

ООО SCAD Soft

Украинский институт исследований окружающей среды и ресурсов

---

УДК 699.841.01

А.В. Перельмутер — доктор техн. наук  
В.С. Карпиловский, Э.З.Криксунов, С.Ю. Фиалко — кандидаты техн. наук  
А.А. Маляренко — инженер

**ОПЫТ РЕАЛИЗАЦИИ ПРОЕКТА МСН СНГ  
"СТРОИТЕЛЬСТВО В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ"  
В ПРОГРАММНОЙ СИСТЕМЕ SCAD**

Материалы к докладу на  
V Российской национальной конференции  
по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию, Сочи, 22-26  
сентября 2003 г.

Киев - 2003

## 1. Мотивация

Появление нового нормативного документа, связанного с проектированием строительных конструкций, вызывает потребность в соответствующей корректировке используемого программного обеспечения. Поэтому не удивительно, что публикация проекта межгосударственных строительных норм (МСН СНГ) «Строительство в сейсмических районах» [5] инициировало попытку реализации этих норм в проектно-вычислительном комплексе SCAD [4], который нашел широкое применение во многих организациях СНГ. Целью этой работы была проверка рекомендаций МСН СНГ на примерах решения больших проектных задач, а также отработка пользовательского интерфейса и сопоставление его с привычными для инженеров-проектировщиков подходами к заданию входной информации и оценке результатов расчета.

Программная реализация нормативного документа является хорошей тестовой процедурой, поскольку в ее процессе выявляются нестыковки, логические противоречия, неполнота и нечеткость формулировок и другие недостатки проекта норм. Кроме того, в предлагаемом проекте норм при рассмотрении ряда вопросов отсутствуют четкие и ясные постановки задач, во многих случаях предлагаемые методы решения плохо совместимы с компьютерными методами анализа из-за их не алгоритмичности и не всегда обоснованной ориентации на ручной счет. Проект МСН зачастую обходит молчанием такие важные вопросы, как выбор наиболее опасного направления сейсмического воздействия или способа сочетания результатов расчета при различных направлениях воздействия, выбор числа учитываемых форм собственных колебаний и т.п.

В особенности сказанное относится к случаям, когда реализация связана с использованием не специализированного, а универсального программного продукта. Здесь особенно остро встают вопросы, связанные с неоговоренными пределами применимости требований норм, с тем, что не фиксируется при неформальном прочтении их человеком, но становится препятствием при создании алгоритма.

Существует мнение, что нормативный документ должен быть по возможности упрощен, поскольку его читателем является рядовой инженер-проектировщик, не искушенный в тонкостях проблем динамики сооружений. Не соглашаясь с этим по существу, приведем

еще один контрдовод. Он состоит в том, что международные строительные нормы скорее всего не являются документом прямого действия и за ними стоят национальные нормы. Следовательно, читателями МСН являются разработчики национальных нормативных документов, которые уж должны быть специалистами в области динамики сооружений.

В настоящей работе приводятся сведения об опыте реализации проекта МСН и сообщается о возникших при этом трудностях, вытекающих из-за неточности некоторых положений и формулировок проекта рассматриваемого нормативного документа.

Известно о реализации проекта нормативного документа в расчетном комплексе Profet-Stark-ES. Авторы этой попытки тесно сотрудничали с составителями норм [6] и, скорее всего, различного типа нестыковки преодолевали в рабочем порядке. Но информация о возникших проблемах реализации не опубликована и во многих деталях осталась не ясной, поэтому коллектив разработчиков программной системы SCAD посчитал необходимым выступить с инициативой открытого обсуждения того опыта, который возник в процессе реализации проекта МСН СНГ, а также целого ряда смежных вопросов, связанных с выполнением расчетов на сейсмические воздействия.

Замечания и предложения, высказываемые ниже, основаны на многолетнем опыте динамических расчетов самых разнообразных конструкций, на анализе норм США, Франции и Еврокода-8, а также на опыте реализации этих норм в программах Robot-97 и Robot-Millennium.

Главной целью этой публикации и наших предложений является повышение надежности и безопасности, в том числе и за счет уточнения сейсмических расчетов.

## 2. Параметры сейсмического воздействия

### 2.1. Нижняя граница учитываемой сейсмичности

Пунктом 1.1. проекта МСН предусмотрено, что проверке сейсмостойкости подлежат только те здания и сооружения, которые расположены на площадках с сейсмичностью 7 баллов и выше. По-видимому предполагается, что на площадках с меньшей сейсмичностью никакие дополнительные меры обеспечения сейсмостойкости не нужны.

Следует иметь в виду, что возможность не использовать специальные методы сейсмического проектирования для сейсмичности 6 баллов и менее основано на анализе поведения зданий обычной конструкции и относительно небольшой этажности, и совершенно не ясно, как при землетрясениях поведут себя другие здания, конструктивные решения которых не соответствуют требованиям раздела 3 МСН.<sup>1</sup>

Одна из возможностей появления такой «ненормативной» ситуации связана с тем, что имеются многочисленные примеры увеличения уровня сейсмичности уже застроенных территорий, например, вследствие техногенных влияний. По сути эта ситуация упоминается в п.4.1 и следует указать, что для Украины она является весьма типичной. Возникающие при этом проблемы частично затрагивались в [2], однако там по сути рассматривался вопрос о строительстве новых объектов на территориях, считавшихся ранее не сейсмичными, а не о выработке отношения к существующим зданиям и сооружениям.

Для оценки упомянутого эффекта были выполнены расчеты построенного недавно в Киеве здания, выполненного в современных свободных архитектурных формах (рис.1).

Результаты этих расчетов показали, что при 5 баллах напряжения в основных несущих элементах стен и колонн первого этажа возросли на 15%, по сравнению с напряжениями, получаемыми без учета сеймики, а при 6 баллах это возрастание достигало 40%. Очевидно, что этот эффект может только возрастать при рассмотрении зданий с большим числом этажей.

---

<sup>1</sup> Интересно, что Еврокод-8 [18], например, располагает нижней границу своих требований на уровне проектного ускорения грунта 0,05g, что по сути соответствует примерно 6 баллам.

Конечно, можно сказать, что форма здания не соответствует конструктивным рекомендациям для сейсмостойкого строительства и следует предусмотреть соответствующую форму, разрезку антисейсмическим швами и т.п.

Но если для зданий еще можно себе представить, что будут применяться объемно-планировочные решения, соответствующие требованиям пп. 3.3 - 3.7 по упрощению их конфигурации, то для сооружений другого типа эти требования могут оказаться невыполнимыми принципиально. Достаточно типичным примером этого тезиса может служить конструкция обслуживания технологической установки, показанная на рис. 2.

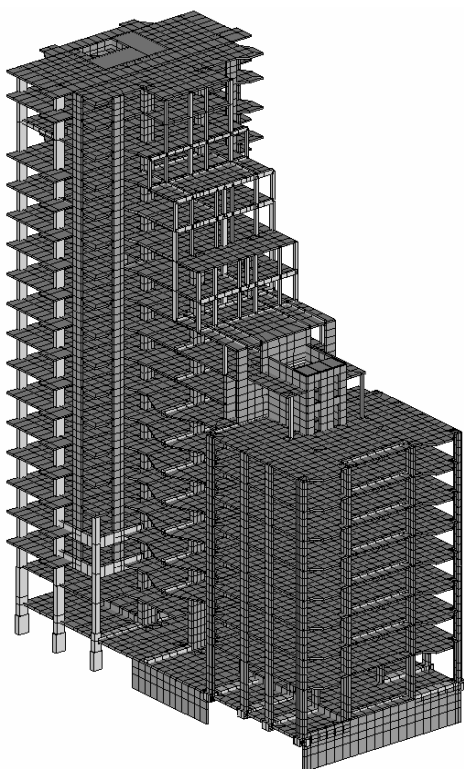


Рис. 1. Здание свободной объемно-планировочной компоновки

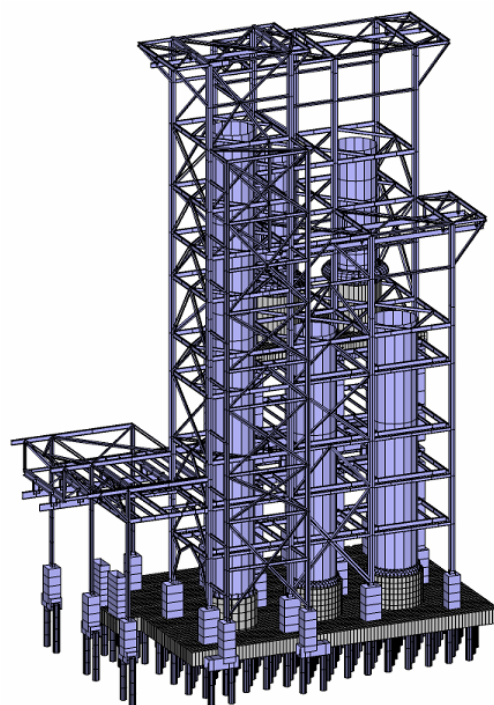


Рис.2. Технологическая установка

## ***2.2. Спектральный коэффициент динамичности***

Коэффициент динамичности  $\beta$  учитывает в интегральной форме особенности воздействия реальных землетрясений на упругую систему с одной степенью свободы. Для многомассовых систем при использовании спектрального метода задача сводится к суперпозиции решений для каждой формы по специально устанавливаемым правилам.

