Министерство образования и науки Украины
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

СТРОИТЕЛЬСТВО И ТЕХНОГЕННАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ

Сборник научных трудов

Выпуск 35

БУДІВНИЦТВО ТА ТЕХНОГЕННА БЕЗПЕКА

Збірник наукових праць
Випуск 35

Зарегистрирован 21.11.2005 г. серия КВ № 10650 Государственным комитетом информационной политики, телевидения и радиовещания Украины.
Высшей Аттестационной Комиссией Украины включен в перечень научных диссертационных работ на соискание научных степеней доктора и кандидата наук (Постановление Президиума ВАК Украины от 11.10.2000 №1-03/8, перечень №6 - технические науки).

Симферополь
«Национальная академия природоохранного
и курортного строительства»
2011

УДК 69

Збірник наукових праць
«Будівництво та техногенна безпека»

Збірник включає статті науковців України, у яких висвітлені результати фундаментальних та прикладних наукових досліджень у галузі будівництва та техногенної безпеки.

Для наукових працівників, аспірантів та спеціалістів у галузі будівництва.

Редакційна колегія:

Ажермачов Г.А., канд. техн. наук, Бекіров Е.А., докт. техн. наук, Боровський Б.І., докт. техн. наук, Бугаєвський Г.М. докт. фіз.-мат. наук, Глухов М.Д., докт. техн. наук, Дворецкий О.Т., докт. техн. наук, Жигна В.В., канд. техн. наук, Зайцев О.М., докт. техн. наук, Закусілов М.О., канд. екон. наук., Захаров Р.Ю., канд. техн. наук (відповідальний секретар), Лінченко Ю.П., канд. техн. наук, Любомирський М.В., канд. техн. наук (зам. головного редактора), Морозов О.Д., канд. техн. наук, Ніколенко І.В., докт. техн. наук, Панюков Е.Ф., докт. техн. наук (головний редактор), Саломатін В.М., докт. геол.-мін. наук, Сапронова З.Д., канд. геол.-мін. наук , Сафонов А.О., докт. арх., Субботкін Л.Д.,канд. техн. наук, Тарасенко В.С., доктор геол.-мін. наук , Федоркін С.І., докт. техн. наук, Ячменьова В.М., канд.екон. наук

Затверджено до друку згідно протоколу засідання вченої ради НАПКБ № 8 від 21.04.2011 р.

Адреса редакції: *95006 м. Сімферополь, вул. Павленко, 5, НАПКБ, корпус 2, к 410,*
E-Mail: rio@ecopro.crimea.ua.

©Национальна академія природоохоронного та курортного будівництва, 2011

Сборник научных трудов
«Строительство и техногенная безопасность»

Сборник включает статьи ученых Украины, в которых освещены результаты фундаментальных и прикладных научных исследований в области строительства и техногенной безопасности.

Для научных работников, аспирантов и специалистов в области строительства.

Редакционная коллегия:

Ажермачев Г.А., канд. техн. наук, Бекиров Э.А., док. техн. наук, Боровский Б.И., докт. техн. наук, Бугаевский Г.Н. докт. физ.-мат. наук, Глухов Н.Д., докт. техн. наук, Дворецкий А.Т., докт. техн. наук, Жигна В.В., канд. техн. наук, Зайцев О.Н., докт. техн. наук, Закусилов Н.А., канд. экон. наук, Захаров Р.Ю., канд. техн. наук (ответственный секретарь), Линченко Ю.П., канд. техн. наук, Любомирский Н.В., канд. техн. наук (зам. главного редактора), Морозов А.Д., канд. техн. наук, Николенко И.В., докт. техн. наук, Панюков Э.Ф., докт. техн. наук (главный редактор), Саломатин В.Н., докт. геол.-мин. наук, Сапронова З.Д., канд. геол.-мин. наук, Сафонов А.А., докт. арх., Субботкин Л.Д., канд. техн. наук, Тарасенко В.С., доктор геол.-мин. наук, Федоркин С.И., докт. техн. наук, Ячменева В.М., канд. экон. наук

Утвержден к печати согласно протокола заседания ученого совета НАПКС № 8 от 21.04.2011 г.

Адрес редакции: *95006 г. Симферополь, ул. Павленко, 5, НАПКС, корпус 2, к 410,*
E-mail: rio@ecopro.crimea.ua.

© Национальная академия природоохранного и курортного строительства, 2011

ПЛЕНАРНОЕ ЗАСЕДАНИЕ

Алешин А. С. Сравнительный анализ сейсмических норм России и США 3
Шаров Н.В. Сейсмический мониторинг природных и техногенных событий на территории Карелии 10
Бугаевский Г.Н. Перспективы развития исследований в области сейсмостойкости сооружений 16

СЕКЦИЯ 1. «ГЕОДИНАМИКА»

Хамидов Л.А., Артиков Ф.Р., Джумабаев М., Шукуров М.А. Деформации массивов горных пород в ближней зоне 21
Хамидов Л.А., Фахриддинов Ж.Ф., Шукуров З.Ф Напряжения зон слияния сейсмогенных разломов западного Тянь-Шаня 26
Зивиддинов К.Ф., Хамидов Х.Л. Расчет избыточных напряжений в зонах разломов западного Тянь-Шаня 34
Гришин А.В., Шутяк А. А. Нелинейныйный анализ сейсмического воздействия на склоны морских побережий 39
Надежка Л. И., Ефременко М. А., Пивоваров С. П., Семенов А. Е. Геодинамически активные зоны Воронежского кристаллического массива 44
Юдин В.В., Юровский Ю.Г. Неогеодинамика крымско-черноморского региона 48
Степанов В. В. Классификация кинематических типов смещений в очагах землетрясений 54
Калюх Т.Ю., Бойко В.В., Калюх Ю.І., Хавкин О.К., Хавкин К.А., Трофимчук О.М. Ризик та напружений стан зсувних ґрунтів в умовах сейсмічних навантажень 60
Вольфман Ю.М., Скляр А.М., Королев В.А., Колесникова Е.Я., Останин А.М., Верховцев В.Г., Результаты детальных геолого-структурных исследований для уточнения сейсмической опасности Днепровской ГЭС 64
Бугаевский Г.Н., Бугаевский А.Г. Взрывная модель геодинамического процесса 72

СЕКЦИЯ 2. “СЕЙСМОЛОГИЯ И СЕЙСМОМЕТРИЯ”

Назаревич Л.Е., Кендзера А. В., Назаревич А. В. Связь 11-летних циклов вариаций солнечной активности с землетрясениями Карпатского региона Украины 81
Пустовитенко Б.Г., Кульчицкий В.Е., Пустовитенко А.А. Модели очагов и сейсмичности северо-запада Черного моря 88
Степанов В. В., Прибылова Н. Е. Повторяемость землетрясений зон ВОЗ Кавказа 95
Пустовитенко Б.Г., Калинюк И.В., Мержей Е.А. Моделирование прогнозных сейсмических воздействий сильных землетрясений Крыма. 102
Спиртус В. Б., Пустовитенко Б. Г. Качественное подобие особенностей динамики сейсмичности в период подготовки сильных землетрясений аналогам в решетчатых моделях типа БТВ 110
Бугаевский Г.Н., Ерошенко В.А Современные задачи и возможности сейсмоизолирования зданий и сооружений 117
Ерошенко В. А., Студенец В. П., Пятилетов И. И., Щученко В. Ю.Применение репульсивных клатратов для устройств и систем обеспечения сейсмостойкости сооружений 125
Морозова Е. В., Овчаренко В. Н., Применение резинометаллических опор при реконструкции методом надстройки 130
Морозова Е.В., Халилов Д. Э. Динамические характеристики надстроек на самостоятельных опорах 138
Агапов В.Н. Радиотелеметрическая система сбора инженерно-сейсмометрической информации 144
Королёв В.А., Тонких П.Т. Платформенно - генераторный метод калибровки цифровой сейсмометрической аппаратуры для полевых исследований 148
Агапов В.Н., Солошенко А.А. Блок управления стендом для калибровки инженерно-сейсмометрической аппаратуры 150

Ковалев А.А., Агапов В.Н. Разработка методики возбуждений колебаний здания для его динамической паспортизации 155
Бугаевский Г.Н., Турчук Е.А., Джелял А.Э. Регистрация движения точек объекта в единицах перемещения (метрах)..... 164
Литвинова Э.В., Попов А.Г, Спрожецкий В.В. Определения параметров динамических характеристик колебаний здания с учетом грунтовых условий ... 168
Вдовиченко В.В., Чемодуров В.Т. Математическая модель сейсмического воздействия на конструкцию. 174

СЕКЦИЯ 3. «СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ»

Бугаевский Г.Н. Перспективы развития исследований в области сейсмостойкости сооружений 180
Панюков С.Э. Несущая способность колонн многоэтажных жилых зданий в сейсмических районах 185
Ажермачев Г.А. Конструктивные решения сооружений и расчетные модели 191
Волосович О.В., Попов А.Г. Особенности обследования зданий и сооружений исторического и культурного наследия Крыма 193
Чемодуров В.Т., Попов А.Г. Колебания цилиндрической оболочки, заполненной жидкостью. 203
Волосович О. В. Переходные процессы в механике сооружений..... 208
Ажермачев Г.А.,Перминов Д.А., Чеботарева Е.Г. Экспериментальное исследование напряженного состояния сварных узлов рамных каркасов..... 213
Алексеенко В.Н., Жиленко О.Б., Панюков Э.Ф. Особенности научно-реставрационных исследований памятников архитектуры Крыма 218
Линченко Ю.П., Васильев М.В., Белавский В.А.Определение сейсмостойкости каменных зданий по результатам расчета методом конечных элементов..... 225
Ажермачев С.Г. Изменение усилий в оттяжках мачтовых сооружений при сейсмических воздействиях 229
Лившиц Б.Р., Ажермачев Г.А. Обеспечение сейсмостойкости элементов самоподъемных плавучих буровых установок..... 235
Ажермачев Г. А., Абдурахманов А.З. Работа кольцевого энергопоглотителя при знакопеременном циклическом нагружении 241
Перминова Е.Г. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния отдельно стоящих двухслойных фундаментов..... 244
Белавский В.А., Янушковский К.А. Анализ реконструкции 3-х этажного корпуса санатория «Ай-Петри» в г. Феодосия с надстройкой мансардных этажей 248
Удовиченко Т.М., Меннанов Э.Э., Шевченко Н.Н. Усиление по результатам коэрцитивной диагностики сварных соединений арматуры класса А500С. 250
Ажермачёв Г.А., Меннанов Эльмар М., Меннанов Эльдар М. НДС сварных стыков арматурного проката класса А500С с парными накладками уменьшенного сечения. 252
Синцов В.П., Митрофанов В. А., Синцов А. В. Особенности применения металлического каркаса в зданиях при застройке городских территорий в южнобережных городах Крыма..... 260
Табеев И.Р. Влияние параметров карстового провала в основании на усилия в фундаментной плите 264

ПЛЕНАРНОЕ ЗАСЕДАНИЕ

УДК 550.34

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ СЕЙСМИЧЕСКИХ НОРМ РОССИИ И США

Алешин А. С., д.ф.-м.н., зав.лаб., ИФЗ РАН, Москва Большая Грузинская д.10. asa@ifz.ru, (499)254 9316

В статье проводится сравнительный анализ сейсмических норм России и США. Отмечаются черты сходства и различий обоих нормативов. Отмечаются как положительные особенности норм, так и их недостатки. Делаются содержательные предложения по преодолению недостатков норм на принципиально новых основах, базирующихся на физических представлениях.

Отечественные сейсмические нормы [1,2] основаны на макросейсмических предпосылках. Основным количественным показателем сейсмических воздействий является балл макросейсмической шкалы. Сейсмическая интенсивность районируемой территории определяется как сумма исходной интенсивности, зависящей от сейсмогеологических условий региона и поправки, учитывающей влияние локальных грунтовых условий.

Исходная сейсмическая интенсивность определяется в рамках работы по общему сейсмическому районированию (ОСР). В конце прошлого века была разработана и практически осуществлена смена парадигм в области ОСР [3]. Вместо одной карты ОСР в практику сейсмостойкого строительства была внедрена система карт ОСР-97, соответственно типов A, B, C и D. В целом положение дел в области ОСР можно оценить как весьма удовлетворительное.

Значительно хуже обстоит дело в сейсмическом микрорайонировании (СМР), задачей которого является определение поправок, учитывающих влияние локальных грунтовых условий. Влияние грунтовых условий на сейсмическую интенсивность определяется таблицей 1 [1]. Основные принципы СМР можно обобщить в виде следующих положений.

1. Изменение сейсмической интенсивности на один балл соответствует увеличению амплитуды сейсмического воздействия (независимо ускорения, скорости или смещения) в два раза независимо от исходной сейсмической интенсивности.
2. Изменение категории грунта на κ единиц соответствует изменению амплитуды сейсмического воздействия в 2^{κ} раз независимо от исходной сейсмической интенсивности.
3. В методе сейсмических жесткостей приращение сейсмической интенсивности ΔI:

$$\Delta J = \Delta J_{С.Ж.} + \Delta J_{УГВ} + \Delta J_{Рез.}, \text{ где}$$

$\Delta J_{С.Ж.} = 1.67 \cdot \lg\left(\rho_0 V_0 \big/ \rho_i V_i\right)$; $\Delta J_{УГВ} = K \cdot e^{-0.04\,h^2}$, h –уровень грунтовых вод

$\Delta J_{Рез.}$ - определяется специальной таблицей

Современный комментарий этих положений позволяет сделать следующие выводы:

а) Постулаты СМР выведены из макросейсмики землетрясений;
б) В основе всех постулатов СМР лежит предположение о линейности сейсмических процессов и свойств грунта;
в) В сейсмической разведке времени разработки основ СМР преимущественно измерялись скорости продольных волн;
г) В сейсмологии времени разработки основ СМР отсутствовали средства спектрального анализа.

Критический анализ основных положений, используемых в СМР в настоящее время показывает, что они по большей части неверны. В частности, требуют пересмотра положения метода сейсмических жесткостей о связи сейсмической жесткости с приращением

сейсмической интенсивности, неверно оценивается влияние обводненности грунтов на приращения сейсмической интенсивности, требуется изменение таблицы учитывающей резонансные эффекты в грунтовой толще, неверно предположение о линейных свойствах грунтов во всем диапазоне сейсмической интенсивности.

Программа пересмотра и уточнения представлений, лежащих в основе СМР, может быть сформулирована в виде следующих положений:

- Необходимость развития СМР на основе физических представлений;
- Для сильных землетрясений существенна роль нелинейных процессов;
- Для характеристики физических свойств грунтов основное значение имеют скорости сдвиговых волн;
- Необходимость использования в СМР понятия модели грунтовой толщи;
- Необходимость широкого использования в СМР спектральных характеристик моделей грунтовых толщ.

К сожалению, эти положения также не нашли отражения в новом Актуализированном нормативном документе [2].

Отчасти эти положения реализуются в настоящее время в процессе разработки новых нормативных документов под эгидой ПНИИИС, регламентирующих процедуры инженерных изысканий, которые входят в состав работ по СМР.

Рассмотрим теперь основы сейсмических норм, принятых в США [4].

Прежде всего, следует отметить, что в них не используется понятие макросейсмический балл. Вместо него для характеристики сейсмических воздействий используются инструментальные параметры: максимальное ускорение и спектры реакции. На рис. 1 и 2 приведены карты сейсмического районирования западной наиболее сейсмоопасной области США соответственно для высокочастотной и низкочастотной части спектра сейсмических колебаний. Эти карты можно рассматривать в качестве аналогов карт ОСР-97. Такие же карты имеются и для остальных регионов США. Методика составления карт ОСР в США мало отличается от той, что используется в настоящее время в России.

