floors. The models of seismic effects, taking into account the effect of seismic waves runing under the foundation and the unevenness of the field fluctuations on the length of the extended building or structure. The software complex "PRIS" to automate the calculation of three-dimensional models of buildings.

Литература

1. Айзенберг Я.М., Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Смирнов В.И., Трекин Н.Н. Сейсмостойкие многоэтажные здания с железобетонным каркасом. –Москва.: изд-во. АСВ, 2012. 263 с.

2. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий. (Основы теории сейсмостойкости): Учеб. пособие для вузов. М.: Высшая школа, 1983. 304 с.

3. Хачиян Э.Е. Прикладная сейсмология. –Ереван.: изд-во. "ГИТУТЮН" НАН РА, 2008. 491 с.

4. Кукунаев В.С., Механическая модель железобетонных плит различной толщины с трещинами. - Симферополь.: Изд-во «Сталь», 2008.-176с.

5. Строительство в сейсмических районах Украины : ДБН В.1.1-12:2006. – [Действует с 2007-01-02]. – К. : Минрегионстрой Украины, 2006. – 84 с. – (Национальный стандарт Украины).

6. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. В двух частях. –Киев:,2008.-480с.

7. Немчинов Ю.И., Марьенков Н.Г., Хавкин А.К., Бабик К.Н. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости. – Киев:, 2012. – 384 с.

8. Егупов В.К., Егупов К.В., Лукаш Э.П. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость.- Киев.:Будивельник,1982.-144с.
9. Егупов К.В. Проблемы проектирования на сейсмостойкость протяженных и несимметричных сооружений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2000. . – № 1, с.23-29.
10. Егупов К.В. Влияние конструктивных особенностей зданий на определение сейсмических нагрузок / К.В. Егупов / Одесса , Вестник ОГАСА -2002.- вип.8. с. 48-58.
11. Егупов К.В. Научно-техническое сопровождение объектов строительства в Одесском регионе в условиях повышения сейсмичности / К.В.Егупов, Н.Н. Сорока/ Міжвідомчий науково-технічний збірник «Будівельні конструкції.- К.:НДІБК.- 2010.- вып.73.-С. 107-114
12. Егупов К.В., Немчинов Ю.И. Комплексная оценка уязвимости железобетонных зданий при сейсмических воздействиях // Світ Геотехніки. – 2011. .-№ 1(29), с. 5-8.
13. Хавкин А.К. О научно-техническом сопровождении проектирования и строительства в сейсмических районах Украины / [Н.Г. Марьенков, Н.Н. Сорока, К.Н. Бабик, К.В. Егупов] / Міжвідомчий науково-технічний збірник «Будівельні конструкції.- К.:НДІБК.- 2012.- вып.76.-С. 493-503.
14. Егупов К.В. Обобщенный вариационный метод для расчета многоэтажных каркасных зданий / К.В. Егупов / Одесса , Вестник ОГАСА -2012.- вип.45. С. 335-348.
15. Yegupov V., Yegupov K., Starodub V., Mazur P., Kostrijitskiy A., Simulation and Automation of Calculations of Buildings (Structures) on Seismic Effects. An International Journal Computers & Structures, Pergamon, Oxford, 1997, Vol. 63, No. 6, pp. 1065-1083.