Зависимость  $\beta(T)$  спектрального коэффициента динамичности от периода собственных колебаний  $T$ , приведенная в нормах

проектирования, неоднократно корректировалась. Не совпадают эти зависимости и в национальных нормах разных стран СНГ. И связано это с наличием так называемых длиннопериодных землетрясений, типичным примером которых могут служить румынские землетрясения (на рис. 3 показаны их спектры), где максимум динамического коэффициента может сдвигаться вправо [20], что подвергает опасности здания повышенной этажности и гибкие сооружения. Такого рода землетрясения характерны для зоны Вранча, влияние которой распространяется на многие регионы Украины.

Представляется целесообразным приводить в нормах график коэффициента динамичности в параметризованном виде (рис. 4), с тем чтобы значения параметров  $T_B$  и  $T_C$ , а также показатель степени  $n$  были уточнены в национальных нормах исходя из местных условий. На таком принципе построены нормы США [222] и Еврокод-8 [18].

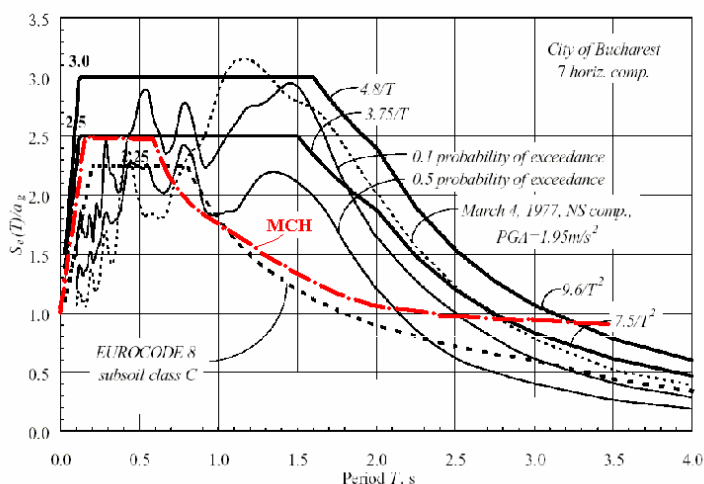


Рис. 3. Спектр ускорений при землетрясении в Бухаресте

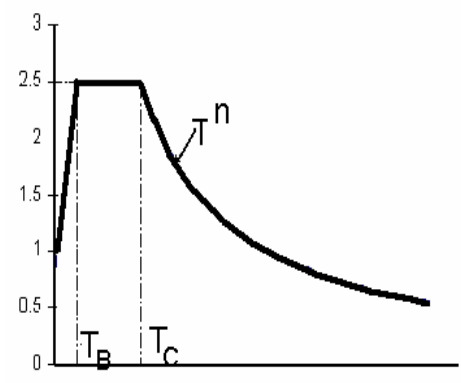


Рис. 4. Параметризованный график коэффициента динамичности

### 2.3. Акселерограммы

Применение подхода, основанного на интегрировании уравнений движения (в нормах он, на наш взгляд, неудачно назван прямым динамическим расчетом), рекомендуемое пп. 2.24-2.32, проекта норм (впрочем, как и действующими нормами), является обязательным для самых ответственных сооружений. Но именно этот метод расчета не подкреплен никакими конкретными рекомендациями. В частности, остаются не ясными правила отбора представительных инструментальных записей акселерограмм, которые могут

использоваться на конкретной площадке строительства, требования к искусственным акселерограммам (например, продолжительность реализации, масштабирование или уравнированность [13, с.33-35]), требования к обработке результатов расчета конструкций, выполненных с использованием зафиксированных или синтезированных акселерограмм.

Представляется, что могут быть сформулированы хотя бы самые общие рекомендации такого рода, например, по отбору инструментальных записей тех землетрясений, которые соответствуют определенной магнитуде и расстоянию до места строительства. Как минимум, требуются указания по минимальному числу используемых акселерограмм (Еврокод-8 называет число пять), по способам обработки результатов прямого динамического расчета (средние значения усилий, средние плюс стандарт, 70%-ная обеспеченность или что-либо другое), по комбинированию результатов расчета с использованием акселерограмм, соответствующих различным направлениям сейсмического воздействия.

По-видимому авторы проекта не привели эти данные ориентируясь на то, что пунктом 2.32 регламентируется некая процедура «научное сопровождение», не предусмотренная действующим законодательством и создающая некоторую закрытую касту «специализированных научных организаций». Нет никаких возражений против того, чтобы сложные расчеты делали профессионалы (это есть обычное требование лицензирования), но нельзя только им вверять информацию, к которой нет официального доступа другим специалистам и, вдобавок ко всему, считать «хранителем божественной тайны» некую организацию<sup>2</sup>.

Заметим также, что изложение пунктов 2.24-2.32 никак не связано с описанием расчетных моделей сейсмического воздействия из приложения 5. В частности, не определено отношение акселерограмм к описанию дифференциальной и интегральной пространственных моделей воздействия (см. п. 2.3 приложения 5). Например, совершенно очевидно, что для сооружений большой протяженности, размеры которых имеют порядок полуволны сейсмических колебаний (эту длину можно вычислить с использованием данных

---

<sup>2</sup> Здесь проявляется присущая большинству стран СНГ тенденция лицензировать работу организаций, а не специалистов. Но ведь носителем знания является профессионал, а не фирма, в которой он работает.

приложения 3), учет несинхронности движения точек опирания может заметно изменить результаты расчета [15].

### **3. Расчетная динамическая модель**

#### ***3.1. Общие требования к расчетным схемам***

Все нормативные требования формулируются в предположении использования вполне определенных расчетных схем, хотя, к сожалению, явное описание таких предположений в нормативном документе отсутствует. В особенности важным является формулировка такого рода требований, когда предполагается использование довольно условного варианта спектрального метода расчета, который предполагает расчет упругой системы и последующее введение редуцированного коэффициента  $k_1$ , учитывающего возможные неупругие деформации и локальные повреждения элементов здания. Здесь область применимости нормативных рекомендаций, дающих более чем двукратный разброс значений  $k_1$ , весьма тесно увязана с возможностью использования тех или иных расчетных моделей.

Было бы целесообразным, чтобы в нормах присутствовала четко сформулированная рекомендация о преимущественном выполнении сейсмических расчетов с использованием трехмерных моделей.

В качестве простейшей расчетной модели п.2.7 предлагает расчетную схему в виде невесомого упруго деформируемого консольного стержня, жестко защемленного в основании, несущего сосредоточенные массы, расположенные в уровнях перекрытий и совершающего колебательное движение по одной из главных осей симметрии. И применительно к этой модели формулируется спектральный метод расчета.

Но этот метод нельзя ограничивать только консольной схемой, и простейшим контрпримером может служить арочная конструкция пролетом 24 м (она должна рассчитываться на вертикальные сейсмические нагрузки в соответствии с п.2.5) и достаточно подъемистая, чтобы учитывать горизонтальные сейсмические нагрузки. Таким образом область применения спектрального метода расчета распространяется на гораздо более широкий класс расчетных моделей, что практически и реализуют все известные нам программные системы.

В таблице 2.1 проекта МСН, которая по замыслу должна лимитировать применение различных расчетных моделей, ничего не сказано о модели, которая должна использоваться при прямом



динамическом расчете. Если следовать логике построения указанной таблицы, где продвижение вниз по строкам связано с увеличением точности расчета, то для п.2 следовало бы ожидать, что в прямом динамическом расчете следует учитывать акселерограммы поступательного движения и углового вращения, но о последних ничего не сказано в пп.2.24 - 2.32. Тогда возникает закономерный вопрос — а так ли сильно уточняется расчет при использовании приложения 5, где угловое выражение учитывается только в рамках спектрального метода расчета. Или же интегрирование уравнений движения не является самым точным вариантом из предлагаемых методов расчета?