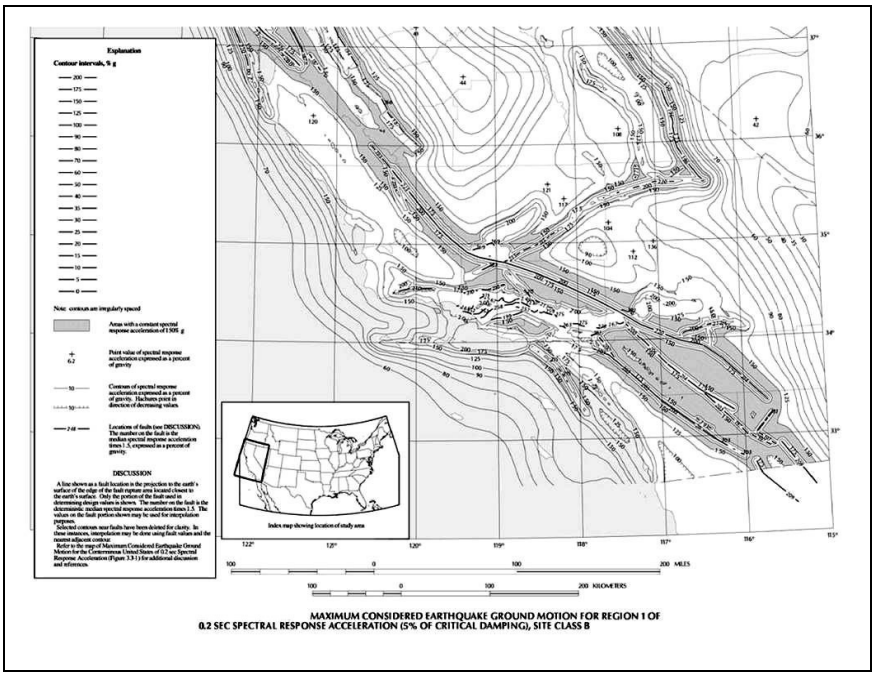


Рис.1 Карта сейсмического районирования запада США, высокочастотный диапазон, грунтовые условия типа B

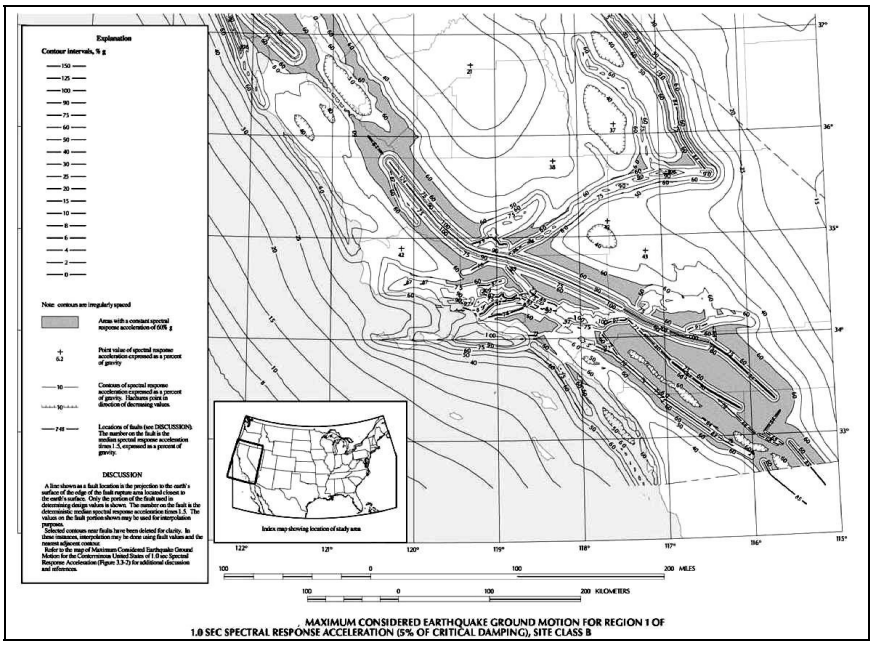


Рис.2 Карта сейсмического районирования запада США, низкочастотный диапазон, грунтовые условия типа B

В целом можно отметить, что в нормах США используется та же принципиальная схема уточнения интенсивности за счет грунтовых условий путем прибавки за грунты к исходной интенсивности, как это имеет место в Российских нормах.

Другой важной чертой общей для норм России и США является корреляционный метод сопоставления инженерно-геологических и сейсмологических данных. Причем если в России корреляция между инженерно-геологическими и сейсмологическими данными осуществлялась по целому ряду обследований последствий сильных землетрясений [5], то в США основой корреляционных соотношений явились данные, полученные при обследовании последствий землетрясения 1989 г. в Лома-Приета. Расчеты проведены весьма тщательно, но все же, как нам кажется, данные по одному какому-то землетрясению вряд ли справедливо распространять на все возможные. Опыт показывает, что нет похожих землетрясений. Каждое сильное землетрясение обладает своими специфическими особенностями. Нижеследующая таблица 1, в которой вся совокупность грунтов разбита на несколько категорий, характеризует связь инженерно-геологических и сейсмических характеристик грунтов.

Как видно из приведенной таблицы в нормах США сохранено понятие "средний грунт", хотя это уже не "средняя" категория, соответствующая Российским нормам. В нормах США за средние грунты приняты грунты, которые по Российским нормам следовало бы отнести к I категории, т.е. "лучшим" грунтам, сейсмическая интенсивность на которых понижается на 1 балл по сравнению с средними грунтовыми условиями. В этом, несомненно, просматривается смысл, поскольку этих грунты обладают линейными свойствами относительно достаточно сильных сейсмических воздействий, что является серьезным методическим недостатком, на что указывал в свое время А.А. Гусев [6].

Наконец, в нормах США сохранен способ усреднения свойств грунтовой толщи, правда, усреднение относится при этом значительно большей мощной толще грунтов – 30 метров, в то время как в Российских нормах, как правило, ограничиваются мощностью грунта 10 метров.

Грунтовые условия в нормах США учитываются введением поправок в исходные значения максимальных ускорений. Поправки эти приведены в [4] форме двух таблиц соответственно для высоких и низких частот. В виде графиков эти поправки приведены на рис. 3 и рис.4.

Таблица 1

Категории грунта по классификации *NEHRP, 2003*.

Класс грунта	Описание грунта	Скорость поперечных волн $\overline{Vs}$ в верхних 30 м грунта, м/с	Сопротивление стандартному пенетрометру $\overline{N}$, ударов/фут	Сдвиговая прочность недренированного грунта, $\overline{\text{кПа}}$
A	Прочный скальный грунт	>1500	—	—
B	Скальный грунт	760-1500	—	—
C	Очень плотный дисперсный или трещиноватый скальный грунт	360 - 760	>50	> 100
CD	Грунт со свойствами, промежуточными между классами C и D	270 - 555	15-50	50-100
D	Плотный дисперсный грунт	180-360	15-50	50-100
DE	Грунт со свойствами, промежуточными между классами D и E	90 - 270	15-50	50-100
E	Рыхлый дисперсный грунт	<180	<15	<50
F	Особый грунт, требующий специального изучения	—	—	—

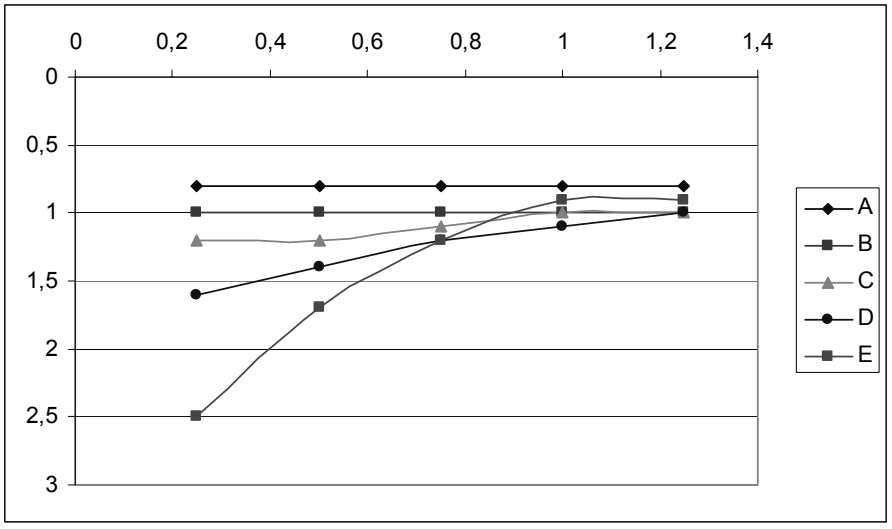


Рис.3 Поправки за грунтовые условия в нормах США, высокочастотный диапазон

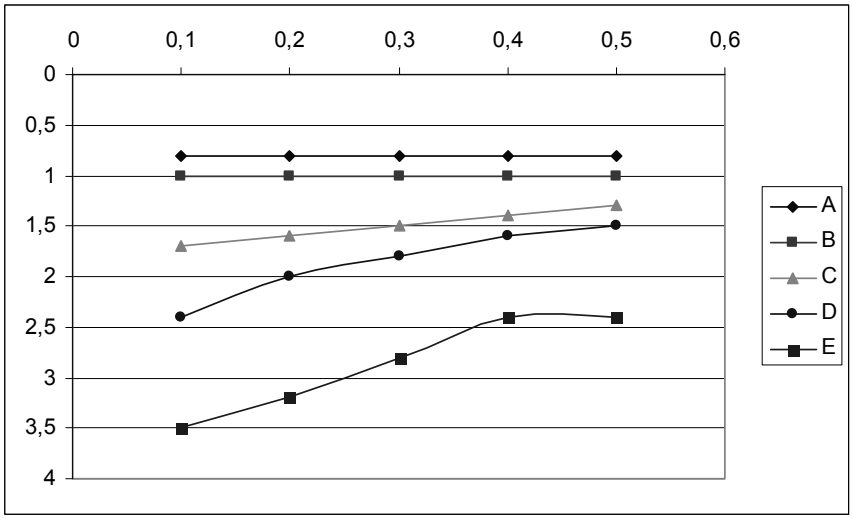


Рис.4 Поправки за грунтовые условия в нормах США, низкочастотный диапазон

Мы отметили черты сходства в подходах к оценкам сейсмических воздействий в отечественных нормах и нормах США. Но при сравнении можно увидеть, что гораздо больше отличительных черт.

Начать с того, что в нормах США не используется понятие "балл". Вместо балла сейсмическая интенсивность (как и приращение сейсмической интенсивности) учитывается с использованием инструментальных характеристик – максимальных ускорений и спектров реакции. Это можно увидеть непосредственно на приведенных выше картах сейсмического районирования рис. 1 и рис. 2.

Таблица грунтовых условий и графики рис.3. рис.4 показывают, что в нормах США разделены функции определения категории грунта и поправки в интенсивность за счет грунтовых условий. В Российских нормах этот учет осуществляется путем использования таблицы 1 СНиП. Сравнение этой таблицы и выше приведенной таблицы, в которой дается характеристика грунтовых условий для сейсмических норм США, показывает, что в американских нормах описательная часть значительно сокращена сравнительно с Таблицей 1 СНиП,а, зато введены числовые характеристики свойств грунта – величины скоростей поперечных волн и некоторые инженерно-геологические характеристики, обычно используемые в практике инженерных изысканий в США, - сопротивление стандартному пенетрометру и сдвиговая прочность недренированного грунта. Использование скорости поперечных волн для характеристики грунта подчеркивает роль поперечных волн в практике сейсмического микрорайонирования, что на наш взгляд недостаточно отражено в отечественных нормативных документах.

В нормах США отсутствуют прямые указания на роль воды в определении приращения сейсмической интенсивности. В Российских нормах эта роль учитывается водной поправкой в формуле метода сейсмических жесткостей. Следует отметить, что необходимость этой поправки уже давно подвергается сомнению (см., например, [7]), а в некоторых последних отечественных нормативных документах она уже отсутствует [8].

Мы уже отмечали, что мощность активной зоны в нормах США увеличена с 10 до 30 метров, что связано, очевидно, с особенностями строительства в США, в частности, высотного. Представляется очевидным, что эта особенность норм США должна быть распространена и на Россию.

Введением двух карт соответственно для высокочастотного и низкочастотного диапазонов в какой-то мере учитываются частотные особенности сейсмических воздействий, что также является известным преимуществом.

И, наконец, следует особо подчеркнуть, что в нормах США учитывается нелинейность реакции грунтов от интенсивности воздействий на них. Это видно из приведенных выше рис. 3 и рис. 4. Характеристики нелинейности определяются категорией грунта: для менее жестких грунтов нелинейные свойства проявляются более значительно.

Резонно может возникнуть вопрос, если нормы США отличаются от отечественных норм столь большим количеством преимуществ, может быть стоит просто скопировать эти нормы, может быть слегка подправив с учетом специфики строительства в России? На этот вопрос следует дать однозначный ответ: слепое копирование чужого опыта ни к чему хорошему привести не может.

Во-первых, даже если следовать основным положениям норм США, делать это нужно с учетом специфики отечественной практики инженерных изысканий. Например, в таблице, аналогичной таблице 1 из норм *NEHRP*, вместо величины *N* – сопротивления стандартному пенетрометру использовать более привычную величину модуля деформации $E_{деф}$.

Во-вторых, в этой таблице наряду с величиной скорости поперечных волн *Vs* следовало бы учесть также плотность ρ, а при разделении грунтов на категории использовать величину сейсмической жесткости $(Vs \cdot \rho)$.

Наконец, даже беглый взгляд на требования нормативных документов США, обнаруживает серьезные недостатки. Чтобы не быть голословными, приведем только один модельный пример.

Пусть необходимо определить приращение сейсмической интенсивности в двух случаях строения верхней части грунтов. Параметры грунтовых толщ приведены в таблице 2.

Таблица 2

Параметры моделей грунтовых толщ

Модель1				
	Тип грунта	Плотность, г/см3	Скорость Vs, м/с	Мощность слоя
1	Песок	1,8	400	20
2	Глина плотная	2,0	600	30
3	Скальный грунт	2,2	1000	∞
Модель2				
1	Глина плотная	2,0	600	10
2	Песок	1,8	400	40
3	Скальный грунт	2,2	1000	∞

Использованная при усреднении тридцатиметровая толща грунтов в обоих модельных случаях одна и та же: она состоит из десятиметрового слоя плотных глин и двадцатиметрового слоя песков. Одинакова также суммарная мощность рыхлых осадков, перекрывающих скальное полупространство, меняется только положение низкоскоростного слоя. Т.е. при расчетах по методу сейсмических жесткостей или при характеристике грунтов с помощью вышеприведенной таблицы 1 мы имеем одни и те же грунты и им соответствует одно и то же приращение сейсмической интенсивности.

Однако, частотные характеристики, рассчитанные с использованием программы *Nera,* обоих модельных грунтовых толщ заметно различаются, что показывают графики рис. 5 и рис. 6.

В заключение сделаем несколько общих замечаний.

Принципиально невозможно всю совокупность грунтов охарактеризовать, оставаясь в рамках понятий *категорий*. Более адекватное описание грунтового массива возможно с использованием понятия *модели*. Понятие модели позволяет отказаться от использования корреляционной методики. Модель позволяет физически адекватно оценить реальную ситуацию. При этом нет необходимости прибегать к корреляционной методике – каждый модельный случай уникален, т.е. обладает совокупностью присущих ему параметров, и потому представляется возможность произвести расчеты сейсмических воздействий на основе физических представлений, основанных на строгих количественных законах. Конечно, модельные представления могут отличаться от свойств реальной среды. Модель всегда некая идеализация реальности, бесконечно сложной и потому всегда отличной от любого приближения к ней. Но в рамках модели можно использовать точные соотношения и потому в любом случае результаты моделирования представляют существенный интерес.

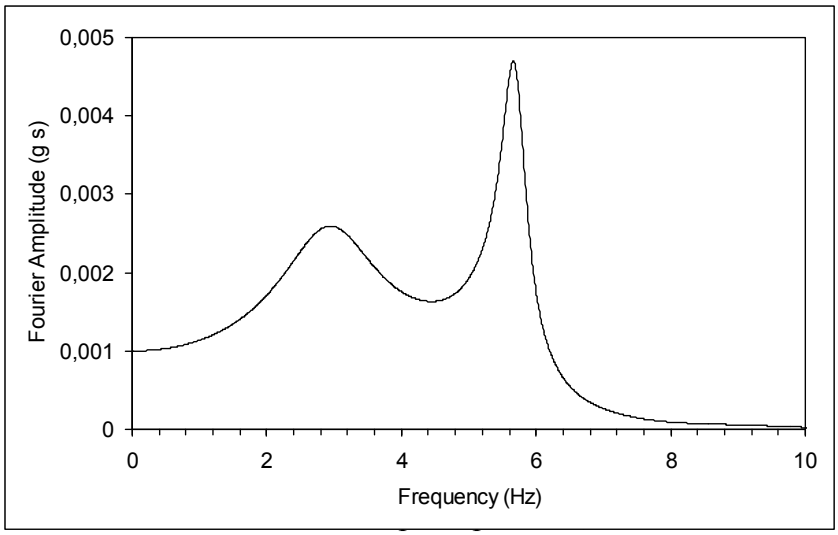


Рис. 5 Частотная характеристика, модель 1

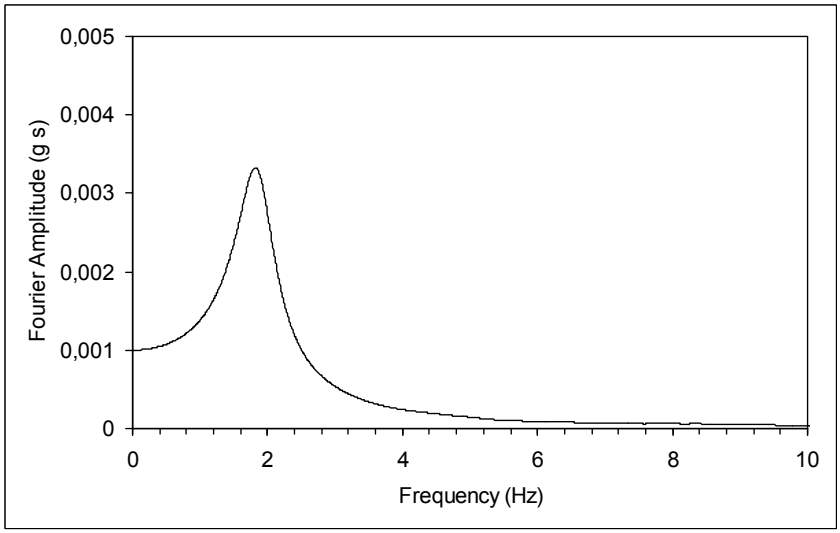


Рис.6 Частотная характеристика, модель 2

Модельные физические представления коренным образом изменяют по существу все постулаты сейсмического районирования и тем более сейсмического микрорайонирования. Дело не в том, что эти постулаты меняют основные результаты, полученные с помощью корреляционной методики. Например, амплитуды колебаний на рыхлых грунтах также превышают соответствующие значения амплитуд на скальном грунте, так, как это предписывается в макросейсмическом подходе. Основные закономерности, характеризующие связь параметров грунтового массива и сейсмических воздействий при двух ранее отмеченных подходах – макросейсмическом и инструментально-корреляционном – сохраняются и расчетах с использованием физических представлений. Существенно однако то, что при этом результаты СМР приобретают физически ясный смысл.

Развитию сейсмического микрорайонирования на основе физических представлений будут посвящены дальнейшие работы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-7-81* - Строительство в сейсмических районах // М.,1982
2. СНиП 22-03-2009, Строительство в сейсмических районах, Актуализированная редакция СНиП II-7-81*, М.,2010

3. *Уломов В.И., Шумилина Л.С.* Комплект карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации // Сейсмостойкое строительство, 1998, № 4, С.30-34.
4. BSSC (BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL). 2001: NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, 2000 Edition, Part 1: Provisions, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report FEMA 386), Washington, D.C.
5. *Медведев С.В.* Инженерная сейсмология. М.: Стройиздат,.1962, 284 с.
6. *Гусев А.А.* О сейсмологической основе норм сейсмостойкого строительства в России // Физика Земли, 2002,№12, с.56-70.
7. *Баркан Д.Д., Трофименков Ю.Г., Голубцова М.Н.* Влияние свойств грунтов оснований при расчете сооружений на сейсмическое воздействие.// В кн.: Свойства грунтов при вибрациях, Ташкент, ФАН, 1975, С.55-69.
8. Методические рекомендации по сейсмическому микрорайонированию участков строительства транспортных сооружений МДС 22-1.2004 МИИТ. - М.:ФГУПЦПП. 2004

УДК 550.348.2

СЕЙСМИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ ПРИРОДНЫХ И ТЕХНОГЕННЫХ СОБЫТИЙ НА ТЕРРИТОРИИ КАРЕЛИИ

Шаров Н.В., д.г.-м.н., зав. лаб., Институт геологии КарНЦ РАН, Пушкинская, 11, Петрозаводск, Россия, +7(8142) 78 34 71 (24), sharov@krc.karelia.ru

Карта сейсмического районирования России ОСР-97 относит территорию Карелии к зонам вероятной интенсивности 5-7 баллов для периода повторяемости 5000 лет. Сейсмическая активность приурочена к палеорифту Кандалакша-Двина и Ладожско-Ботнической шовной зоне. Несмотря на относительно низкий уровень сейсмической активности, детальное изучение территории Карелии не только представляет теоретический, научный интерес, но и имеет практическое значение, заметно возросшее в связи с наличием в регионе крупных промышленных комплексов, газопроводов и гидротехнических сооружений.

Современные движения земной коры (ЗК) Феноскандинавского щита определяются двумя главными моментами: вертикальным сводообразным поднятием щита в целом и автономными блоковыми движениями. Сводовое поднятие ЗК является продолжением прежних движений, заложенных еще в допалеазойское время. Все блоки ЗК участвуют в общем свободообразном поднятии щита и многие из них одновременно совершают чисто индивидуальные по отношению к соседним блокам дисгармоничные движения. По современным представлениям, сейсмический режим изучаемой территории в значительной степени зависит от геодинамического воздействия на соответствующий объем ЗК со стороны зон субдукции и рифтогенеза. Область перехода от щита к Русской плите (зона сопряжения) наиболее подвержена современным геодинамическим изменениям.

Сейсмичность северо-запада России хотя и не приводит к катастрофическим последствиям, но при существующей концентрации в этом районе промышленных предприятий, подземных коммуникаций, газопроводов, наличии Ленинградской и Кольской АЭС она может вызвать чрезвычайные ситуации, например, прорыв подземных вод, распространение радиоактивных и химических отходов из существующих могильников. Осуществление мониторинга техногенных землетрясений на Костомукшском железорудном месторождении позволяет вести контроль за сейсмичностью района. Ее повышение связано с выработкой и перемещением большой массы горных пород.

Инструментальная системы регистрации. Станции региональной сети Карелии, принадлежащие ИГ КарНЦ РАН, оснащены системой сбора Cossack Ranger II (CR II), которая включает четыре пункта [1]. Схема расположения станций приведена (рис. 1). Точная и абсолютная привязка станции ко времени необходима особенно при их работе в составе региональной сети. Ошибка синхронизации данных CR II с мировым временем не превышает ±10 мкс.

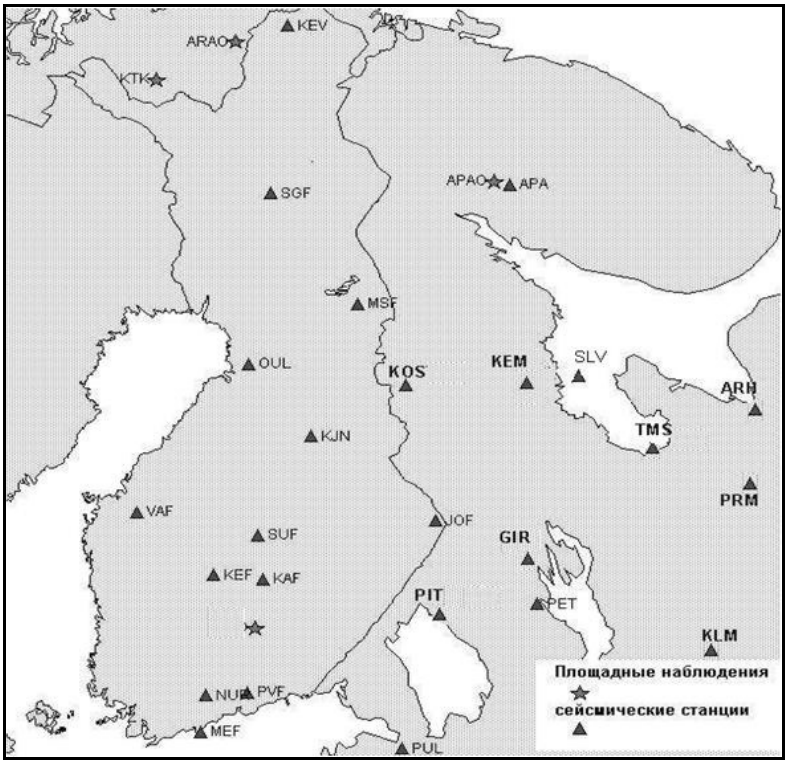


Рис. 1. Сеть сейсмических станций Финляндии, Норвегии, России, осуществляющих наблюдение за сейсмическими событиями в Карельском регионе.

Процесс развертывания сейсмической сети начался летом 2000 г. с установки станции PET. Датчики установлены в подвале деревянного двухэтажного здания на постаменте, связанном с выходом коренных пород. Передача данных осуществлялась по радиоканалу, напрямую связывающему станцию с сервером данных Института геологии [1]. Станция эффективно работала до октября 2007г. и временно закрыта в связи с ликвидацией здания, в котором располагался регистратор. Летом-осенью 2006 г. после проведения рекогносцировочных работ были установлены станции KOS, PIT и KEM (рис. 1), а также станция ИФЗ РАН (В.Ю. Бурмин) GIR в п. Гирвас.

Станция KOS установлена на территории школы в центре г. Костомукша. Две другие станции (KEM и PIT) расположены на территории компаний ОАО «Северо-западный Ростелеком» и «Радиотелевизионный передающий центр Республики Карелия», где существует бесперебойное питание от сети и обеспечивается сохранность оборудования. Во всех случаях для датчиков оборудованы постаменты, связанные с выходом коренных пород.

Удаленный контроль работы станций (KEM, PIT, KOS) и передача данных осуществляется при помощи GPRS – модемов мобильных телефонов, связывающих станции с сетью Интернет. Существенным недостатком такого подключения оказывается то, что в часы высокой загруженности сети скорость передачи данных сильно падает, и любые операции, проводимые со станцией удаленно, либо обрываются, либо обрабатываются очень медленно.

Обработка данных. Станции работают под управлением ОС LINUX. Данные в архивированном виде и в формате DST поступают в определенный каталог, в нашем случае STATION/DATA. Подключив и вмонтировав дополнительный жесткий диск к системному

блоку, инженер копирует данные. Монтирование жесткого диска производится с помощью утилиты MOUNT /DEV/SDB, где sdb – обозначение прибора.

Скопировав данные, жесткий диск надо размонтировать и при выключенном компьютере отключить. Вся полученная информация сохраняется на компакт–дисках DVD.

Данные просматриваются с помощью программного пакета WSG или утилит LINUX. Дополнительно переводим формат DST в формат GSE. Производим конвертирование данных. Программный модуль WSG работает с входными данными, предварительно занесенными в дисковую петлю сейсмических записей, преобразованных во внутренний формат, и описанными в базе данных. В базу данных WSG вносим информацию о сейсмических станциях, каналах регистрации сейсмических данных для каждой станции.

Регистрируемые события. Станции Карельской сети регистрируют, в основном, местные взрывы и локальные события в приграничных областях, на территории Архангельской, Ленинградской, Вологодской областей, а также Финляндии и Швеции. Кроме локальных событий Карельская сеть регистрирует и телесейсмические события.

Землетрясения на территории Карелии происходят крайне редко, раз в 2 года и небольшой интенсивности. 27 сентября 2008 года, сейсмостанциями КарНЦ РАН зарегистрировано землетрясение с магнитудой 2.4 (рис. 2). Землетрясение произошло на севере Карелии, в районе озера Паанаярви. Сейсмограмма *техногенного землетрясения* в Хибинском массиве Мурманской области приведена на рис. 3.

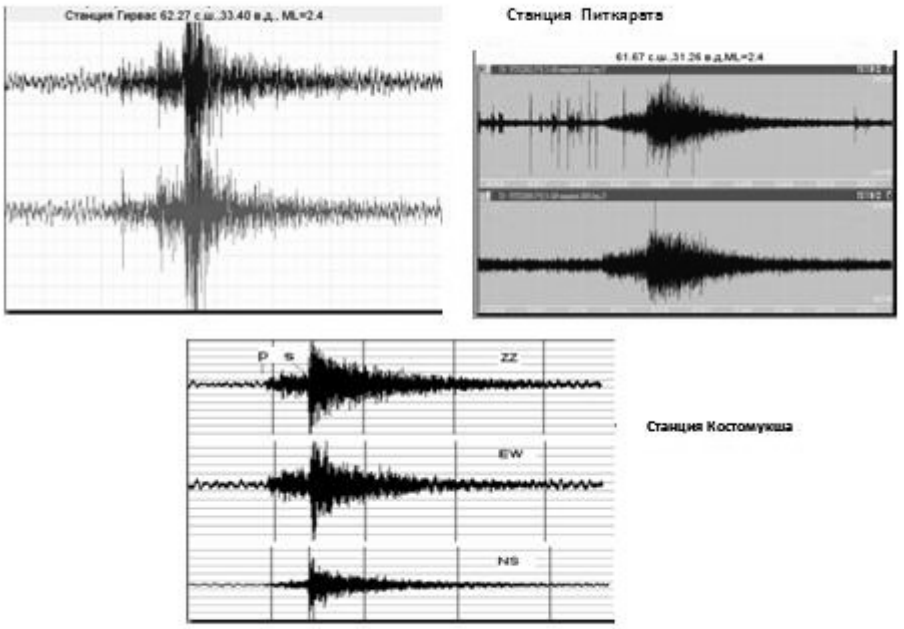


Рис. 2. Землетрясение на севере Карелии в районе озера Паанаярви, 27 сентября 2008 г. Магнитуда на уровне 2,4. Запись станций KOS, GIR, PIT.

Морозобойные удары. В июле 2004 года сотрудники ИГ КарНЦ РАН совместно с геологами и геофизиками из Москвы провели по заданию Управления МЧС России по Республике Карелия экспедиционные исследования в районе пос. Калевала для выяснения природы сотрясений домов по улице Советской, наблюдаемых жителями в декабре 2003 года. Ученые пришли к заключению, что это морозобойный удар. Такие сотрясения происходят зимой при резкой смене температуры воздуха. При этих явлениях отмечаются звук наподобие ружейного или пушечного выстрела с улицы, сотрясение стен, качание люстр и т.д. Все признаки соответствуют силе 3-4 балла.

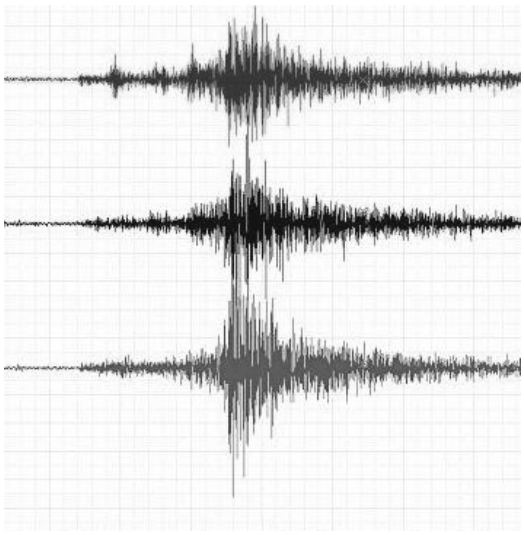


Рис. 3. Сейсмограмма техногенного землетрясения 21.10.2010 г. в Хибинском массиве. Магнитуда на уровне 3,9. Запись на станции GIR.

Чтобы верно понять природу рассматриваемых толчков, сначала отметим несколько фактов исторического характера. Как известно, Северная Карелия вообще и Калевальский район в частности относятся к сейсмическим областям, где 5-балльные землетрясения отмечались, например, в 1910 г. Поэтому возникновение серии землетрясений тектонической природы в пос. Калевала было бы неудивительно.

При решении вопроса о природе сотрясений в пос. Калевала в 2003 (да и в 2004) году необходимо обратить внимание в первую очередь на такие признаки, как ограниченная площадь ощущаемых колебаний именно вдоль озера, не далее 200-300 м от него, начальное возмущение в виде взрыва, направленность толчка от озера. Если принять во внимание сведения о резких перепадах температур в декабре 2003 года от 0 до -25 градусов и наоборот и обнаружении на льду озера протяженной трещины, то вопрос, естественно, решается в пользу принятия морозобойного характера толчков в рассматриваемом случае.

Морозобойный удар сопровождается очень сильный звуковой волной и может быть записан только ближайшими к месту событий сейсмологическими станциями, т.к. воздушная волна быстро затухает, в отличие от упругой волны землетрясения. Наши финские коллеги передали нам сейсмограмму самого сильного морозобойного удара в районе пос. Калевала. На станции Мааселка (MSF), которая находится в 100 км от пос. Калевала, получена запись 24 декабря 2003 года в 20:56:43. Это событие короткое (рис. 4), высокочастотное волны P и S отсутствуют, идентифицировано финскими специалистами как морозобойный удар в районе пос. Калевала. Сейсмостанции Карелии и Финляндии, расположенные на больших удалениях от Калевалы, подобные записи не зарегистрировали. Сотрясение от 26 декабря 2004 года, произошедшие около 22 часов в районе пос. Калевала, также отнесено к морозобойному удару.

Поскольку речь идет о сотрясениях силой до 4-5 баллов, это означает, что в Карелии необходимо впредь считаться и с этим типом явлений морозобойного характера.

Утилизация боеприпасов. В июне-сентябре 2010 г. передвижная сейсмостанция ИГ КарНЦ РАН в районе пос. Новая Вилга регистрировала сейсмоакустические воздействия на здания от уничтожения боеприпасов на военном полигоне (рис. 5). Были выбраны оптимальные заряды и удаление места взрыва от поселка, что позволило уничтожить отработавшие срок хранения боеприпасы без нанесения ущерба жителям. Наибольшее беспокойство населению доставляют звуковые волны от взрывов, т.к. импульсный сигнал от максимума спадает (рис. 5 а, б). В то же время пролет самолета имеет большую амплитуду сигнала, но он поспешно нарастает, достигая максимума, и убывает (рис. 5 в).

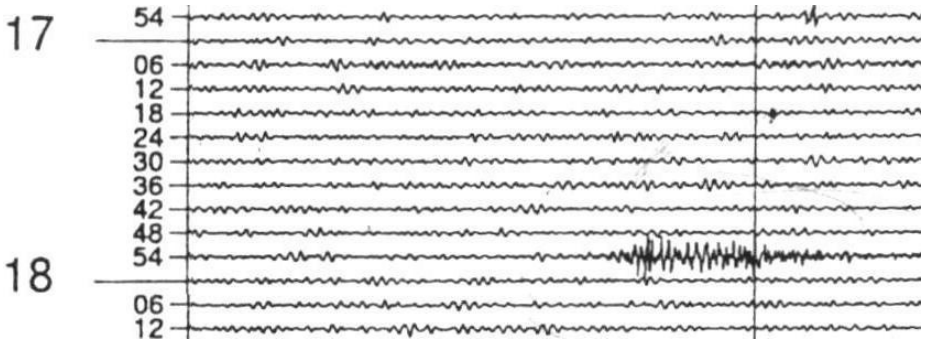


Рис. 4. Сейсмограмма станции MSF морозобойного удара 24 декабря 2003 г. в районе пос. Калевала на оз. Средние Куйто.