Применение той или иной расчетной модели проект МСН связывает и с регулярностью сооружения, критериям которой посвящено приложение 7. Некоторые формулировки этого приложения вызывают сомнение, а именно:

- говоря о симметричном распределении масс в плане, мы игнорируем тот факт, что в число масс должны включаться и долговременно действующие временные нагрузки (см. п.2.1), которые могут быть расположены на конструкции несимметрично;
- для многих зданий жесткость междуэтажного перекрытия сопоставима с жесткостью стен или диафрагм, но этот факт не лишает здание свойства регулярности, поэтому он не может выступать в качестве критерия;
- тот факт, что сейсмические силы, приложенные с учетом случайных эксцентриситетов, увеличивают среднее перемещение этажа не более чем на 20% свидетельствует лишь о достаточной крутильной жесткости, но не об отсутствии регулярности.

Рекомендация таблицы приложения 7 оперирует терминами «специальная конструктивная модель» и «многомодульный (по-видимому, многомодальный?) метод анализа», которые, как минимум, должны быть пояснены.

### ***3.2. Инерционные характеристики.***

Предлагаемая динамическая модель с диском, кручение которого связано с центральным осевым моментом инерции  $\Theta$ , является корректной лишь в том случае, когда такой диск присоединен к вертикальным элементам жесткости только в одной точке (консольная схема). Во всех остальных случаях должны использоваться уравнения связей, обеспечивающих недеформируемость диска в своей плоскости. Поскольку учет таких

дополнительных связей не является тривиальной задачей и поскольку определение момента инерции  $\Theta$  для перекрытия, имеющего произвольную форму в плане, может также вызывать определенные затруднения, следовало бы подумать о более детальном изложении этого вопроса.

В частности, использование моментов инерции относительно всех трех осей вытекает из формального прочтения формулы (20 приложения 5, где обозначено  $\Theta_{jp}$  ( $j = 1, 2, 3$  — номера направлений;  $p = 1, 2, \dots, n$  — номера точек приведения инерционных характеристик), а также из формулы (2.7) основного текста. При этом уже моменты инерции не являются инерционными характеристиками дисков междуэтажных перекрытий по описанию пункта 1.3 приложения 5. По сути авторы норм деликатно обошли молчанием вопрос о недиагональных членах матрицы инерции, связанными с углами поворота узловых точек. Можно ли ими попросту пренебречь? Или же следует использовать главные центральные координатные оси? Но тогда задача перестает быть инвариантной по отношению к любому изменению координатных осей, что может привести (и, как показывает опыт, приводит) к заметным ошибкам. И уже безусловно следует определить, относительно каких осей определяются моменты инерции масс.

В современных программах МКЭ требуемая нормами модель перекрытия в виде жесткого диска приводит к неоправданно большим дополнительным трудностям, связанным, как с созданием конечно-элементной модели сооружения, так и с ее анализом. Чаще всего перекрытия моделируются плоскими оболочечными конечными элементами, и в динамическом расчете в узлах этой модели располагаются сосредоточенные массы. Для приведения такой модели к жесткому в горизонтальной плоскости диску необходимо накладывать на узлы систему жестких связей. При этом:

- добавляется работа по наложению упомянутых связей;
- теряется идентичность моделей, предназначенных для статического и динамического расчета и возникает проблема комбинирования соответствующих результатов;
- ухудшается показатель разреженности матрицы уравнений равновесия, что приводит к возрастанию времени анализа.

И главное: переход от обычной конечно-элементной модели к модели с жесткими дисками никоим образом не увеличивает точность результатов. Следовательно, со всех точек зрения предлагаемая нормами консольно-дисковая модель не оправдана.

Как показывает опыт, при достаточно детальном разбиении системы на конечные элементы приемлемая точность достигается при приведении инерционных характеристик только к узловым силам, тогда как инерционные моменты по сути заменяются парами сил, приложенными к узлам системы (рис. 5). Фактически здесь используется метод вычисления моментов инерции тел, собранных из конечных элементов, с помощью редуцирования площадей [11].

В формуле (2.2) и в других местах используется обозначение  $Q_k$ , которое в п.2.8 расшифровывается как нагрузка, принятая сосредоточенной в точке  $k$ . Требуется оговорка, что это может быть только нагрузка обладающая массой (вес массы). Представим себе, что это, например, нагрузка от предварительного натяжения (по СНиП 2.01.07-85 она классифицируется как постоянная и в соответствии с требованиями п.2.1 должна войти в особое сочетание), естественно, что при этом будет получен ошибочный результат.

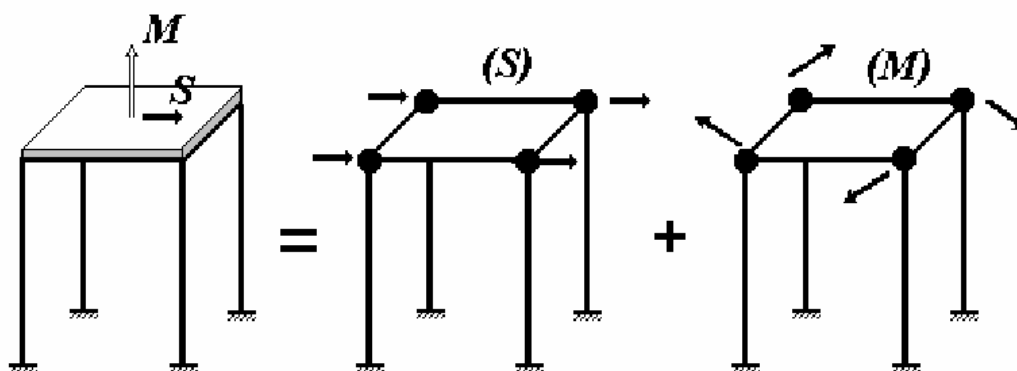


Рис.5. Приведении инерционных характеристик к узловым силам

Кроме того, следовало бы указать, что при определении частот и форм собственных колебаний в расчетной модели сооружения должны быть учтены массы всех нагрузок, входящих в расчетное сочетание по пп.2.1 - 2.2 (нормативных значений постоянных нагрузок, временных длительно действующих нагрузок и т.п.).

### 3.3. *Использование корректно построенных конечных элементов*

В некоторых случаях расчетная модель сооружения может приниматься в форме консольного стержня, с помощью которого изображается ядро жесткости здания, и на этом стержне расположены диски междуэтажных перекрытий (рис. 6). Эта схема может, например, применяться в случаях, предусмотренных строкой 1,б таблицы 2.1 из проекта МСН.

При этом необходимо правильно моделировать сопряжение стержневых и плитных конечных элементов, предусматривая использование «разнесенного крепления», путем вставки в место контакта абсолютно жесткого тела, не меняющего своих размеров при любых изменениях сетки конечных элементов и моделирующего подколонтник [11, стр. 214]. Без такого моделирования система оказывается изменяемой, поскольку не сопротивляется кручению перекрытия вокруг колонны.

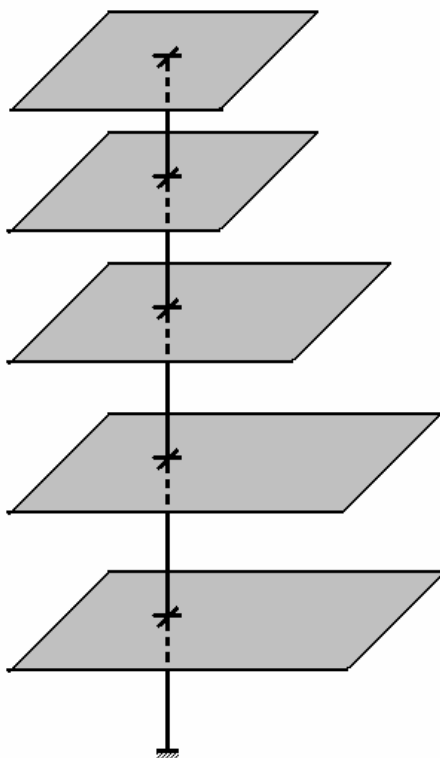


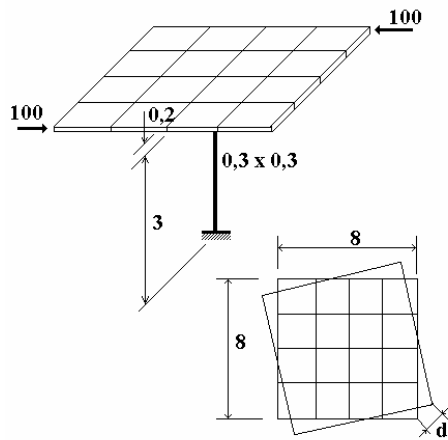
Рис. 6. Консольно-дисксовая модель

Широко разрекламированное решение этой проблемы путем использования специальных конечных элементов плиты с дополнительной степенью свободы вращения (drilling rotation) [13] является некорректным. Нетрудно проверить, что угол закручивания плиты вокруг колонны имеющий некоторое вполне определенное значение для заданной на перекрытии сетки конечных элементов, начинает неограниченно возрастать при сгущении сетки.