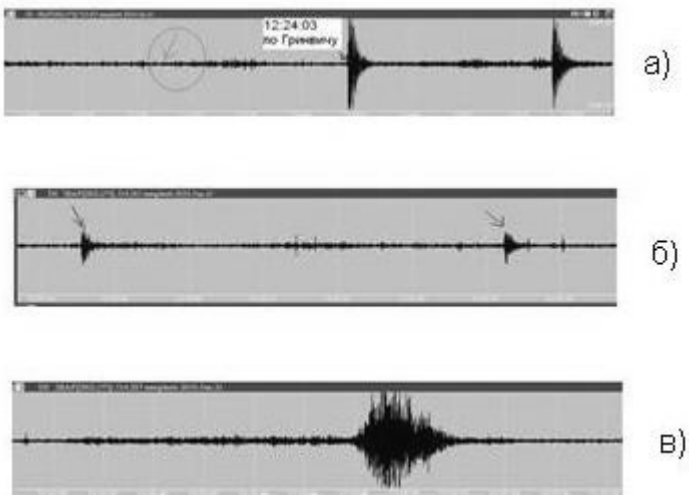


Рис. 5. Сейсмограмма звуковой ударной волны на удалении 5 км, масса ВВ 20 кг (а); на удалении 10 км, масса ВВ 40 кг (б); взлет самолета с аэропорта Бесовец на высоте 0,5-1 км над сейсмостанцией (в).

Падение ступеней ракет. Зарегистрированный сейсмологической сетью Скандинавии, Мурманской, Архангельской областей и Республики Карелия неудачный пуск ракеты «Булава», представляет собой сейсмический отклик геологической среды. По группе станций определены координаты падения обломков ракеты.

Промышленные взрывы. Для слабоактивной в сейсмическом отношении территории Карелии наиболее яркими сейсмическими событиями до сих пор являются карьерные взрывы. Исследования карьерных взрывов представляет особый интерес, связанный с возможностями решения на его основе многих сейсмологических задач [1]. Для составления сейсмических каталогов в настоящее время используется изучение типовых характеристик сейсмических сигналов от многочисленных карьерных взрывов как источников помех при исследовании слабых местных землетрясений.

Частыми и регулярными событиями на наших записях (рис. 6) являются *взрывы в карьере* г. Костомукша. Карьер ОАО “Карельский окатыш” - самый крупный железорудный карьер на территории республики. Взрывы в этом карьере мощные, регулярные и производятся в одно и тоже время (по средам и пятницам в 13 часов по местному времени). Общая масса короткозамедленного взрыва (заряда) достигает несколько сотен тонн.

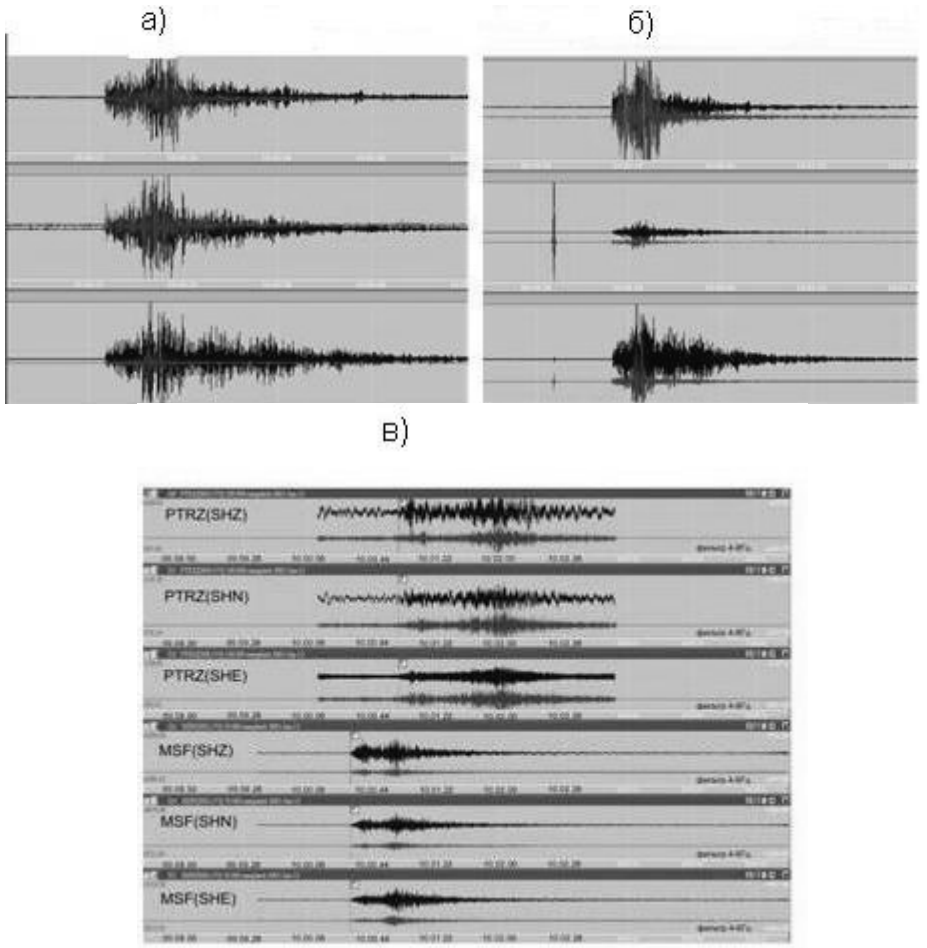


Рис. 6. Взрывы в карьере в районе Костомукши: а - запись станции KEM 13.01.2010 г.; б - запись станции KOS 13.01.2010 г.; в - запись станций PET и MSF 12.01.2007 г.

Менее регулярно на территории Карелии проводятся взрывы в 14 карьерах (рис. 7) по добыче облицовочного камня и щебенки. Производство взрывных работ (до 200 взрывов ежегодно) на этих карьерах выполняет ООО «Карелвзрывпром». Общая масса заряда изменяется от 10 до 50 тонн.

Заключение. Опыт организации и эксплуатации региональной сейсмической сети короткопериодных станций на территории Карелии позволяет сделать вывод о том, что станции CR II являются надежными, недорогими и позволяют вести мониторинг сейсмичности на представительном уровне. При локации местных землетрясений и взрывов в 15 карьерах есть возможность использовать сейсмические записи этих событий финскими станциями, Архангельской и Мурманской сейсмологическими сетями.

Результаты сейсмологических наблюдений, полученные на территории Карелии, передаются по запросам геофизической службе РАН (г. Обнинск), территориальному управлению МЧС по республике Карелия (г. Петрозаводска), командованию Северного флота (г. Североморск).

Республика Карелия и прилегающие к ней территории плохо изучены в сейсмологическом плане, хотя именно здесь в случае возникновения землетрясений возможны наибольшие разрушения промышленных объектов, опасных в экологическом отношении, с соответствующими последствиями.

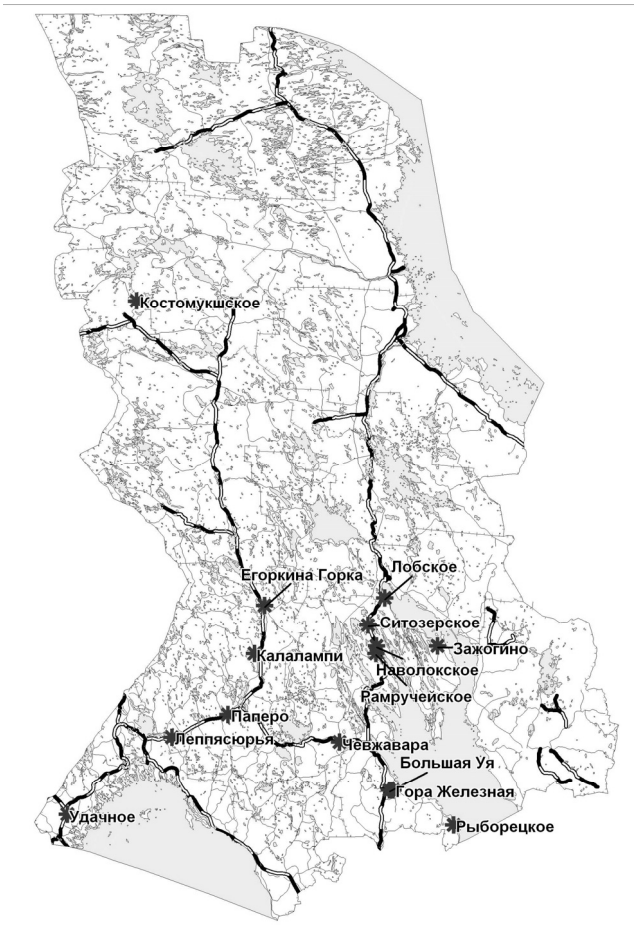


Рис. 7. Схема расположения основных действующих карьеров Республики Карелия.

Возможно возникновение на этой территории слабых сейсмических событий с магнитудой до 3-4, которые способны спровоцировать в ослабленных зонах землетрясения с последующими разрушениями расположенных вблизи промышленных, транспортных и жилых объектов. При оценке сейсмической опасности территории основное внимание должно уделяться выделению и изучению зон сейсмической активности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Землетрясения и микросейсмичность в задачах современной геодинамики Восточно-Европейской платформы / Под ред. Н.В. Шарова, А.А. Маловичко, Ю.К. Щукина. Кн. 1: Землетрясения. – Петрозаводск: Карельский научный центр РАН, 2007. -381 с.

УДК 550.34+624.04

ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ В ОБЛАСТИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ СООРУЖЕНИЙ

Г.Н. Бугаевский, доктор физико-математических наук, профессор
НАПКС г. Симферополь

Рассмотрены вопросы развития сейсмологических, инженерно-сейсмических и геодинамических исследований в бывшем СССР и региональных центрах. Отмечена целесообразность экспериментального и математического изучения устойчивости зданий, сооружений, в целом больших систем

геофизические научные центры, вероятностная повторяемость, идентификация сейсмометрических каналов, передаточная функция объекта, обратные задачи, динамический паспорт, экологическое состояние территории

Прямое отношение к названию и направлению работ ВУЗа имеют исследования сейсмической, геодинамической опасности для участков территории, зданий и сооружений.

Зона Альпийской складчатости и рифтовые пояса Земли являются самыми активными в тектоническом и сейсмическом отношении областями планеты. Первая состоит из Тихоокеанского кольца и горных систем, простирающихся между Тихим и Атлантическим океанами. Вторая - это система океанических рифтов общей длиной 70 тысяч километров, имеющая два выхода на континентах - в системе Африканских озер и в Байкальской зоне. Все эти области существуют 200 млн. лет и, может быть, не меньший срок будут действовать в будущем. Человек проживает и будет проживать в этих условиях.

Сейсмоактивная горная система Крыма лежит на северном краю субширотной части Альпийской зоны и потому сейсмическая опасность существует здесь практически постоянно. Как известно, предмет науки геофизики не признает административных и политических границ, поэтому неоднократно проводились «Международные геофизические годы», издаются международные геофизические журналы и сводки, бюллетени геофизических наблюдений работают специализированные международные центры, союзы, программы, школы, группы, проводятся съезды, ассамблеи, сессии. В бывшем Советском Союзе более 40 лет активно действовал, по единой программе, Междуведомственный совет по сейсмологии и сейсмостойкому строительству при Президиуме АН СССР (МСССС), который дважды в год проводил научные сессии - в столице и обычно в одном из сейсмоактивных регионов. После распада Союза научные центры более или менее активно продолжают свою деятельность в регионах. В России: на Камчатке это Камчатский филиал Геофизической службы РАН, на Сахалине - Морской институт геологии и геофизики, в Восточной Сибири - Институт земной коры, в Западной Сибири Институт геологии и геофизики -все Сибирского отделения РАН. Работают региональные центры на Урале, Кольском полуострове, в Калужской области и, конечно в Санкт-Петербурге и Москве. Есть свои геофизические центры (в том числе, в области инженерной геофизики и инженерной сейсмологии) в Казахстане, государствах Средней Азии и Кавказа, Белоруссии и Молдовы.

В области инженерной сейсмологии значительные успехи были достигнуты в России, Армении, Грузии, Молдавии.

В Украине исследования в области геодинамики и сейсмологии начались после крымских землетрясений 1927 г. Они привели в 1928-1929 гг. к созданию в Москве Сейсмологического института АН (теперь - Института физики Земли РАН). После Великой Отечественной войны был организован Совет по сейсмологии, в дальнейшем - Междуведомственный совет по сейсмологии и сейсмостойкому строительству, на одном из заседаний которого, по докладу академика Серафима Ивановича Субботина, было решено создать Институт геофизики Украины. В течение десятков лет Институт геофизики НАН Украины с региональными центрами − отделами в Крыму и Закарпатье, работающими в Украине в области сейсмологии и сейсмической опасности. При этом задачами сейсмостойкости зданий и сооружений занимаются различные Научно-исследовательские институты, их лаборатории, а также ВУЗы. В геофизических исследованиях участвуют также отдельные ВУЗы Украины. В Крыму, например, это КрымНИИПроект и Национальная академия природоохранного и курортного строительства (НАПКС).

В результате работы геофизиков-сейсмологов и инженеров-строителей Украины были разработаны Государственные строительные нормы для сейсмических районов (ДБН В.1.1-12:2006), которые начали действовать с февраля 2007 г.

В соответствии с картами общего районирования сейсмической опасности, включенными в ДБН, около 2/5 ее территории подвержены 5%-й опасности сейсмического воздействия в 6 и более баллов, юго-запад Одесской области - опасности воздействия в 9 баллов, а юг Крыма и часть Керченского полуострова - 10-балльной опасности с различной вероятностной повторяемостью.

Поскольку для проблем сейсмостойкости сооружений решающее значение имеют исследования динамики сейсмических колебаний, в НАПКС в течение последних 20 лет выполняются именно эти исследования в лабораторных и реальных условиях. С помощью созданного кафедрой МиСС калибровочного стенда обеспечена 95%-ная идентификация сейсмометрических каналов, с помощью которых выполнены наблюдения на отдельных реальных сооружениях и рассчитаны спектры отклика точек сооружения и канала. Результаты этих работ опубликованы в журналах и доложены на многих научных конференциях. Показана высокая повторяемость результатов расчетов по наблюдениям в одной точке и существенные устойчивые различия результатов, полученных для разных точек объекта.

По инициативе НАПКС в ДБН включен частный раздел, определяющий динамическую паспортизацию зданий и сооружений. Цель соответствующих работ состоит в обнаружении необходимых и достаточных фактов локальных вариаций динамических свойств объектов - грунта, зданий и сооружений. Речь идет о выявлении изменений *в конструктивных элементах и в целом в зданиях и сооружениях,* обусловленных отдельными отклонениями от проекта «на строительной площадке», а также об изменениях *с течением времени* динамических параметров за счет старения материалов конструкции и за счет изменения несущих свойств грунта. Эти вариации не могут быть учтены при проектирования объекта и перераспределениях нагрузок на несущие конструкции. Они требуют экспериментального динамического определения и контроля в период строительства и эксплуатации. Такое направление научно-исследовательских работ в настоящее время является относительно свободным («научная ниша») при всей его актуальности.

В целом указанные исследования должны составлять основное содержание **анализа и экспертизы сейсмической и динамической безопасности зданий, сооружений и вообще критичных инфраструктур территорий.** Известно, что карты любого масштаба районирования сейсмической опасности в баллах или максимальных ускорениях движения грунта при определенных вероятностных оценках повторяемости сейсмических событий *не являются моделями геодинамических процессов. Это лишь статические схемы географического распределения максимальных значений ускорений (и сил инерции) при возможных сильных землетрясениях в любой точке выделенных зон.*

Основные направления **динамических** исследований состоят в следующем.

1. Изучение динамически обоснованных результатов регистрации импульсных и волновых процессов.

1.1. Исследования распространения волновых процессов, вызванных местными близкими землетрясениями. Определение реакции любого объекта на геодинамическое воздействие с помощью системного подхода к передаточной функции объекта через его «выход» при заданном входном сигнале.

1.2. Выполнение длительных экспедиционных сейсмологических наблюдений на свободной площадке или в определенной близости к построенному сооружению с целью определения входного сейсмического сигнала от опасных близких очагов (для п. 1.1 ДБН).

1.3. Решение обратных задач для колебательных систем и определение частотных характеристик аппаратуры, естественных объектов и искусственных сооружений.