Результаты расчета соответствующей модельной задачи по рис. 7,а, выполненные с использованием программы Stark-ES, представлены на рис. 7,б. В данном случае система является статически определимой по отношению к усилиям в колонне и получаемое в ней усилие оказывается верным. Но при некотором дополнительном закреплении перекрытия от поворота, когда необходимо учитывать жесткость «защемления» колонны в плите, распределение внутренних усилий, получаемое при использовании

таких элементов, не имеют никакого отношения к реальности, поскольку зависят от произвольного выбора конечно-элементной сетки.

а)



б)

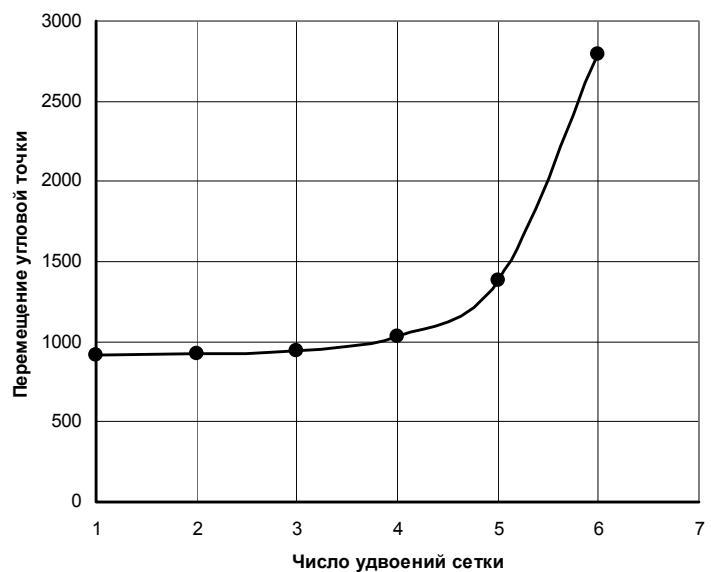


Рис. 7. Результаты расчета при различных сеточных разбиениях

### 3.4. Метод решения задачи на собственные значения

Расчет на сейсмическое воздействие в комплексе SCAD выполняется или методом интегрирования уравнений движения с использованием разложения нагрузки (переносных сил инерции) по формам собственных колебаний упругой системы без демпфирования, или в форме спектрального метода.

В обоих случаях для определения частот и форм собственных колебаний может использоваться метод итерации подпространства [23] или блочный алгоритм Ланцоша со сдвигами [5, 16]. Последний обеспечивает высокую точность и расширяет круг задач, для которых можно получить решение. Это наглядно показывает пример расчета многоэтажного здания, показанного на рис. 1.

Для этого примера в табл.1 указаны данные о времени ЭВМ (компьютер Р-III, тактовая частота 1000 МГц, 512 МВ RAM), затраченного для получения  $n$  собственных пар с точностью не хуже чем  $10^{-4}$ .

Реализованный в системе SCAD вариант блочного метода Ланцоша со сдвигами оснащен механизмом подсчета процента учтенной модальной массы [16, 17]. Определение процента удержанной массы особенно важно в тех случаях, когда в нижней части спектра содержатся локальные формы колебаний с малым

вкладом в сейсмический отклик системы. Одним из очевидных случаев такой ситуации является пример зданий и сооружений, подсистемы которых имеют значительно отличающиеся жесткостные или инерционные характеристики (рис.8).

Таблица 1

Количество собственных пар, $n$	Итерация подпространства	Блочная итерация подпространства	Блочный метод Ланцоша со сдвигами
25	2°28'31"	1°49'38"	38'14"
50	5°18'13"	3°06'16"	55'56"
100	решение не получено	решение не получено	1°52'14"
1000	решение не получено	решение не получено	11°25'02"

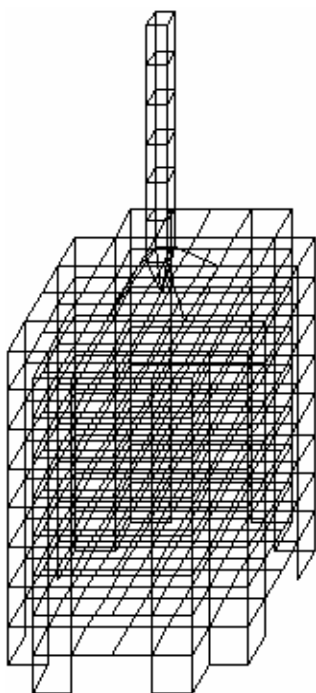


Рис.8. Схема нерегулярного здания

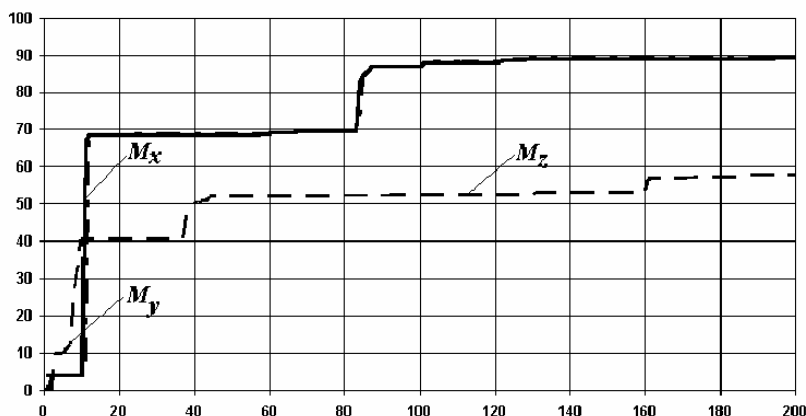


Рис.9. Зависимость процента удержанных масс от количества учтенных форм

Для этой конструкции на рис.9 показана зависимость процента удержанных масс по направлениям X, Y и Z от количества учтенных форм собственных колебаний. Здесь  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$  — сумма модальных масс соответственно при воздействии вдоль X, Y и Z. Из этого рисунка видно, что первые 6-7 собственных форм попросту не влияют на решение, поскольку они связаны с локальными

движениями легкой надстройки (вытяжной трубы) и реализуют известный «эффект хлыста».

Однако появление низкочастотных локальных мод не всегда столь очевидно вытекает из рассмотрения схемы конструкции. В частности, такие эффекты зачастую реализуются в форме локальных колебаний междуэтажных перекрытий или легких навесных панелей стенового ограждения. На рис. 10 показаны формы собственных колебаний того же здания, что было показано на рис. 8, но без вытяжной трубы. Видно, что первые формы соответствуют движениям покрытия и перекрытий.

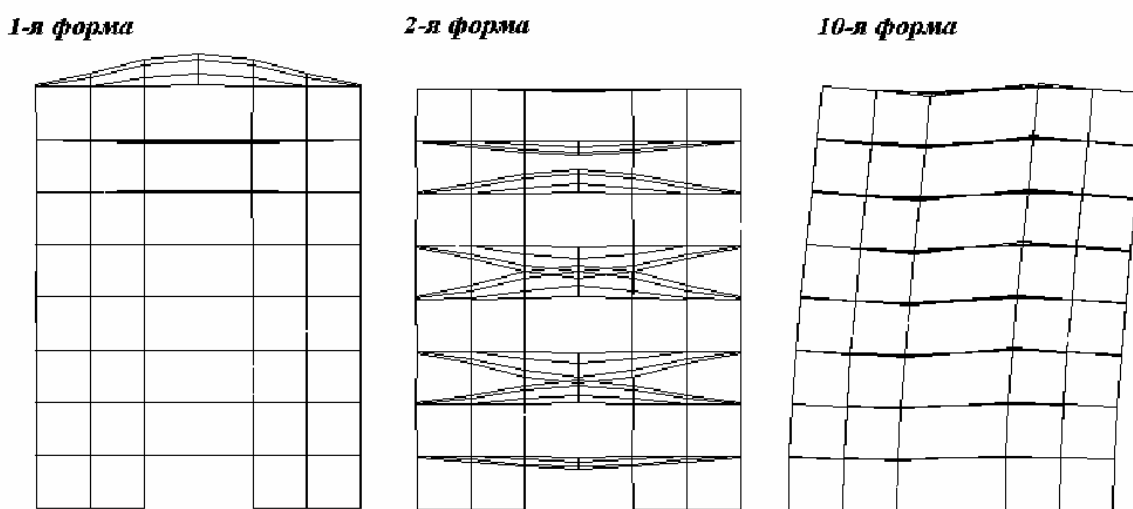


Рис. 10. Формы собственных колебаний

Кроме того, следует обратить внимание на негладкий характер возрастания процента модальных масс от учтенного числа форм собственных колебаний. Это создает определенные сложности при попытке корректно учесть необходимое число учитываемых форм собственных колебаний без использования специального алгоритма, обеспечивающего прямое вычисление процента удержанных модальных масс. Такое негладкое поведение характерно для большинства реальных задач при сколь-нибудь сложной конструктивной схеме объекта.

В связи со сказанным возникает недоумение по поводу требования п.2.20 из проекта МСН о числе учитываемых форм собственных колебаний (точнее — категоричность использованной формулировки «следует принимать...»). Но даже в случае, подразумеваемом этим пунктом, когда достаточно ограничиться небольшим числом первых форм, нельзя обрывать расчетную модель на кратной форме собственных колебаний. Нетрудно представить себе, что произойдет, если, например, первая собственная частота  $\omega_1$

= 0,8 (период  $T = \omega_1/2\pi = 0,123 < 0,4$  с) окажется двукратной, а формальное следование указаниям норм ограничит вычисления только первой формой. Высказанное замечание не является мелкой придиркой. Как показывает опыт реальных расчетов, именно сооружения простой геометрической формы при их пространственном расчете часто обладают кратными частотами.

Вопрос о том, какое количество собственных форм следует учитывать, является очень важным и должен решаться на основе математически обоснованных критериев. Таким критерием в случае применения модели воздействия в форме синхронных смещений основания может быть сумма модальных масс по каждому направлению. Этот критерий уже много лет используется в нормах США, Франции и других стран и основан на том, что если учесть все собственные формы, то сумма модальных масс по каждому из направлений  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  равняется 100%. В упомянутых нормах требуется, чтобы, чтобы сумма модальных масс по каждому из направлений была не меньше 90%.

В работе [16, стр. 594] на простом примере проиллюстрирована зависимость внутренних усилий в конструкции от суммы модальных масс и показано, что малое значение этой суммы может привести к существенному занижению расчетных усилий.

Подчеркнем еще раз: количество требуемых форм собственных колебаний не может декларироваться, а должно устанавливаться в процессе расчета. Мы считаем, что в нормах необходимо включить рекомендацию, чтобы количество собственных форм обеспечивало сумму модальных масс не менее, чем 90% по горизонтальным направлениям и не менее 75% по вертикальному направлению. В противном случае невозможно гарантировать полноту базиса, используемого при разложении движения по собственным формам.

### ***3.5. Область применения расчетных моделей различного вида***

Динамический расчет на сейсмическое воздействие, будь то спектральный метод или интегрирование уравнений движения, должен основываться на одинаковых предположениях о сейсмическом движении основания (хотя бы на качественном уровне описания), однако это условие в проекте МСН не выдержано. Нечетко сформулированы и области применения различных методов расчета, представленные в табл.2.1. Так, например прямой



динамический расчет предписывается выполнять для зданий и сооружений высотой более 75 метров, однако ничего не сказано о большепролетных конструкциях, для которых такой расчет не менее необходим.

В этой таблице используется понятие «здания и сооружения простой геометрической формы», для которого не существует сколь бы то ни было четкого определения. По некоторым косвенным признакам можно понять, что имеются в виду здания и сооружения, у которых крутильная форма собственных колебаний не входит в число первых.

Однако нетрудно показать, что квадратное в плане здание даже большой высоты с чисто сдвиговой формой поэтажного деформирования может иметь трехкратную первую собственную частоту, а в числе форм собственных колебаний, принадлежащей этой частоте, присутствуют два сдвига и одно закручивание дисков междуэтажных перекрытий.

## **4. Крутильная компонента сейсмического воздействия**

### ***4.1. Использование вектора ротации***

В проекте МСН проводится абсолютно правильная мысль, что на сооружение действуют не только сейсмическая сила (как это было предусмотрено в СНиП II-7-81\*), но и сейсмический момент. Комбинация этих нагрузок приводит к напряженно-деформированному состоянию элементов конструкций, которое по своему характеру и по интенсивности усилий полнее, определеннее и корректнее соответствует фактическому напряженно-деформированному состоянию сооружения при землетрясении. Подробные рекомендации по этому поводу приведены в п.2.21 и приложении 5, а более упрощенный прием их учета — в п. 2.22.

Однако способ изложения указанных требований и ряд имеющихся неточностей создают определенные затруднения и могут привести к неправильным решениям. Именно на этих вопросах мы остановимся более детально.

Пункт 2.21 определяет значение крутильной сейсмической нагрузки таким образом, что она оказывается пропорциональной моменту инерции массы в  $k$ -ом узле расчетной модели, но при использовании расчетных схем, в которых инерционные свойства отнесены только к материальным точкам (а большинство современных программных систем, построенных на конечно-

элементной идеологии, оперируют именно с такими схемами) мы получим нулевые результаты. Конечно, приложение 5, к которому нас отправляет п.2.21, дает правильные результаты, поскольку вращательные движения грунта будут учтены за счет слагаемых, входящих в квадратные скобки числителя формулы (2), но возникает некоторая терминологическая нечеткость, которую следовало бы, как минимум, пояснить.

Следует отметить, что формула (2) из приложения 5 содержит параметр  $w(B)$ , значения которого даны в п.2.5 этого же приложения. Но нетрудно увидеть, что параметр  $w(B)$  должен иметь размерность 1/длина, и какая размерность длин взята для числовых значений  $2 \cdot 10^{-2}$ ,  $6 \cdot 10^{-2}$ ,  $9 \cdot 10^{-2}$  остается неизвестным<sup>3</sup>.

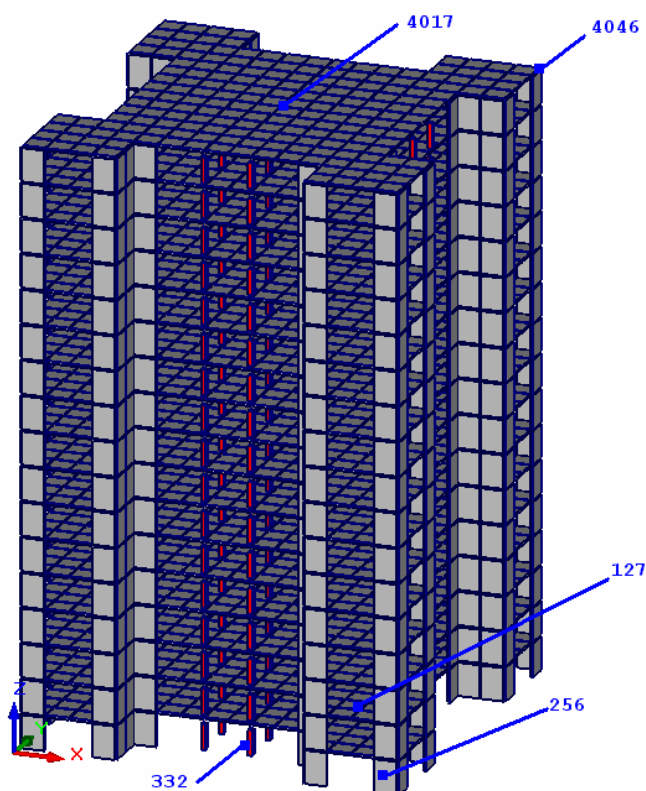


Рис. 11. К примерам сопоставительных расчетов

Полезно заметить, что член

$$\left[ v_{\ddot{X}_{j0}} + w(B) E_{jmn} (x_{mp} v_{\ddot{\alpha}_{n0}} - x_{np} v_{\ddot{\alpha}_{m0}}) \right]$$

этой формулы содержит два слагаемых: первое из которых имеет порядок единицы, а второе может достигать значений 2...4 при величинах  $x_{mp}$ , измеряемых десятками метров. Это приводит к возрастанию результатов расчета по сравнению с расчетами по действующим нормам в разы, о чем свидетельствуют данные

<sup>3</sup> При разработке программы, мы посчитали что этим значениям соответствует длина взятая в метрах.