1.4. Выполнение экспериментальных наблюдений выходного сигнала в объеме сооружения. (Регистрация отклика на реальный сигнал от землетрясения во многих десятках точек в сооружении технически и организационно чрезвычайно сложна. Существующие программные средства позволяют рассчитать выходной сигнал. Для этого необходимо располагать, кроме входного сигнала еще вторым системным элементом передаточной характеристикой самого объекта. Вид реальной характеристики достаточной степенью точности и достаточно быстро можно определить с помощью регистрации реакции объекта на специальное неразрушающее искусственное механическое воздействие).

1.5. Динамическая паспортизация зданий, сооружений и территорий как система периодического контроля их механической устойчивости на внешние воздействия. Динамическая паспортизация объекта позволяет, с одной стороны, за считанные дни оценить передаточную характеристику и ее вариации в пространстве объекта, с другой – путем контроля за счет повторных наблюдений увидеть изменения во времени несущей способности сооружения и определить темп этих изменений. Только экспериментальное динамическое изучение объекта (динамическая паспортизация) может определить его фактическую сейсмостойкость. Результат этого изучения − динамический паспорт − по определению ДБН есть «документ, удостоверяющий отклик объекта на механическое воздействия в момент наблюдения». Динамические паспорта дадут определенную количественную характеристику физико-механического качества сооружения.

2. Оценка степени опасности территорий, обусловленной относительно медленными геодинамическими процессами (включающими оползни и пр.).

2.1. Изучение медленных однонаправленных геодинамических процессов, связанных с местными проявлениями оползней (оценка объема тела оползня и формы его ложа с целью определения способов и возможности стабилизации оползня).

2.2. Определение соотношения размеров территорий, подверженных сейсмическим и оползневым воздействиям; использование статистических приемов и понятия риска.

Данное направление − как выполнение систематических исследований − является относительно новым. Оно может быть осуществлено на количественной основе также с помощью понятия переходной характеристики системы, как функции не столько механических, сколько химических, биологических и других параметров. Потребуется постановка предварительных теоретических и экспериментальных работ для изучения «входа» и «выхода» системы, включающих

- анализ существующего состояния проблемы;
- выбор измерительных средств, определение их эффективности, организация приобретения или производства;
- выбор модели для проведения системных исследований;
- испытание модели на объекте;
- формирование методики и инструкции для выполнения измерений.

Как упомянуто ранее, специалистами кафедры МиСС выполнена подготовительная часть исследований раздела 1, достаточная для обоснования их необходимости. Эти результаты свидетельствуют о возможности получения экспериментальной спектральной оценки устойчивости сооружения. Перспектива этих исследований достаточно ясна, здесь имеется не только задел, но и определенные результаты в метрологической калибровке аппаратуры, в разработке новых ее видов, в методике анализа числовой информации, имеются определенные научные кадры. Дальнейший успех этих работ зависит от правильности использования ВУЗом государственных и региональных решений по данному направлению.

Раздел 2 целесообразно выполнять также силами НАПКС. Однако здесь потребуются совместные усилия ряда кафедр и, может быть, других ведомств.

Можно отметить, что оба направления стали объектом совместных работ НАПКС (кафедры механики и сейсмостойкости сооружений) по заключенным договорам с Институтом геофизики НАН Украины, с Национальным техническим университетом «КПИ» («Киевская политехника»), с Иркутским государственным техническим университетом, с Центром службы геодинамических наблюдений в энергетической отрасти России (Москва). Работы кафедры МиСС систематически докладываются на конференциях, посвященных сейсмической опасности и сейсмостойкости сооружений, организуемых Научно-исследовательским институтом строительных конструкций (НИИСК), а также экологическим проблемам на геологическом факультете Национального Киевского университета им. Тараса Шевченко.

Кратко рассмотренная последовательность развития научных исследований в области геодинамики и сейсмологии на территории СНГ свидетельствует об определенной линии оздания и развития региональных центров, ориентированных на выполнение конкретных направлений изысканий.

В целом представляется целесообразным проведение оперативных мероприятий по созданию при НАПКС научно-технического подразделения с конкретным направлением работ - центра определения устойчивости больших динамических систем (в частности, динамической паспортизации искусственных сооружений и естественных объектов) как регионального научно-технического центра динамических исследований.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

2. Соловьев С.Л. Евгений Федорович Саваренский. М., «Наука», 1989. 145 с.
3. Саваренский Е.Ф., Кирнос Д.П. Элементы сейсмологии и сейсмометрии. М. , Гос. изд. тех.-теор. лит., 1955. 544 с.
4. Медведев СВ. Инженерная сейсмология. М., гос. изд. лит. по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1962. 284 с.
5. Поляков СВ. Сейсмостойкие конструкции зданий. М.,«Высшая школа», 1969. 336 с.
6. Егупов В.К., Командрина Т.А. Расчет зданий на сейсмические воздействия. Киев, «Буд1вельник», 1969. 208 с.
7. Сейсмическое районирование территории СССР. МСССС М., Наука», 1980. 308 с
8. Егупов В.К., Егупов К.В., Лукаш Э..П. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость. Киев, «Буд1вельник», 1982. 144 с.
9. Оценка влияния грунтовых условий на сейсмическую опасность. Методическое руководство по сейсмическому микрорайонированию. Отв. ред. О.В. Павлов. М., «Наука», 1988. 224 с.
10. Сейсмичность, сейсмическая опасность Крыма и сейсмостойкость строительства. Материалы Всесоюзной конференции. Киев, «Наукова думка», 1972. 196 с.
11. Землетрясения в СССР. Совет по сейсмологии. М., Изд. АН СССР, 1961. 412 с.
12. Физика сейсмических волн и внутреннее строение Земли. Междуведомственный совет по сейсмологии и сейсмостойкому строительству. М., «Наука», 1983. 224 с.
13. Сейсмопрогностические исследования на территории УССР. Киев, «Наукова думка», 1988. 152 с.
14. Развитие сейсмологических и геофизических исследований в Сибири и на Дальнем Востоке (памяти А.А. Трескова). Иркутск, Институт земной коры, 1988. 159 с.
15. Детальное сейсмическое районирование. МСССС, М., «Наука», 1980. 176 с.
16. Пустовитенко Б.Г., Кульчицкий В.Е., Горячун А.В. Землетрясения Крымско-Черноморского региона. Киев, Ин-т геофизики им. СИ. Субботина АН УССР, 1989.190 с.
17. Интерпретация сейсмических наблюдений. Результаты исследований по международным геофизическим проектам. М., Международный геофизический комитет при Президиуме АН СССР, 1983. 136 с.
18. Изучение сейсмического режима крупных промышленных центров. М., «Наука», 1978. 188 с.
19. Магнитуда и энергетическая классификация землетрясений. Сб. в двух томах. М., МСССС, 1974. Т. I 220 с, т . II 222 с.
20. Формирование окружающей среды на урбанизированных территориях Крыма. КИПКС, Симферополь, 1996. 102 с.
21. Елисеев О.Н., Уздин А.М. Сейсмостойкое строительство. Учебник в двух книгах. С.-Петербург, 1997. Кн. 1 131 с, кн. 194 с.
22. Бугаевский Г.Н., Бугаевский А.Г. Сейсмическое спектрально-динамическое зонирование территорий и сооружений. Буд1вельш конструкци, вип. 53, кн. 1. Кшв, НД1БК, 2000, с. 69-77.
23. Бугаевский Г.Н., Бугаевский А.Г. Модель взрывного образования системы Земля-Луна. В кн. «Проблемы геофизики XXI века». Кн.1. М: Наука 2003, с.264-299.

24. Ю.И. Немчинов,.В. Кендзера, Г.Н Бугаевский. Динамическая паспортизация сооружений как составная часть СНиПа. Будівельні конструкци, вип. 60. Кшв, НД1БК, 2004, с. 193-198.
25. Государственные нормы: «Строительство в сейсмических районах Украины». Межведомственный научно-технический сб.: Будивельни конструкции», вып. 64, Киев. НДИБК 2006. С. 3-19.
26. Немчинов Ю.И., Марьенков Н.Г.и др. Будівництво у сейсмічних районах Украши. ДБН В.1.1-12:2006. Мш. буд., арх.. та житл.-ком. госп. Украши, Кит, 2006. 84 с.
27. Бугаевский Г.Н., Волосович О.В., Бугаевский А.Г. Динамическая паспортизация
28. Бугаевский Г.Н. Основы сейсмологии и динамической теории сейсмостойкости. Симферополь, ИТ «АРИАЛ», 2010. 256 с.

СЕКЦИЯ 1. «ГЕОДИНАМИКА»

УДК 550.343

ДЕФОРМАЦИИ МАССИВОВ ГОРНЫХ ПОРОД В БЛИЖНЕЙ ЗОНЕ ВОДОХРАНИЛИЩ УЗБЕКИСТАНА И ИХ ЖЕСТКОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Л.А.Хамидов* д.ф-м.н,зав.лаб., Ф.Р.Артиков* - аспирант, И.М.Джумабаев* –аспирант, М.А.Шукуров** –к.ф.м.н, e-mail: hamidov_l@mail.ru ; *- Институт сейсмологии АН РУз, Ташкент, Узбекистан **- Директор УЭ Гиссаракского водохр.

При оценке деформаций и напряжений вблизи водохранилищ Узбекистана, расположенных в сейсмоактивных областях, необходимо учесть, что современные деформационные процессы и обусловленные ими вариации других геофизических полей происходят, в основном, на границах микроплит подстилающих массивов, а также внутри нагруженной части водохранилищ. Вдали от них массив горных пород в большинстве случаев представляется как среда статическая и незыблемая. Воздействие же механических напряжений на горную породу вызывает в ферромагнитных зернах обратимые и необратимые изменения намагниченности. Такие процессы, происходящие в земной коре, сопряжены с определённой опасностью для крупных водохранилищ, оказавшихся в зоне влияния активных тектонических нарушений. Наиболее отчетливо это проявляется при анализе сейсмичности территорий размещения таких протяженных объектов, как Чарвакское, Андижанское, Гиссаракское и Туплангское водохранилища, которые, в силу своей геометрии, непременно пересекают множество тектонических нарушений разных рангов. На нескольких водохранилищах Узбекистана были исследованы деформированные участки, которые пересекались локальными тектоническими разломами субмеридионального простирания. На расстояниях до 20 км от исследованных участков Чарвакского и Гиссаракского водохранилищ в ходе их эксплуатации наблюдались многократные сбросы напряжений.

Известно, что причиной наведенных геомеханических процессов является нарушение первоначального равновесия в напряженном состоянии верхней части земной коры, происходящее в результате концентрации крупных объемов воды на отдельных небольших участках [1,4]. Вторичное поле напряжений формируется за счет интенсивной эксплуатации водохранилища и заполнения пустот в горном массиве водой, а также в результате изостатического нарушения равновесия вследствие сезонного стока больших объемов воды в разное время года. При эксплуатации водохранилищ сопутствующими факторами являются оттоки воды в зоны мелких трещин с образованием депрессионных воронок.

При внешней сложности явлений, происходящих в районе эксплуатации, геомеханическая модель деформирования может быть обоснована довольно простыми построениями. Основным элементом модели является внешнее отображение участка земной коры. В зависимости от существующих представлений о строении верхней части земной коры

геомеханическая модель ее участка, подверженного техногенному воздействию, может быть представлена либо нижним полупространством бесконечных размеров по площади и глубине, либо в виде оболочки конечной толщины и бесконечных размеров в плане. Боковые горизонтальные напряжения состоят из возможных горизонтальных тектонических напряжений, одинаковых по глубине, и бокового распора от гравитационных сил, пропорциональных глубине. Техногенные напряжения соответствуют весу воды, перемещаемой при эксплуатации, особенно русловых водохранилищ.

На участке чаши при оттоке, в карьере или в зоне уменьшения давления, происходит разгрузка граничных массивов, а на стоке массив нагружается, вызывая возникновение момента сил в граничном массиве. Математический аппарат для исследования поведения геомеханической модели основывается на классических решениях задачи Буссинеска для расчета модели, представленной бесконечным полупространством [2], и расчета оболочек для создания модели, соответствующей современным представлениям геодинамики [3]. Не исключено, что на участке, подверженном техногенному воздействию, будут проявляться в той или иной степени обе модели. Результаты укрупненных расчетов по ним, проведенные на данном этапе исследований геомеханических моделей, приведены в таблице 1.

Уровень вертикальных перемещений под воздействием техногенных нагрузок сопоставим с перемещениями, полученными по результатам геодезических съемок в районах мощных землетрясений, индуцированных заполнением крупных водохранилищ [4]. При этом следует учитывать две особенности нагружения слоев при техногенном воздействии от эксплуатации водохранилищ. Во-первых, глубины чаши крупных водохранилищ в 2-2,5 раза превышают глубину средних водохранилищ Узбекистана, что с учетом плотности пород вызывает в 5-6 раз большие удельные нагрузки (табл.1). Во-вторых, часть выпущенной из водохранилищ воды разливается в пределах прилегающих территорий, что вызывает разгрузку в направлении, противоположном нагрузке. Верхние слои земной коры подвергается в этом случае моментному сдвиговому нагружению.

Кроме того модели, отражающие оболочки, оценивались на устойчивость от боковых нагрузок граничных условий. Можно показать, что нагрузки внутри чащи водохранилища могут в несколько раз превышать возможные критические нагрузки, приводя к нарушению устойчивости внутренних трещин. Следовательно, в микроплитах, находящихся под чащей водохранилища и соизмеримых по размерам с площадью его зеркала, существуют реальные возможности возникновения катастрофических деформаций и без дополнительного техногенного воздействия. В зависимости от сочетания множества факторов они могут происходить либо в динамической форме в виде микроземлетрясений, либо в виде относительно спокойных перемещений по имеющимся структурным нарушениям. Обе формы представляют опасность для окружающих объектов. Рассмотрим некоторые физико-механические свойства конкретных объектов.

Таблица 1.

Максимальные вертикальные перемещения земной поверхности, м
(часть данных изъята из [1,4,7])

Техногенная нагрузка, т	Модели	
	Бесконечное полупространство	Бесконечная оболочка
$0.5 \cdot 10^9$	0.320	0.267
$1.0 \cdot 10^9$	0.659	0.530
$1.5 \cdot 10^9$	0.988	0.750
$2.0 \cdot 10^9$	1.318	1.060

При исследовании деформации трещин горных массивов непосредственно от границы водохранилища и далее основными показателями являются физико-механические свойства самых горных массивов, слагающих эту границу. Существующая классификация этих свойств очень ограничена. Практически нет регламентирующих норм по определению сжимаемости. Например, классификация мелкоблочных породных массивов по водопроницаемости оперирует ориентировочными данными. Также, приблизительно

классифицируются их трещиноватость по отношению к прочности. К тому же существующие классификации, в основном, применимы к мелкообломочным массивам. Но, как известно, зона влияния чаши водохранилища сложены массивами большого масштаба. Плотность не относится к параметрам, прямо характеризующим работу массива при нагрузке от водохранилища в совокупности также как, например прочность, деформируемость и водопроницаемость. Величина плотности необходима в основном для расчета нагрузки-разгрузки от собственного веса массивов. Непосредственное определение в массивах прочности и деформируемости сложно и трудоемко. Основные параметры горных массивов, характеризующие их качество, разделяют на две группы. К первой группе относят: прочность, деформируемость, водопроницаемость. Данные параметры определяются в лабораторных условиях на образцах, для которых известны параметры упругости и плотность. При таких исследованиях устанавливаются корреляционные зависимости указанных параметров. Вторая группа включает плотность и гранулометрический состав. Данные показатели считаются критериями устойчивости и определяются непосредственно на объекте. Для указанных двух групп свойственны разные методы исследований, размеры образцов горных массивов, их положение в пространстве и различные масштабные эффекты.

Плотность является одним из основных показателей физико-механических свойств мелкоблочных массивов и служит основным показателем жесткости пород. Она учитывается при расчетах нагрузок и объемов массива в теле прилегающих к чаше пород. Зависимость между плотностью, прочностью и деформируемостью определяется экспериментальными исследованиями. При изучении трещиноватых массивов плотность в значительной степени определяет размеры профиля мелкоблока и фильтрационные свойства массива.

Таблица 2.

Предельные плотности сложения исследуемых фракций галечника и щебня в ближней зоне Нурекской плотины [5,9].

Размер фракций, мм	Предельно-плотное сложение $\rho_{пл}$, т/м^3	Предельно-рыхлое сложение $\rho_р$, т/м^3	Коэф. пористости ε_{max}	Коэф. пористости ε_{min}	n_{max}, %	n_{min}, %
а) галечник Нурекской плотины						
<5	1,78	1,32	1,07	0,53	52	35
5-10	1,90	1,58	0,71	0,43	42	30
10-20	1,89	1,59	0,72	0,45	42	31
20-40	1,82	1,53	0,79	0,52	45	34
б) Щебень гранита						
5-10	1,58	1,22	1,21	0,71	55	41
10-20	1,56	1,23	1,20	0,73	54	42
20-40	1,52	1,20	1,25	0,78	56	44

Таблица 3.

Предельные плотности сложения модельных смесей А и Б

Смеси	Уд. вес, т/м^3	Предельно-рыхлое сложение $\rho_{рых}$, т/м^3	Предельно-плотное сложение $\rho_{пл}$, т/м^3	n_{min}, %	n_{max}, %
А	2,74	1,94	2,36	14	29
Б	2,73	1,95	2,30	16	29

В ОАО Гидропроект [5] достаточно широко исследовались мелкозернистые массивы вблизи Нурекской плотины. Для исследования галечника вблизи Нурекской плотины были взяты фракции 5-10; 10-20 и 20-40 мм. Для сопоставления использовались такие же фракции щебня гранита. Предельные плотности сложения исследуемых фракций галечника и щебня Нурекской плотины представлены в табл.2. Аналогичное соотношение наблюдается и для n_{max}, так, например, для галечника - 42-45 %, для щебня - 54-56 %. Диапазон предельных значений пористости, т.е. величина n_{max}-n_{min} составляет для галечника 11-12 %, для щебня

12-14 %. Предельные плотности сложения модельных смесей галечника вблизи Нурекской плотины, определенные с тройной повторностью, приведены в табл.3 [8,9]. Из таблицы видно, что значения предельных плотностей сложения для смесей А и Б незначительно отличаются друг от друга. Более низкое значение предельно-плотного сложения смеси Б можно объяснить большим содержанием мелкозернистых фракций (<5 мм) – 46 %, которые превышают количество, необходимое для заполнения пор крупнозернистых фракций [9].

По результатам исследования плотностей в ОАО Гидропроекте [5] можно сделать вывод, что плотность скелета массивов в зоне деформационного влияния Нурекской плотины в естественном залегании имеет достаточно высокие значения –2,21-2,38 т/м^3 при средней величине -2,27 т/м^3.

Деформируемость крупнообломочных массивов. Многочисленные натурные и специальные опыты свидетельствуют о сложности механизма деформируемости горных массивов в зоне влияния водохранилищ. Исследование деформируемых свойств массивов гораздо сложнее, чем исследования их прочностных характеристик. Здесь не образуется автомодельная область, в которой не учитываются масштабные эффекты.

Деформативные свойства массивов связаны со многими факторами и параметрами среды. Система определяющих параметров при исследовании деформативных характеристик практически та же, что и при исследовании прочности. В тоже время, опыты по изучению прочности и опыты на сжимаемость - это разные виды изучения напряженного состояния. В вопросах прочности наибольшее значение имеет девиатор напряжения, а в компрессионных испытаниях – шаровой тензор, т.е. всестороннее гидростатистическое обжатие [5,6]. Для оценки изменений напряженного состояния в разломных зонах и исследования деформационных процессов был использован ранее разработанный математический аппарат и проведен комплекс исследований, в которых водохранилища выступали в качестве индикатора процессов, происходящих в породном массиве. Имея соответствующий аппарат расчета деформаций, для разных объектов мы определили их распределения при наложении разных нагрузок. Результаты дали возможность рассмотреть так же некоторые аспекты определения связи перемещений и деформаций в зоне влияния водохранилищ с вариациями локальных геомагнитных полей. При этом под зоной влияния напряжений от водохранилищ подразумевается зона, в которой производные от любых компонент тензора смещений в произвольном направлении изменяются немонотонно. Это приблизительно соответствует радиусу от центра нагрузки, равному *3/2* кратному размеру осредненной большой длины зеркала водохранилища. Внешней зоной является область за пределами основного поля, где та же производная изменяется монотонно до асимптотического минимума. При этом площади разрывов, образующих конечные деформации и интенсивные вариации локальных геомагнитных полей, увеличиваются с ростом энергии деформации тектонических очагов в ближней зоне расположения водохранилищ. Используя описанные модели и данные по водохранилищам Чарвак, Гиссарак и Тупаланг, мы произвели анализ деформаций в первом приближении.

Проанализировано изменение деформации в ближней зоне водохранилищ по данным режимных геодезических съемок, проведенных в районах Андижанского, Тупалангского и Гиссаракского водохранилищ при разных объемах их заполнения. Рассмотрены так же изменения максимальных деформаций на разных расстояниях при малом изменении осредненного объема водохранилищ Гиссарак и Тупаланг. Выявлено, что при падении уровня воды в водохранилище от 1,5% до 2%, деформации падают интенсивнее, чем при изменении первоначального объема от 0,5% до 1%. При убывании высоты полезного объема водохранилищ максимальные деформации пропорциональны уменьшению первоначально нагрузочного расстояния.

К числу основных параметров, характеризующих разрушаемость массивов в зоне деформационного влияния, относятся также сопротивление сдвигу и деформируемость мелкоблочных массивов, которые определяются, как правило, модельными расчетами. Исследования деформативных и сдвиговых характеристик мелкоблочных массивов боковых призм ближней зоны Нурекской плотины были произведены на моделируемом по гранулометрическому составу карьерном материале в условиях одноосного сжатия.

Исследованиями различных специалистов установлено, что модель массива, в которой сохранился малопористый состав, соотношение и форма зерен частиц, но размер частиц уменьшен в “n” раз, имеет те же деформативные и сдвиговые характеристики, что и моделируемый массив. Характеристики сжимаемости определялись для гравийно-галечниковой смеси и для однородного галечника в различных условиях: сухого, влажного, в воде и промороженного. Для определения сжимаемости применялись два способа: в первом компрессионные характеристики определялись путем обжатия образца в стальном цилиндре диаметром 207 мм, во втором определялись модули общей деформации материала по методу пробных нагрузок, для этого образец обжимался штампом диаметром 198 мм в конусе [8,9].

В табл. 4 дается обобщение данных, полученных в опытах по определению средних модулей деформаций. Из таблицы видно, что во всех случаях модули деформации в конусе примерно в 1,5-2 раза меньше, чем в цилиндре. Следовательно, и осадка при определении ее по модулям деформации, полученным по опытам в конусе, будет во столько же раз больше, чем при использовании модулей, полученных в цилиндре.

Таблица 4.

Значения модулей общей деформации E_0 *МПа* гравийно-галечниковой смеси и галечника, полученные опытным путем [8,9].

Нагрузка МПа	Способ определения	Гравийно-галечниковая смесь $\rho_{ск}$=2,2 т/м^3, n=19,7%		Однородный галечник 40-60 мм $\rho_{ск}$=1,66 т/м^3, n=39%	
		Сухой	В воде	Сухой	В воде
1,0	в цилиндре	1570	1010	1680	1460
	в конусе	590	470	1980	1880
3,0	в цилиндре	2660	2200	3440	2880
	в конусе	1480	1040	2190	2170
6,0	в цилиндре	3560	3420	4040	3800
	в конусе	2270	1940	3000	2690

По результатам инструментальных наблюдений для условий заполнения водохранилища и первичного обводнения боковых призм прогнозировалась дополнительная деформация, которая, по данным КИА Чарвакского, Гиссаракского и Тупалангского водохранилищ, составляла в среднем при 6.0 МПа для сухого грунта с $\rho_{ск}$=2,2 т/м^3 0,0042 %, а для влажного - 0,0011 %. При грунте, уплотненном до $\rho_{ск}$=2,0 т/м^3, дополнительные деформации составляли 0,013 % и 0,026 % соответственно [7,9].

Полученные модули общей деформации массива в различных условиях будут использованы для приближенных расчетов деформаций боковых отложений водохранилищ. Изучение нагрузок в мелкоблочных массивах требует достоверных знаний их физико-механических свойств и упругих характеристик. Исследования этих сред усложняется рядом специфических факторов: трудоемкостью, большими размерами скальных отдельностей, объемами проб, необходимостью решения условно корректных краевых задач с использованием численно-аналитического моделирования.

На практике эти величины регламентируются только для плотин, в которых приводятся значения допускаемых давлений с определенным запасом, отражающим местный опыт. В применяемых способах учитываются инженерно-геологические условия, характерные для данного региона, а также классификация скальных пород. Например, в Гиссаракском водохранилище (Южный Узбекистан) приводятся опорные давления для каждой местной формации скальных пород, а также отклонения в основаниях, которые считаются недопустимыми. Несущая способность пород в скважине, пробуренной на 1,5 м ниже опорной поверхности в ближней зоне плотины, оценивается не менее 1,4 *МПа* для слабых, 2,4 *МПа* - для средних и 4,8 *МПа* - для прочных пород [7].

Нами рассчитаны величины напряжений, принятых в качестве нормативных - в них содержится запас как по деформациям, так и по предельным нагрузкам, обеспечивающим необходимый коэффициент устойчивости на разрушение в районе действия водохранилищ Гиссарак, Тупаланг и Южносурхан.

Таким образом, в случаях, когда инженерно-геологические условия мало отличаются от приведенных или когда нет возможности выполнить исследования для оценки жесткости и деформации в слоях основания водохранилищ, видимо, следует пользоваться осредненными их оценками. И хотя в большинстве оценок нами учитывались возможные отклонения от местных условий, например, в Гиссаракском и Тупалангском водохранилищах, в ряде случаев приняты более линеаризированные решения при соответствующей оценке разрушений, поскольку оцененные нормы содержат достаточно большие запасы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сашурин А.Д. Явления изостазии при разработке месторождений полезных ископаемых // Приложение результатов исследования полей напряжений к решению задач горного дела и инженерной геологии.- Апатиты: Кольский фил. АН СССР, 1985. - С.27-31.
2. Лурье А.И. Пространственные задачи теории упругости. -М.: Наука, 1955.- 652с.
3. Королев В.И. Упруго-пластические деформации оболочек. - М.: Машиностроение, 1971.- 322с.
4. Sashourin A.D. Formation of centres of technogeneous catastrophes in area of intense mineral mining //Mining in the Arctic, - Trondheim, Norway, 1996 - P.201-206.
5. Отчет ОАО Гидропроект гос.рег.№ 0126500348. «Обработка материалов КАО Нурекской плотины и оценка устойчивости пород в ближней зоне».// Гидропоект Респ.Тадж.- 1996 - 247с.
6. Сашурин А.Д., Ручкин В.И., Панжин А.А., Дубовик В.В. Мониторинг напряженно-деформированного состояния верхней части земной коры на шахте Сарановская-Рудная //Проблемы геотехнологии и недроведения (Мельниковские чтения): Доклады Международной конференции 6-10 июля 1998 г. -Екатеринбург, УрО РАН, 1998 -С.192-198.
7. Хамидов Л.А., Мамаджанова Г., Фахруддинов Ж.Ф. Максимальные расстояния деформационного влияния концентраторов напряжений.// Межд.науч.конф. «Современные задачи геофизики и инженерной сейсмологии» - Гюмри,Армения,7-11октябри 2008 - С.78-83.
8. Маджидов И.У., Назаров К.И. Исследования прочности крупнообломочных грунтов упорных призм каменно-земляных плотин. //Вестник ТашИИТ -Ташкент,2006. 3/4. -С 41-45.
9. Назаров К.И., Ибрагимов К.И., Байболов К.С., Карабаев Э.И. Вопросы прочности и деформируемости крупнообломочных грунтов. // Ресурсосберегающие технологии на железнодорожном транспорте: Респ. науч. кнф. 6-7 екабрь 2005. ТашИИТ – Ташкент, 2005. -614-619.

УДК 550.8.053:519.2+551.24.035(575.1)

НАПРЯЖЕНИЯ ЗОН СЛИЯНИЯ СЕЙСМОГЕННЫХ РАЗЛОМОВ ЗАПАДНОГО ТЯНЬ-ШАНЯ

Л.А.Хамидов –д.ф.-м.н., Ж.Ф.Фахриддинов – аспирант., З.Ф.Шукуров –аспирант.
e-mail: hamidov_l@mail.ru ; Институт сейсмологии АН РУз, Ташкент, Узбекистан

Кумбель-Угамская зона активизированных разломов Чаткальских гор Западного Тянь-Шаня является важнейшей дизъюнктивной структурой Восточного Узбекистана [1,2]. По данным [2], зону разломов составляют Кумбельский, Арашанский, Кенкольский и Угамские разломы, протягивающиеся с юго-востока на северо-запад более чем на 150 км от с.Ризак до верховьев р.Келес. Строение зоны разломов кулисообразное. Основные разломы сопровождаются многочисленными мелкими оперяющими и сопутствующими разрывами.

Кумбельский разлом - это сложный сбросо-сдвиг [2]. Падение смесителя на северо-восток под углами 60^0-90^0, юго-западное крыло приподнято. В новейшее время по нему происходили сдвиговые перемещения с амплитудой до 5 км [1,3]. Породы в зоне разлома серпантизированы, ожелезнены, окварцованы, хлоритизированы и сильно раздроблены. Поэтому на всем протяжении разлома значения модуля сдвига и коэффициента Пуассона относительно низки. Зона хорошо прослеживается на аэрофотоснимках и топокартах по вытянутым депрессиям, цепочке седловин и родников. Максимальная ширина Кумбель-Угамской зоны разломов достигает 25 км. По экспериментальным данным, при высоких термобарических условиях кернов от отдельных участков зоны устойчивость на разрушения пород по глубине экспериментально оценивается в пределах от *1,3*х10^2*МПа* до *2,5*х10^3*МПа* [3]. Общий уровень деформаций за новейшее время (по соотношению вертикальных движений к усредненному значению мощности коры для данного района) оценивается в пределах от *1,2*х10^{-7}*1/год* до *6,67*х10^{-7}*1/год.* [4]. Средне годовые вертикальные перемещения составляют от *0,2-0,3мм/год* до *1,5-4,0мм/год.* Современная активность Кумбельского разлома подтверждается активным проявлением в его зоне физико-геологических (оползневых) процессов, а так же приуроченностью к нему землетрясений (до пяти баллов). Здесь выявлены палеосейсмоструктуры “Карабузук”, “Алмашах”, “Кальтакол” образовавшиеся при землетрясении силой не менее 9 баллов [2](Рис.1).

Угамская зона разломов является северо-западным продолжением Кумбельской и прослеживается от с.Хумсан на север-северо-запад, рассекая водораздел Каржантауского хребта и затухая в верховьях р.Келес под четвертичными отложениями. Морфологически выражена сбросом, величина вертикального перемещения по которому по его простиранию неодинакова [5]

Каржантауская флексурно-разрывная зона (ФРЗ) - одно из наиболее протяженных разрывных нарушений северо-восточного направления (Рис.1). Она прослеживается от окрестностей с.Хандайлик на восток, меняя простирание на субширотное, а в долине р.Кизилсу ФРЗ вновь обретает северо-восточную ориентировку. Севернее с.Хумсан Каржантауская ФРЗ пересекается с зоной Угамских разломов. Северо-западнее она прослеживается выше с.Сиджак, вдоль правого борта р.Пскем до одноименного селения. Почти на всем протяжении разлом четко фиксируется геоморфологически и хорошо отмечается на топокартах (Рис.1). Поверхность его смесителя наклонена на северо-запад под углом от 40^0 до 70^0. Максимальная вертикальная амплитуда перемещения по разлому превышала 3000 м. Подвижки по нему продолжались и в четвертичное время, что фиксируется перемещением отложений Каржантауской террассы до 100м [6]. Это соответствует относительным деформациям в пределах до *2,2*х10^{-7}*1/год.* Обвалы, оползни и землетрясения, приуроченные к зоне разлома, служат подтверждением его современной активности.