экспериментального расчета достаточно простого здания, показанного на рис. 11.

В табл. 2 приведены относительные значения перемещений, вычисленные для двух узлов на вершине здания: центрального №4017 и периферийного №4046 в сопоставлении с решением по действующим нормам.

Таблица 2

Вариант	$X_{4046}/X_{4046}^{СНиП}$	$Y_{4046}/Y_{4046}^{СНиП}$	$X_{4017}/X_{4017}^{СНиП}$	$Y_{4017}/Y_{4017}^{СНиП}$
По МСН $\alpha \equiv 0$	0,99	0,93	0,99	0,92
По МСН $\alpha \parallel Y$	3,24	3,24	3,24	3,24
По МСН $\alpha \parallel Z$ (в центре)	2,66	2,56	1,57	1,56
По МСН $\alpha \parallel Z$ (в углу)	4,28	3,92	3,70	2,95

Расчет выполнялся на сейсмическое воздействие вдоль оси  $X$  по действующему СНиП, по проекту МСН (приложение 5) но без учета ротационной составляющей и с учетом вектора ротации, взятого в трех вариантах. Первый вариант соответствовал вектору ротации  $\alpha$ , привязанному к центру основания и ориентированному вдоль горизонтальной оси  $Y$ , второй — при ориентации вектора  $\alpha$  вдоль оси  $Z$  и, наконец третий — при ориентации  $\alpha$  вдоль оси  $Z$ , но с привязкой этого вектора к углу основания.

Нетрудно видеть, что результаты расчета по СНиП и по МСН в варианте  $\alpha \equiv 0$  практически совпадают, чего нельзя сказать о других случаях, когда они расходятся в разы. Аналогичные результаты получены и для усилий в стенах (элемент №256), в колоннах (элемент №332) и плитах междуэтажного перекрытия (элемент №127). Настораживает тот факт, что все построенные сегодня в сейсмических районах здания вдруг в один миг могут оказаться не соответствующими требованиям норм.

Кроме того, анализ формулы (2) из приложения 5 показывает, что при ее выводе не учтено кориолисово ускорение, а возможность пренебречь им никак не обосновывается.

#### 4.2. Упрощенная формулировка

В качестве альтернативной возможности п.2.22 дает формулу для подсчета сейсмического момента  $M_{кр}^k$  через значение поперечной силы  $P_k$  на уровне  $k$ -го этажа.

При этом остаются неясными два вопроса:

- является ли  $P_k$  силой инерции, возникающей при поступательном движении масс этого этажа, или же она равна сумме всех сил инерции, расположенных выше  $k$ -го этажа (термин «поперечная сила» да еще применительно к консольной схеме дает основание для второй интерпретации, но рассмотрение международного стандарта [19], где используется формула типа формулы (2.8) проекта МСН, свидетельствует в пользу первой интерпретации);
- никак не определяется способ приложения момента  $M_{кр}^k$ , который не безразличен для схем, не имеющих абсолютно жесткого диска в уровне его действия. Так для междуэтажного перекрытия, показанного на рис. 12 (монолитная железобетонная плита толщиной 18 см), две эквивалентные по суммарному значению  $M_{кр}$  схемы реализации сейсмического момента приводят к 25% расхождения значений изгибающих моментов в колоннах.

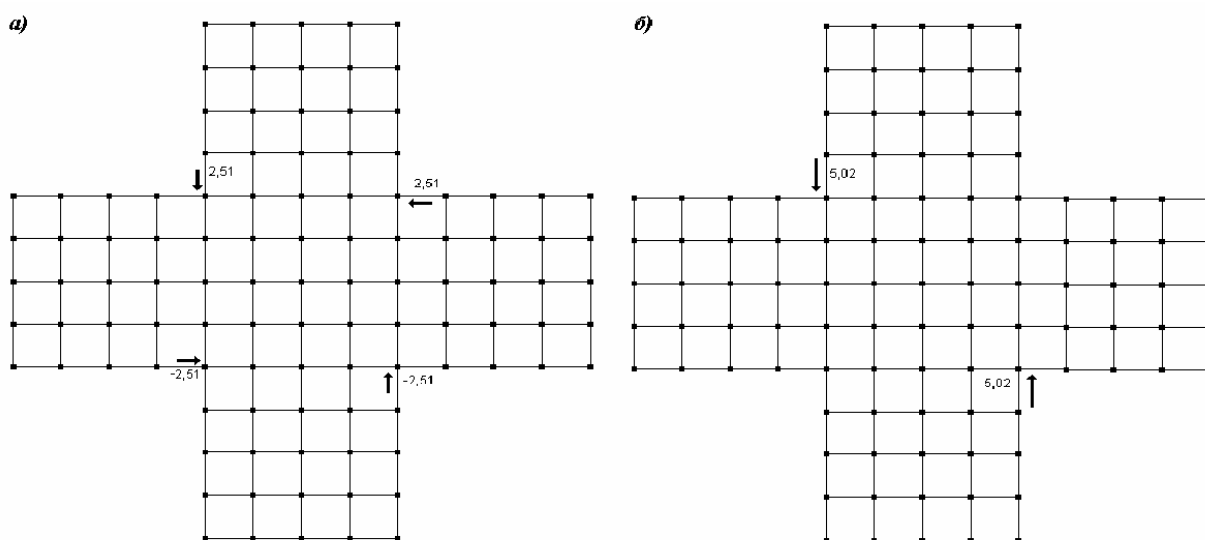


Рис. 12. Варианты реализации крутящего момента

### 4.3. Центр жесткости

В этом же пункте 2.22, как и в действующем СНиП, вновь используется совершенно нечеткое понятие центра жесткости этажа, определение которого не является тривиальной операцией для любого случая нерегулярной в плане компоновки элементов жесткости.

Возможно, что авторы норм имели в виду точку, через которую проходят равнодействующие реакций при строго поступательном движении междуэтажного перекрытия, но тогда это следовало бы

четко оговорить. Правда, тогда возникнет вопрос о том, что же необходимо делать, если междуэтажное перекрытие не образует жесткого диска (возможность использования конструкции такого рода не исключается указаниями пп.3.13-3.15).

Кроме того не ясно что следует делать в тех случаях, когда речь идет о сооружениях, которые не имеют никаких этажей (например церкви или моста). Или на них требования п.2.22 не распространяются?

#### ***4.4. Несогласованность результатов расчета по разным методикам***

При подсчетах по п.2.22 вызывает удивление формула (2.60). Здесь к эксцентриситету  $e_k$  значение которого измеряется метрами или десятками метров (10% ширины здания в перпендикулярном сейсмическому толчку направлении) добавляется некоторая величина 0,02 ... 0,06, размерность которой, по-видимому, равна размерности  $e_k$ . Уточнение абсолютно нелепое и скорее всего связано с опечаткой.

Следует отметить, что результаты расчетов по п.2.21 и п.2.22 плохо согласовываются. Так, если взять пример 1 из Рекомендаций [10] и принять ориентацию номер 1, ограничиваясь рассмотрением только 3-х форм собственных колебаний, то будем иметь инерционные силы и моменты:

$S_x = 998,0722$ ;  $S_y = 667,8101$ ;  $M_z = 314,6168$ . Суммарная поперечная сила  $P = (998,0722^2 + 667,8101^2)^{1/2} = 1200,882$ , а вычисленный по п.2.22 крутящий момент  $M_{кр} = (0,1 + 0,06) \times 4,0 \times 1200,882 = 748,5647$ . Разница в  $748,5647/314,6168 = 2,38$  раза представляется весьма внушительной.

#### ***4.5. Как учитывать крутильную компоненту при прямом динамическом расчете?***

И, наконец, последнее соображение относительно учета крутильной компоненты. Для наиболее ответственных объектов, где в соответствии с требованиями табл. 2.1 должен использоваться прямой динамический расчет, эта компонента будет упущена, поскольку нормы обходят полным молчанием вопрос о соответствующем преобразовании акселерограмм.

Очевидно, что должны быть даны хотя бы самые общие рекомендации по учету неоднородности поля ускорений по площади сооружения. Они, например, могут допускать использование гипотезы «замороженной акселерограммы», форма которая не

меняется по пространству, а от положения рассматриваемой точки зависит только время запаздывания, определяемое скоростью распространения сейсмической волны.

## 5. Направление сейсмического воздействия

Вызывает вопросы и рекомендация приложения 5, которая требует, чтобы ориентация векторов сейсмического воздействия выбиралась "...из условия опасного направления воздействия для рассматриваемой формы колебаний...", т.е. каждое модальное движение конструкции возбуждается по разному ориентированными векторами поступательного движения и вращения.

Сейсмическое воздействие действительно может иметь произвольную ориентацию в пространстве, но из этого не следует, что упомянутая ориентация зависит от такого нашего произвола, как выбор базисных функций для решения задачи, в роли которых выступают формы собственных колебаний.

Если же согласиться с упомянутой рекомендацией, то возникают сомнения в справедливости формулы (2.5), обоснование которой основывается на том, что модальные формы, вызванные вполне определенным вектором движения основания, являются статистически независимыми [1, стр.72]. Но некоррелированность модальных откликов сразу же будет нарушена вмешательством расчетчика, который воспользуется предлагаемым правилом селекции направляющих косинусов для векторов  $\vec{X}_0$  и  $\vec{\alpha}_0$ .

Кроме того, наиболее невыгодное направление сейсмического воздействия зависит от того, какой именно элемент конструкции мы рассматриваем, и уже поэтому оно не может приниматься из условия максимизации отклика по форме собственных колебаний. Если для колонн здания невыгодным оказывается горизонтальное направление вектора  $\vec{X}_0$ , а для балок междуэтажных перекрытий — вертикальное, и при этом ни одна из форм не реализует чисто горизонтальное или чисто вертикальное движение, то что даст максимизация отклика по формам колебаний?

Авторам упомянутой формулировки о максимизации реакций по формам колебаний было бы полезно подумать над таким вопросом: "А что если для определения сейсмической реакции сооружения используется метод интегрирования уравнений движения, причем в качестве базисных функций выбраны не собственные формы

колебаний, а специальным образом построенные векторы Ритца [23]?" Тогда получается, что направление сейсмического воздействия для каждой моды зависит от базиса, что является грубой методологической ошибкой.

Желание авторов проекта норм обезопасить ситуацию выбором наиболее опасного направления воздействия вполне понятно, но рекомендуемый ими метод оставляет желать лучшего. По нашему мнению следовало бы считать вероятности возникновения сейсмической нагрузки по каждому из трех ортогональных направлений XYZ (ось X вертикальна) статистически независимыми. Тогда именно в силу статистической независимости для расчетного значения получим среднеквадратичную комбинацию

$$S = \sqrt{S_x^2 + S_y^2 + S_z^2}. \quad (1)$$

В [23] доказано, что в этом случае результат не зависит от выбранной системы координатных осей. Такой подход много лет используется в сейсмических нормах США [22]. Другой подход демонстрируют нормы Франции [21], где направления X и Y выбираются тоже произвольно, а затем после определения динамической реакции  $S_x$ ,  $S_y$  и  $S_z$  по каждому из вариантов действия сейсмической нагрузки составляются вероятностные комбинации

$$\begin{aligned} S &= \pm S_x \pm \lambda S_y \pm \mu S_z \\ S &= \pm \lambda S_x \pm S_y \pm \mu S_z \\ S &= \pm \lambda S_x \pm \mu S_y \pm S_z \end{aligned} \quad (2)$$

с использованием коэффициентов Ньюмарка  $\lambda = 0,3$  и  $\mu = 0,3$ . Аналогичные требования сформулированы и в новых нормах России по проектированию атомных станций [9], но с коэффициентами  $\lambda = 0,4$  и  $\mu = 0,4$ .

## 6. Вертикальная составляющая

### 6.1. Сочетание горизонтальной и вертикальной компонент

Формулировки пп. 2.6 и 2.14 относительно учета вертикальной составляющей сейсмического воздействия совершенно неудовлетворительны. Во-первых не ясно, идет ли речь о вертикальной составляющей (п.2.6) или вертикальной сейсмической нагрузке (п.2.14). При первой трактовке это можно понять таким

образом, что вертикальные компоненты сейсмической нагрузки отбрасываются, если только речь не идет о конструкциях, перечисленных в п.2.6. Вторая трактовка приводит к необходимости рассматривать вертикальное направление вектора  $\vec{\ddot{X}}_0$  и требует, чтобы в формуле (2.3) присутствовали направляющие косинусы этого вектора, как это сделано в разделе «Гидротехнические сооружения» действующих норм и реализовано в большинстве расчетных программ.

Остается не ясным, относятся ли указания п.2.14 относительно специальных значений коэффициентов  $A$  и  $k_1$  к вертикальным компонентам инерционных сил при любых направлениях вектора  $\vec{\ddot{X}}_0$ . По отношению к коэффициенту  $A$ , это косвенно подтверждается указаниями п.2.25 для прямого динамического расчета и отражает определенные объективные закономерности распространения сейсмических волн. Но остается непонятным, почему неупругие деформации и локальные повреждения элементов реализуются различным способом в элементах, ориентированных по разному в пространстве.

Пункт 2.13 требует одновременного рассмотрения горизонтальной сейсмической нагрузки с коэффициентом сочетания 1,0 (0,5) и вертикальной — с коэффициентом сочетания 0,5 (1,0). Следует заметить, что формулировка п.2.13, может интерпретироваться по крайней мере тремя способами, а именно, как указание о том, что:

- необходимо проверить элементы конструкции на действие комбинации нагрузок  $SX$  (горизонтальная сейсмическая нагрузка) и  $SZ$  (вертикальная сейсмическая нагрузка по п.2.14, т.е. с учетом множителя 0,7 к коэффициенту  $A$ );
- при совместном действии горизонтальной и вертикальной компонент сейсмического воздействия последние берутся с коэффициентом 0,5;
- следует рассматривать направление сейсмического воздействия под углом  $27^\circ$  к горизонту (направляющие косинусы относятся как 1,0 к 0,5, поскольку только при действии сейсмической нагрузки под углом к горизонту реализуется одновременное действие горизонтальной и вертикальной нагрузки).



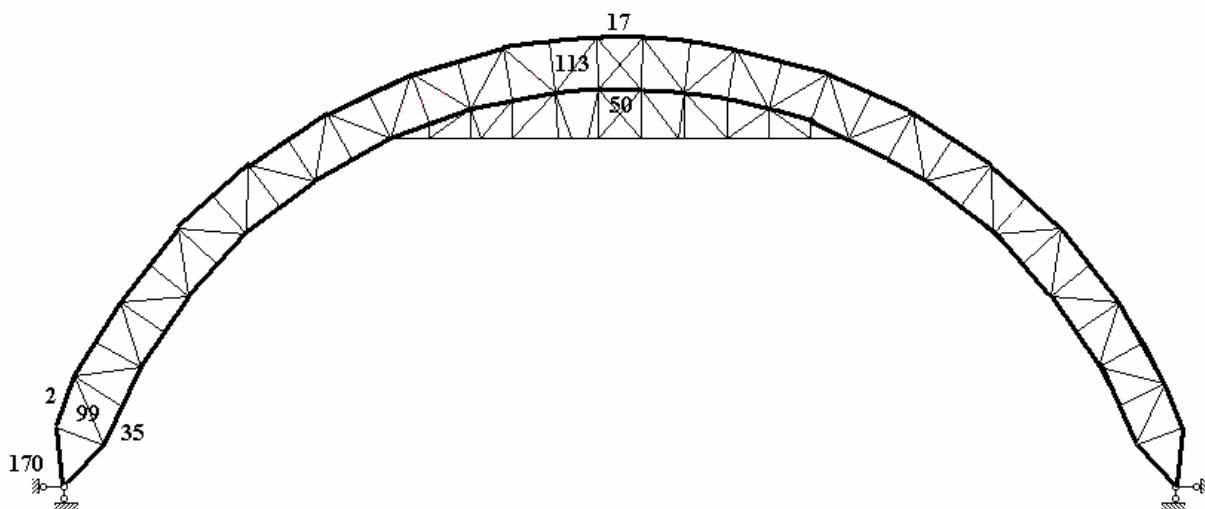


Рис.13. Арочная конструкция укрытия

Таблица 2

Вычислено как:	Усилие в стержне:						
	2	17	35	50	99	113	170
$S_X+0,7S_Z/2$	43,58	45,11	155,90	8,02	66,47	37,42	86,66
$S_X+0,7S_Z/2$ по формам	44,11	80,27	142,54	13,66	59,45	35,93	80,28
$S_X+S_Z/2$	51,36	62,14	174,73	10,96	72,57	38,05	97,98
$S_X+S_Z/2$ по формам	57,54	114,26	168,45	19,54	66,16	35,99	96,75
$S$ под углом $27^\circ$	43,25	32,52	176,29	7,87	82,24	56,91	95,23
Среднее значение	47,97	66,86	163,58	12,01	69,38	40,86	91,38
Коэффициент вариации	0,244	0,808	0,156	0,728	0,163	0,201	0,161

Кроме того, не ясно следует ли применять упомянутые коэффициенты к суммарному сейсмическому воздействию или же это следует выполнять для каждой из учитываемых форм собственных колебаний. Результаты этих интерпретаций, естественно, не совпадают. Например, для большепролетной арочной конструкции, схема которой показана на рис. 13, такие результаты приведены в табл. 2. Два последних столбца этой таблицы указывают на среднее значение по различным методикам и на их коэффициент вариации.