Каржантауский разлом прослеживается далее на юго-запад под покровом отложений Приташкентской депрессии и назван Ташкентской ФРЗ. Сейсмоактивность этой зоны была отмечена еще до Ташкентского землетрясения 26 апреля 1966 года, эпицентр которого был приурочен к ней [8]. Наличие ФРЗ подтверждено геологическими и геоморфологическими данными. Ее северо-западное крыло приподнято. Амплитуда перемещений за новейший этап достигает 3500 м [2]. Общая суммарная величина вертикальных неотектонических движений Каржантауского сводово-блокового поднятия подчеркивается значениями средних градиентов скоростей *0,2-0,4мм/год.*

Блоковые поднятия Пскемского, Угамского и Сандалашского хребтов характеризуются максимальными величинами градиентов средних скоростей новейших вертикальных тектонических движений - *0,4-0,7мм/год*. Сложно построенный Чаткальский блок отличается мозаичным распределением участков с градиентами, наибольшие значения которых достигают *0,75мм/год.*

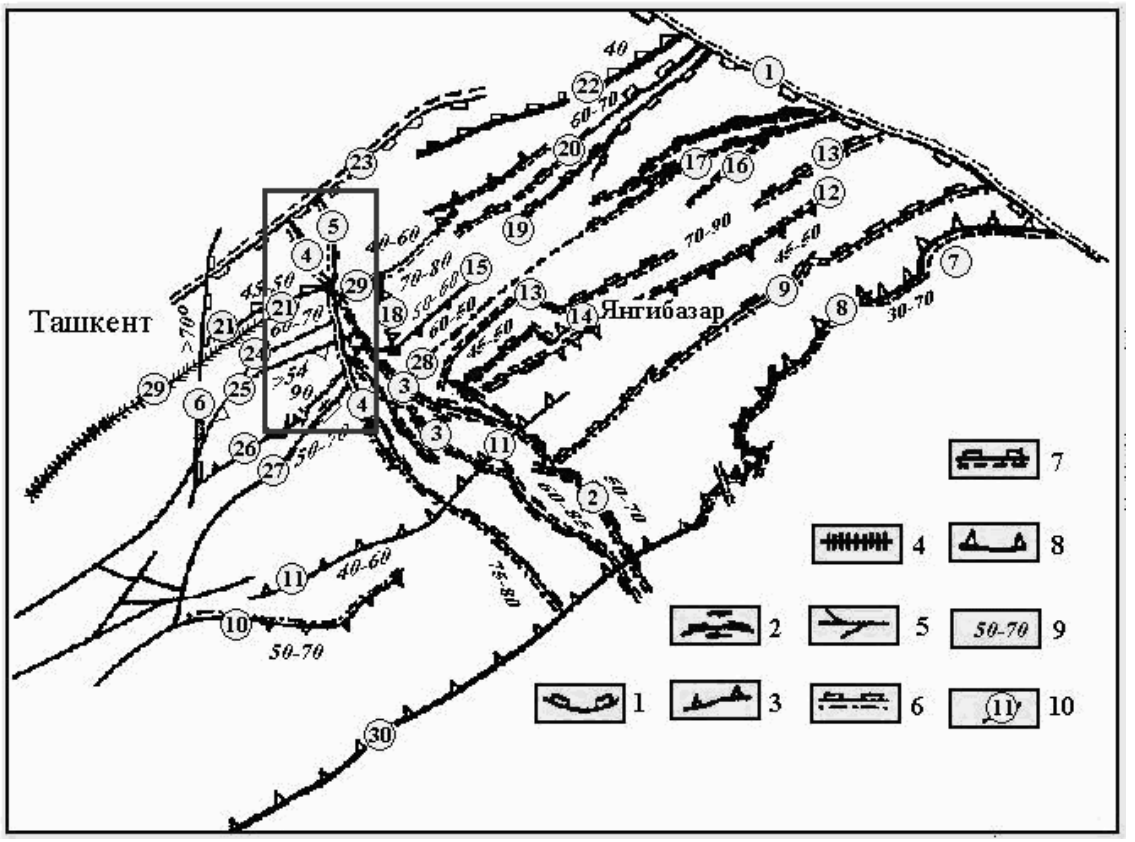


Рис. 1. Карта активизированных за новейшее время разрывных нарушений Восточного Узбекистана (внутренность прямоугольника – объект исследований) (Ходжаев,1985 [2]; Хамидов Л.А.,[7]).

1-взбросы или сбросы; 2-взбросо- (сбросо-) сдвиги; 3-надвиги; 4-флексурно-разрывные зоны; 5-разрывные нарушения, выявленные по геофизическим данным; 6-8- активизированные в новейшее время разрывные нарушения: 6-каледонские, 7-герцинские, 8-альпийские; 9-амплитуды перемещений по разломам за новейшее время в метрах: горизонтальная, без индекса-вертикальная; 10-номер и название разрывных нарушений: 1-Таласский, 2 - Арашанский, 3 - Кенкольский, 4-Кумбельский, 5-Угамский, 6-Меридиональный, 7-Западно-Карасийский, 8-Чаткал-Атойнакский, 9-Ашуторский, 10-Шаугазский, 11-Актау-Северо-Ангренский, 12-Чаткальский, 13-Зилай Баркрак-Западно-Чаткальский, 14-Актерекский, 15-Кашкасуйский, 16-Сандалашский, 17-Таялмыш-Кашкасуйский, 18-Пскем-Бурчмуллинский, 19-Тостартауский, 20-Пскемский, 21-Каржантауский, 22-Ойгангский, 23-Боганалинский, 24-Северо-Чирчикский, 25-Южно-Чирчикский, 26-Майгашкан-Сюреньатинский, 27-Паркент-Нурекатинский, 28-Минтукумский, 29-Ташкентская флексурно-разрывная зона, 30-Северо-Ферганский.

По данным Ходжаева А. [2], до настоящего времени считалось, что зона Кумбельских разломов не является местом возникновения сильных землетрясений и при сейсмическом районировании относится к зоне 8-балльных транзитных сотрясений [9]. Это обосновывалось тем, что Кумбель-Угамская поперечная зона разрывных нарушений не является морфоконтролирующей, геоморфологическая выраженность ее нечеткая, вертикальные перемещения за новейшее время слабоконтрастны, и сильные современные землетрясения в ее пределах отсутствуют. Все эти особенности резко отличают Кумбельскую зону разломов от продольных разрывных нарушений северо-восточного простирания.

Однако анализ истории развития Кумбельских разломов показал, что они активны в кайнозойское время. Детальные сейсмогеологические исследования свидетельствуют о современных тектонических движениях этой зоны. К ней приурочены палеосейсмоструктуры “Алмашах”, “Кальтакол” и “Карабузук”- остаточные деформации земной поверхности, генетически связанные с сильнейшими землетрясениями интенсивностью 9, а, возможно, и более баллов [2].

Используя палеосейсмологические данные в [2,10], были получены более точные сведения о плейстосейстовых зонах сильных землетрясений и обоснован наивысший -

девятибалльный уровень сейсмической опасности Кумбель-Угамской зоны разрывных нарушений. Для реконструкции тектонофизическими методоми главных напряжений по простиранию Кумбельского разлома нами проведены измерения элементов залегания разрывных площадок вдоль 2-х профилей, на которых в 14-ти точках сделаны замеры мелкой трещиноватости (1700 замеров), борозд скольжения (85 замеров), составлен банк тектонофизической информации по результатам измерений. Выбраны образцы из диоритов, гранодиоритов, известняков для экспериментального определения физико-механических характеристик. При численных расчетах по [11] поверхность объема предполагается свободной от нагрузок, что соответствует природным условиям.

Так как нодальные плоскости механизмов очагов землетрясений в этой зоне характеризуются, в основном, как сдвиги и сдвиго-сбросы, то физическим законом, управляющим возможным движением бортов этих разломов является закон трения покоя Кулона, при котором касательные напряжения по плоскости разлома пропорциональны нормальным напряжениям. По результатам измерения зеркал скольжения (34 площадок) были рассчитаны средние вариации изменения коэффициента трения от северо-восточной части Угамского разлома в сторону юго-западной его части (на расстоянии 16-24 км.). Вариация этих значений находилась в пределах от 0,4 до 0,75. Таким образом, исследования показали, что по конкретным разломам движения происходят с жестким сцеплением. Это введено как условие в численную модель [11]. Скоростные характеристики для данного участка разлома подтвердили наше предыдущее предположение о возможности изменения направления движения при определенных формах нагружения [7,11] (Рис.2).

Оценку сброшенных напряжений вблизи этих активных разломов проведем, используя эмпирические зависимости. Каждый сейсмический процесс соответствующим образом изменяет силовое поле вблизи зон их образования, и поэтому можно предположить, что при подготовке разрывообразования изменяется и равновесие силового поля активного разлома, в котором он готовится. Вследствие этого, варьирование нагрузки в одной части того или иного активного разлома, как правило, в силу консервативности формы его изменения приводит к виртуальной нагрузке другой его части, где, очевидно, появляется сопротивление к движению, как в [12]. Основной из характерных величин этих изменений силового поля активного разлома является падение напряжений [13] или сброс напряжений [14] в очаге землетрясения, т.е. в зоне разгрузки она является статически избытком напряжений, а в зоне нагрузки - стоком дополнительных внутренних усилий. Величины возможного падения напряжений для разных форм эмпирического расчета при разных изменениях других величин землетрясений получились разными.

Как указано в работе [12], приращение напряжений в среде при подготовке разрушения составляет единицы процентов от фоновых напряжений. Согласно [13], в интервале $3 \leq M \leq 6$ оценка падения напряжений по сейсмологическим данным варьируется в пределах $0,1 \div 110$ *кг/см*^{2}.

С другой стороны, согласно [15], дается оценка максимальных касательных напряжений на глубинах *15-30 км* в пределах $828 \div 1320$ *кг/см*^{2}, что совпадает с данными [22,23], в которых вариация составляет $1100 \div 2200$ *кг/см*^{2}.(Рис.3). Если учесть, что напряжения на подошве земной коры, вблизи границы Мохоровичича оцениваются величинами $2200 \div 4400$ *кг/см*^{2} [12], то предельные значения избыточных напряжений приблизительно составляют $8 \div 11\%$ от действующих. Поэтому высокие оценки падающих напряжений при землетрясении, когда $M=8$, физически объяснимы, если учесть, что расход накопленной упругой потенциальной энергии отражает суммарное значение всех снимаемых напряжений.

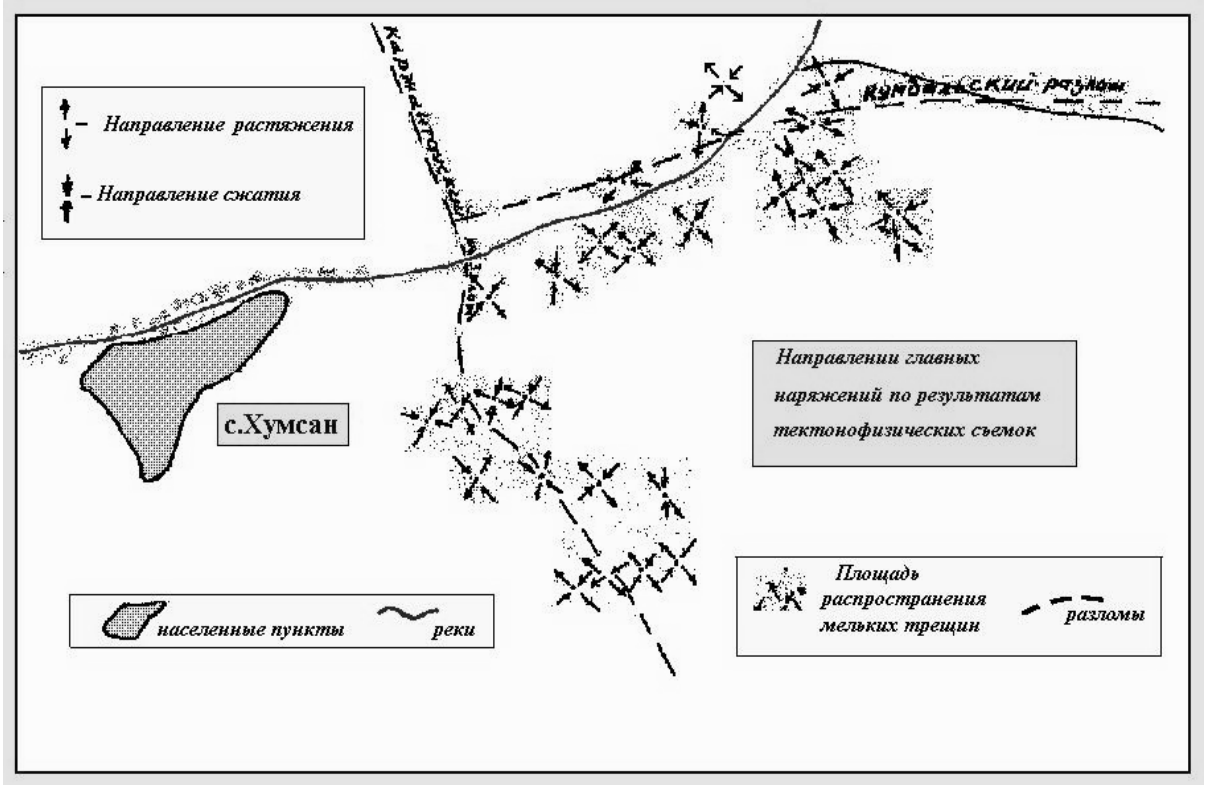


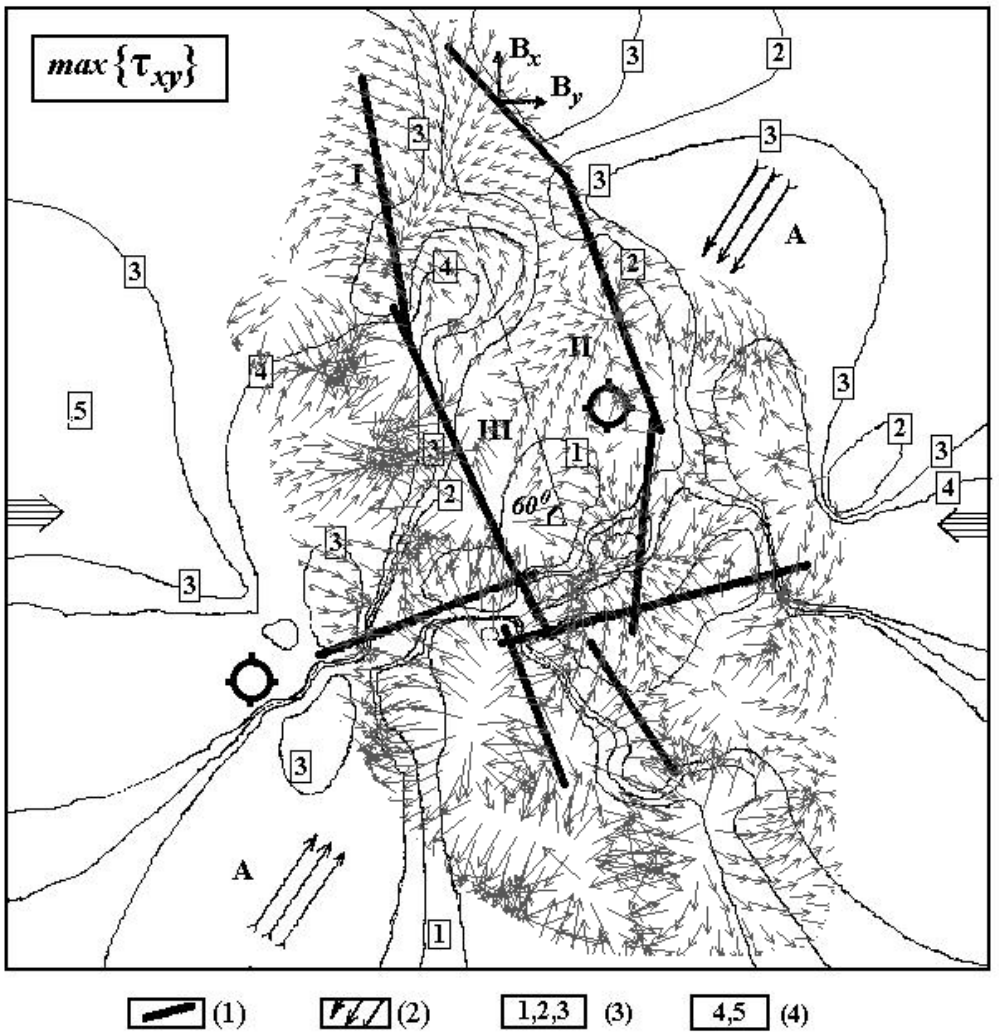
Рис.2. Участки тектонофизических съемок в ближней зоне Кумбельского разлома.

Эмпирические формулы, изложенные выше, дают возможность рассчитать осредненные значения напряжений в зонах разрывообразования для приблизительной оценки их значений в соответствующих зонах сейсмогенных разломов. Согласно изложенному, нами рассчитаны сброшенные напряжения для всех землетрясений за последние 50 лет вблизи Кумбель-Угамской разломной зоне. Построенные поля дополнительных касательных напряжений для конкретного участка разлома показали, что 17% исследуемого участка имеют избыточную нагрузку более 0,5 *МПа*, а 20% участка имеют разгрузку менее -0,5 *МПа*. Из рис.3 видно, что площадь распределения участков с максимально отрицательными касательными напряжениями на 5-10% больше чем площадь положительных. Это указывает на существование концентратора сейсмотектонических напряжений в зоне пересечения вышеуказанных разломов

Характер изменения напряжений указывает на то, что зона нагрузок совпадает с участками активного влияния разлома, в которых проявлялись очаги землетрясений со сбросом напряжений выше 0,5 *МПа* (т.е. зоной разгрузки). В дальнейшем при исследовании подобных сейсмонапряженных зон будем использовать термин «сейсмогенные», независимо от масштабного уровня и условий нахождения конкретных параметров процесса.

При этом в каждом случае под такой зоной будем подразумевать нагрузочную зону дополнительных напряжений, приводящих к сейсмическому процессу, предполагая равность прочих условий. В пределах расчетной модели определены деформации в зоне слияния, когда ось Кумбель-Угамского разлома наклонена на 30^0 к оси сжатия, при действующих основных сдвиговых деформациях.

На рис. 4б стрелки показывают, что ориентация максимального напряжения на этом участке является северо-северо-западной. Из рис. 4,б видно, что в обширных районах вне зоны разломов и, в частности, в пределах больших участков к востоку от Кумбельского и Угамского разлома доминирующая ориентация напряжений северо-западная. В зоне разломов, расположенных субпараллельно к Угамским и Пскомским хребтам, наблюдаются существенные изменения ориентации главных напряжений и их значений. В северо-западной зоне этих разломов ориентация максимального главного напряжения - от северо-восточной до северо-северо-восточной; в юго-восточной зоне разломов преобладает северо-западное направление; в западной зоне Кумбельского разлома - почти северное направление.