## 6.2. Эффект «пи-дельта»

В МСН введено положение о том, что при расчете сооружений высотой более 25 этажей (75м) необходимо учитывать дополнительный момент от вертикальных нагрузок, возникающий при горизонтальных перемещениях сооружения от сейсмических воздействий (учет эффекта "пи-дельта" [16]).

Здесь хотелось бы отметить что в соответствии с п.2.26 подлежит учету момент только от вертикальной составляющей сейсмической нагрузки, а не от всех вертикальных нагрузок, входящих в особое сочетание (постоянных и длительно действующих, на которые указывает п.2.1). Следуя п.2.26 мы не только приходим к противоречию, поскольку отбрасываем фактически присутствующие нагрузки, но и для многочисленных зданий, у которых в числе учитываемых форм колебаний отсутствуют вертикальные компоненты перемещений и, следовательно, равны нулю вертикально направленные инерционные силы, выхолащиваем само понятие эффекта "пи-дельта".

Необходимо уточнить формулировку п.2.26, указав, что для каждой формы собственных колебаний должны учитываться моменты, возникающие от действия всех вертикальных нагрузок на горизонтальных перемещениях, вычисляемых по формуле (2.4) проекта МСН.

## **7. Указания по расчету конструкций**

Пункт 2.35, практически повторяя требование пункта 2,15 действующего СНиП, устанавливает значения дополнительного коэффициента условий работы  $m$ , который в большинстве случаев повышает несущую способность конструктивных элементов (исключением являются каменные, армокаменные и бетонные конструкции при их расчете на сдвиг с растяжением). Однако формулировка этого пункта такова, что соответствующий коэффициент вводится «скачком» если только учитывается сейсмическое воздействие.

Обычно объясняют это тем, что при действии кратковременного импульса прочностные свойства материала (например, динамический предел текучести) увеличиваются по сравнению с вариантом статического нагружения. Но тогда следовало бы учесть долю динамических напряжений в общем напряженном состоянии и логичнее было бы вводить этот коэффициент плавно. Например, принимать его в полной мере лишь в тех случаях, когда сейсмическая компонента усилий превышает како-то заметный уровень (предположим 25%), а при меньших использовать интерполяцию. Аналогично можно было бы поступать и для определения свесов по п.3.74.

## Литература

1. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость.— СПб.: Наука, 1998.— 255 с.
2. Бургман И.Н., Курзанов А.М., Черкашин А.В., Складнев Н.Н., К вопросу строительства объектов на площадках с измененной сейсмичностью // Строительная механика и расчет сооружений, 1990, №3.— С. 40-43.
3. Егупов К.В. Проблемы проектирования протяженных и несимметричных сооружений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2000, №1. — С. 23-29.
4. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А., Трофимчук А.М. SCAD для пользователя.— Киев: ВВП «Компас», 2000.— 332 с.
5. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Фиалко С.Ю. Блочный метод Ланцоша со спектральными трансформациями для решения больших МКЭ задач собственных колебаний // Вісник Одеського Національного морського університету, 2003, №10.— С. 93-99.
6. Международные строительные нормы СНГ «Строительство в сейсмических районах» (проект) 2002 г. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2002, №3.— С. 27-54.
7. Назаров Ю.П. Совершенствование программных средств для расчета сооружений на динамические воздействия // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2002, №1. — С. 11-12.
8. Немчинов Ю.И. Особенности строительства в сейсмических районах Украины и совершенствование норм проектирования зданий и сооружений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2000, №1.— С. 8-15.
9. НП-031-01. Нормы проектирования атомных станций // Вестник Госатомнадзора России, 2001, №6
10. Перельмутер А.В. Замечания к проекту международных строительных норм СНГ «Строительство в сейсмических районах» // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2002, №6. — С. 40-42.
11. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа.— К.: Изд-во Сталь, 2002.— С. 570-597.
12. Рекомендации по определению сейсмической нагрузки для сооружений с учетом пространственного характера воздействия и работы конструкции / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.— М.: 1989.— 142 с.
13. Семенов В.А., Семенов П.Ю. Конечные элементы повышенной точности для расчета сложных пространственных систем // Международная конференция «Математическое моделирование в механике деформируемого твердого тела. Методы граничных и конечных элементов», 23-26 июня 1998. Тезисы докладов.— СПб.: 1998, т.1.— С. 68-69.
14. Уманский А.А. О редуцировании площадей при вычислении моментов инерции // Строительная механика и расчет сооружений, 1959, №1.
15. Уздин А.М., Сандович Т.А., Аль-Насер-Мохомад Самих Амин, Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений.— СПб.: Изд-во ВНИИГ им. Веденеева, 1993.— 176 с.
16. Фиалко С.Ю. О решении обобщенной проблемы собственных значений. В книге [11].— С. 570-597.

17. Фяалко С.Ю. Некоторые особенности анализа частот и форм собственных колебаний при расчете сооружений на сейсмические воздействия // Вісник Одеської державної академії будівництва і архітектури, 2002, "8.— С.193-201.
18. Eurocode-8 (version 1995): Earthquake Resistant Design of Structures.— Brussels: European Committee Standardization, 1995.— 56 p.
19. ISO/DIS 3010/ Basis for design of structures. Seismic actions on structures.— International Organization for Standardization, 2000.— 35 p.
20. Lungu D., Aldea A., Zaicenco A. PSHA and GIS technology — tools for seismic hazard macrozoning in Eastern Europe // Proceeding of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering/— Rotterdam: Balkema, 1998.
21. PS 1992. Regles Parasismiques.— Paris: EUROLLES. 1996.— 255 p.
22. UBC 1997. Uniform Building Code. Vol. 2: Structural Engineering Design Provisions.— Whittier, Ca: International Conference of Building Officials, 2000.— 492 p.
23. Wilson E.L. Three Dimensional Dynamic Analysis of Structures.— Berkeley: Computer and Structures, Inc., 1997.
24. Yegupov V., Yegupov K., Starodub V., Mazur P., Kostrijitskiy A. Simulation and Automation of Calculations of Buildings (Structures) on Seismic Effects // Computer & Structures, Vol.63, No 6, P. 1065-1083.

## СОДЕРЖАНИЕ

1. Мотивация .....	1
2. Параметры сейсмического воздействия.....	3
2.1. Нижняя граница учитываемой сейсмичности.....	3
2.2. Спектральный коэффициент динамичности.....	4
2.3. Акселерограммы.....	5
3. Расчетная динамическая модель.....	7
3.1. Общие требования к расчетным схемам.....	7
3.2. Инерционные характеристики.....	8
3.3. Использование корректно построенных конечных элементов.....	10
3.4. Метод решения задачи на собственные значения.....	12
3.5. Область применения расчетных моделей различного вида.....	15
4. Крутильная компонента сейсмического воздействия.....	16
4.1. Использование вектора ротации.....	16
4.2. Упрощенная формулировка.....	18
4.2. Центр жесткости.....	19
4.3. Несогласованность результатов расчета по разным методикам.....	20
4.4. Как учитывать крутильную компоненту при прямом динамическом расчете.....	20
5. Направление сейсмического воздействия.....	21
6. Вертикальная составляющая.....	22
6.1. Сочетание горизонтальной и вертикальной компонент.....	22
6.2. Эффект «пи-дельта».....	24
7. Указания по расчету конструкций .....	25
Литература.....	26