Условные обозначения – (1)-разломы; (2)-направление региональных напряжений; в (3)- 1,2,3 соответственно 1: τ = - 0,5МПа, 2: τ = - 0,3МПа, 3: τ = 0; в (4) – 4: τ = +0,3МПа, 5: τ =+0,5МПа.

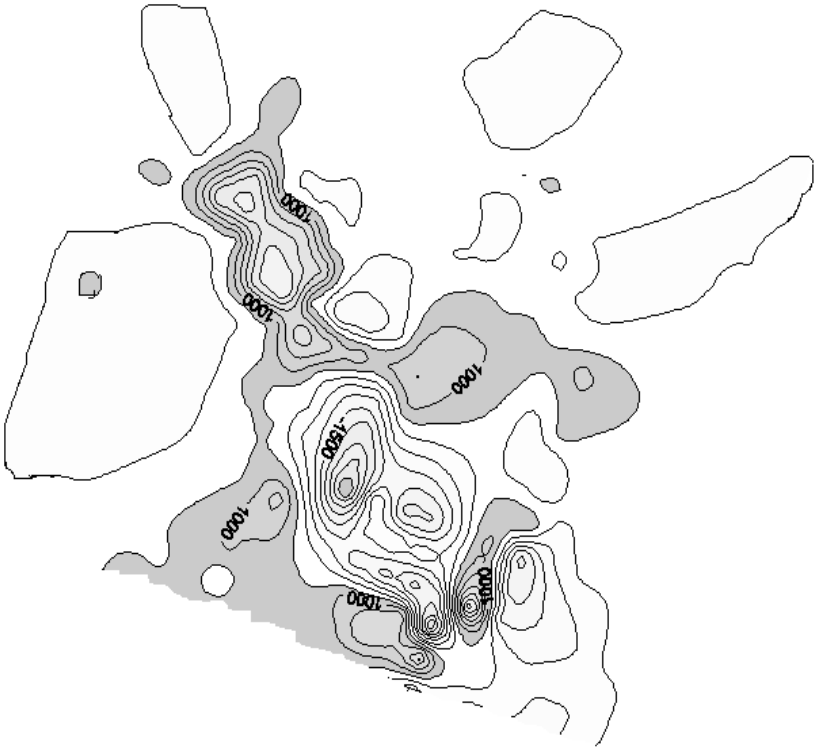
Рис 3. Касательные напряжении в участке Кумбель-Угамского разлома.

Это показывает, что зоны разломов северо-западного простирания характеризуются перемещением с левым сдвигом, а зоны разломов северо-восточного простирания - перемещением с левым сдвиго-сбросом. Этим, видимо, объясняется, почему зоны разломов субширотного направления, как северо-восточный участок Каржантауского разлома (рис.1), пересекающие данную зону, подвергались сжатию и правостороннему сдвигу с возможным взбросом.

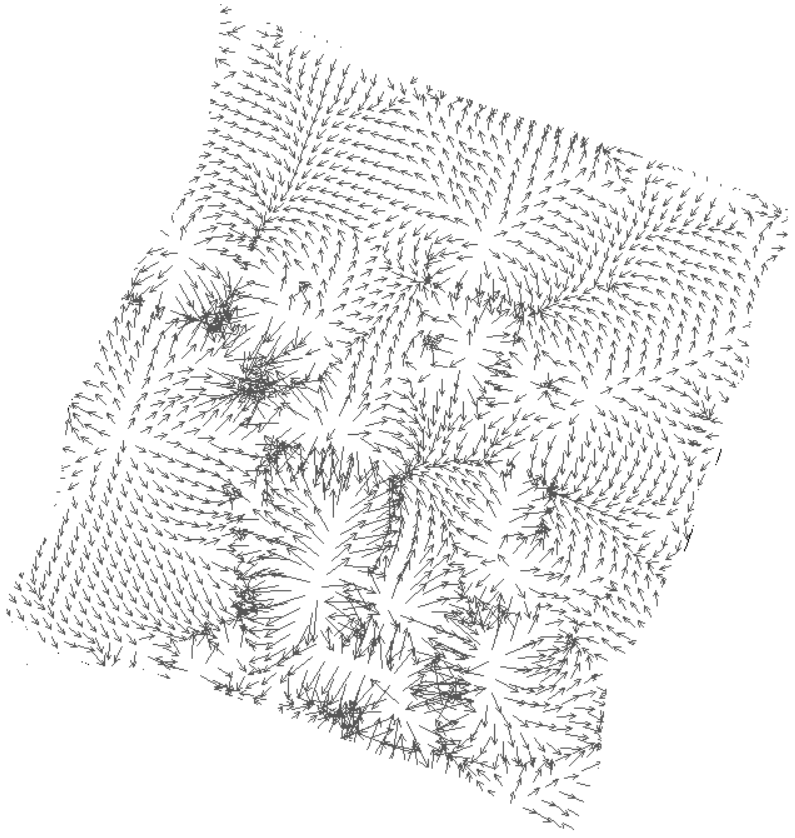
Например, механизмы очагов Ташкентского-1966г, Таваксайского-1977г и Назарбекского-1980г землетрясений (с M>5), очаги которых расположены вблизи субширотно простирающейся флексуры, определены как взбросовые (близкие к правому сдвигу).

Вблизи зоны слияния разломов наблюдаются большие изменения деформаций, а так же ориентации и значений главного напряжения (рис.4,а,б). Они аналогичны крестообразным концентраторам, на кромках которых, ввиду математической сингулярности, оценка значений напряжений затруднена и отличается большой амплитудой изменения расчетных параметров перемещений с нечетко выраженной закономерностью. Ориентации максимальных касательных напряжений в зоне Каржантауской ФРЗ и Западно-Чаткальской группы разломов почти северная, в районе к западу от Угамского разлома - северо-западная и даже частично почти западная. Поэтому можно считать, что в этих районах преобладающей ориентацией главного напряжения является северо-западное. Здесь важно отметить, что ориентация главных напряжений в различных местах района и ориентация главного напряжения, влияющего на регион, не всегда совпадают, и иногда эти различие

весьма существенны. Это свидетельствует о том, что статистические данные об ориентации главного напряжения в различных местах одного района не могут быть совершенно аналогичными с ориентацией тектонической силы для данного региона. В районах с различными значениями напряжения сдвига среднее значение вариации измеренного напряжения сдвига составляет не более *0,5МПа*, а деформации - $0{,}2x10^{-5} \leq \varepsilon \leq 1{,}9x10^{-5}$.



а



б

Рис. 4 Распределение дополнительных касательных напряжений для ближней зоны участка Кумбель-Угамского разлома.

Зоны слияния разломов являются тем структурным элементом локализации касательных напряжений, в котором наиболее часто встречаются очаги динамического сброса напряжений. Почти все очаги тектонических землетрясений приурочены к той или иной сейсмонапряженной зоне Чаткал-Кураминской горной системы и области перехода к Туранской платформе. Они, как правило, расположены, по сейсмометрическим и геодинамическим оценкам, в пределах участков слияния разноранговых разрывов. Ранее нами установлено, что зоны слияния разрывов неодинаковой формы оказывают различное действие на поля сейсмотектонических напряжений в области их влияния. В первую очередь следует указать, что величина средних значений напряжений сдвига вблизи зон слияния разломов различной длины и с разными углами падения, является неодинаковой. Когда ориентация главных напряжений в регионе северо-западная, средние значения напряжений сдвига вблизи различных зон слияния разломов, как правило, получаются несколько завышенными. Это особенно отчетливо проявляется на юго-западном фланге Угамского разлома вблизи его пересечения с Каржантауской флексурой.

Следует добавить, что в случаях, когда ориентация главного напряжения в регионе является определенной, имеет место весьма значительное изменение ориентации главного напряжения вблизи места слияния разрывов различной формы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ярмухамедов А.Р. Морфоструктура Срединного Тянь-Шаня и ее связь с сейсмичностью.- Фан, Ташкент,1988. 163 с.
2 Ходжаев А.К. Палеосейсмогеология Чаткало-Кураминского региона.- Ташкент, Фан, 1985, 140с.
3 Николаев В.В., Ярмухамедов А.Р., Данилова Т.И. Использование способа определения энергии упругих деформаций с целью прогноза мест возникновения сильных землетрясений в Узбекистане.//«Современная геодинамика и сейсмичность Центральной Азии; фундаментальный и прикладной аспекты»- Институт земной коры СО РАН, 2005, с. 215-217.
4. Хамидов Л.А. Расчет напряжений и деформаций очаговых областей сильных землетрясений.// ДАН РУз. Ташкент, №6, 2004. С.33-37.
5. Зубович А.В., Ярмухамедов А.Р., Кузиков С.И., Моисенко О.И., Раджабов Ш.С., Щелочков Г.Г. Современные деформационные процессы в западном Тянь-Шане //Проблемы оценки сейсмической опасности, сейсмического риска и прогноза землетрясений.- Ташкент, 2004, С. 238-240.
6. Нурматов У.А., Ибрагимов Р.Н. Динамика сейсмичности в сейсмогенных зонах Узбекистана// “Проблемы оценки сейсмической опасности, сейсмического риска и прогноза землетрясений”. Ташкент, 2004,С.224-233.
7. Бакиев М.Х., Хамидов Л.А., Ибрагимов А.Х. Концентрация напряжений вблизи локальных неоднородностей земной коры.//J.Inland Earthquake. China.vol.15, №4, 2001,С.376-384
8. Максудов С.Х., .Пак В.А., Воронич Т.М., Каримова Г.Г., Бисенова А.Т. Некоторые особенности строения и геодинамики литосферы Узбекистана и их связь с металлогенией. //Журн. Геология и минеральные ресурсы, 2005, №2, с.48-52.
9. Усманова М.Т. О сейсмических моделях реализации сильных землетрясений Западного Тянь-Шаня (на примере Западного Узбекистана). В журн. Геология и минеральные ресурсы, Ташкент, Фан, 2004, № 2, с. 33-37.
10. Хамидов Л.А. Напряжения вблизи активных разломов и о величинах палеоземлетрясений. // ДАН РУз, №5, 2005, С.41-45.
11. Хамидов Л.А. Численные модели напряженно-деформированного состояния земной коры и величины палеоземлетрясений.// South.Korean Collection Jur. «Bulletin of TINBO», №1, 2006. С.87-91.
12. Добровольский И.П. О модели подготовки землетрясения.// Изв. АН СССР, серия Физика Земли, 1992, № 6, С.31-47.

13. Ризниченко Ю.В. Избранные труды “Проблемы сейсмологии”.- М., Наука, 1985, 408с.
14. Yamashita T. Energy balance of fault motions, and radiated seismic and seismic efficiency of Shallow earthquekes.//J.Phys.Earth.1975.v.27.P.171-176.
15. Aki, K., Scale dependence in earthquake phenomena and its relevance to earthquake prediction, Proc. Natl. Acad. Sci. USA, v.93, 1996, p.p. 3740-3747.

УДК 550.343

РАСЧЕТ ИЗБЫТОЧНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ЗОНАХ РАЗЛОМОВ ЗАПАДНОГО ТЯНЬ-ШАНЯ

К.Ф.Зивиддинов* – мнс, Х.Л.Хамидов** –магистр e-mail: hamidov_l@mail.ru ;
****-Институт сейсмологии АН РУз, Ташкент, Узбекистан***
*****- Ташкентского технического университета***

В работе изложены результаты и анализ расчета избыточных напряжений земной коры в близи разломов, проведено сопоставление с инструментальными данными и результатами расчетов на базе эмпирических формул. Определены теоретические характеристики распределения напряжений и формы возможной ориентации главных напряжений и их компонент отдельно, на примере анализа одного из участков разлома с учетом условий пересечения.

Кумбель-Угамская зона активизированных разломов важнейшая дизъюнктивная структура Восточного Узбекистана. Зону разломов составляют Кумбельский, Арашанский, Кенкольский и Угамские разломы, протягивающиеся с юго-востока на северо-запад более чем на 150 км. от с.Ризак до верховьев р.Келес. Строение зоны разломов кулисо образное. Основные разломы сопровождаются многочисленными мелкими опирающими и сопутствующими разрывами. Падение смесителя на северо-восток под углами 60^0-90^0, юго-западное крыло приподнято. В новейшее время по нему происходили сдвиговые перемещения с амплитудой до 5 км. Породы в зоне разлома сильно раздроблены. Поэтому по всему протяжению разлома значении модуля сдвига и коэффициента Пуассона относительно низки. Зона хорошо прослеживается на аэрофотоснимках и топокартах по вытянутым депрессиям, цепочке седловин и родников. Максимальная ширина Кумбель-Угамской зоны разломов достигает 25 км. По экспериментальным данным, при высоких термобарических условиях кернов от отдельных участков зоны, устойчивость на разрушение пород по глубине экспериментально оценивается в пределах от $1,3 \times 10^2$ *МПа* до $2,5 \times 10^3$ *МПа*.

Уровень общей деформаций за новейшее время по соотношению вертикальных движений к усредненному значению мощности коры для данного района лежат в пределах от $1,2 \times 10^{-7}$ *1/год* до $6,67 \times 10^{-7}$ *1/год.* Средне годовые вертикальные перемещения составляют от *2-3мм/год* до *15-20мм/год.* Современная активность Кумбельского разлома подтверждается активным проявлением в его зоне физико-геологических процессов, а так же приуроченностью землетрясений (до пяти баллов). Здесь выявлены палеосейсмоструктуры “Карабузук”, “Алмашах”, “Кальтакол” образовавшиеся при землетрясении силой не менее 9 баллов [1].

Угамская зона разломов является северо-западным продолжением Кумбельской и прослеживается от с.Хумсан на север-северо-запад рассекая водораздел Каржантауского хребта и затухая в верховьях р.Келес под четвертичными отложениями. Морфологически выражена сбросом, величина вертикального перемещения которого по его простиранию неодинакова [2].

Притвашкентская (Каржантауская) флексурно-разрывная зона (ФРЗ) одно из наиболее протяженных разрывных нарушений северо-восточного направления. Она прослеживается от окрестностей с.Хандайлик, простирание ФРЗ субщиротное, а в долине р.Кизилсу вновь сменяется на северо-восточное [1,2]. Севернее с.Хумсан Каржантауская

ФРЗ пересекается с зоной Угамских разломов. Северо-западнее она прослеживается выше с.Сиджак, вдоль правого борта р.Пскем до одноименного селения. Почти на всем протяжении разлом четко фиксируется геоморфологически и хорошо отмечается на топокартах и аэрофотоснимках. Поверхность его смесителя наклонена на северо-запад под углом от 40^0 до 70^0. Максимальная вертикальная амплитуда перемещения по разлому за определенный период превышала 3000м. Подвижки по нему продолжались и в четвертичное время, что фиксируется перемещением отложений Каржантауской терассы до 100м. [1]. Это соответствует относительным деформациям до $2,2 \times 10^{-7} 1/год$. Обвалы, оползни и землетрясения, приуроченные к зоне разлома, служат подтверждением его современной активности.

Кажантауский разлом простирается далее на юго-запад под покровом соответствующих геологических отложений Приташкентской депрессии и назван Ташкентской ФРЗ. Сейсмоактивность этой зоны отмечена еще до Ташкентского землетрясения 26 апреля 1966 года, эпицентр которого был приурочен к ней. Наличие ФРЗ подтверждено геологическими и геоморфологическими данными. Ее северо-западное крыло приподнято. Амплитуда перемещений за новейший этап достигает 3500м. Общая суммарная величина вертикальных неотектонических движений Каржантауского сводово-блокового поднятия подчеркивается значениями средних градиентов скоростей *0,2-0,4мм/год.*

Блоковые поднятие Пскемского, Угамского и Сандалашских хребтов обладают максимальными величинами градиентов средних скоростей новейших вертикальных тектонических движений *0,4-0,7мм/год* Сложно построенный Чаткальский блок отличается мозаичным распределением участков, с градиентами смещений наибольшие значения которых достигают *0,75мм/год.*

Кумбель-Угамский разлом. До настоящего времени считается, что зона Кумбельских разломов не является местом возникновения сильных землетрясений и при сейсмическом районировании относится к зоне восьми балльных транзитных сотрясений [1,3]. Это обосновывалось тем, что Кумбель-Угамская поперечная зона разрывных нарушений не является морфоконтролирующей, геоморфологическая выраженность ее нечеткая, вертикальные перемещения за новейшее время мало контрастны и сильные современные землетрясения в ее пределах отсутствуют. Все эти особенности резко отличают Кумбельскую зону разломов от продольных разрывных нарушений северо-восточного простирания.

Однако анализ истории развития Кумбельских разломов показал, что они активны в кайнозойское время. Детальные сейсмогеологические исследования свидетельствуют о современных тектонических движениях этой зоны. К ней приурочены палеосейсмоструктуры “Алмашах”, “Кальтакол” и “Карабузук”- остаточные деформации Земной поверхности, генетически связанные с сильнейшими землетрясениями интенсивностью 9 баллов, возможно и более [1]. Используя палеосейсмологические данные в [2] получено более точные сведения с плейстосейстовых, возможно и о эпицентральных, зонах сильных землетрясений и выявили наивысший девятибалльный уровень сейсмической опасности соответствующей зоны разрывных нарушений.

Выбраны образцы из диоритов, гранидиоритов, известняков для экспериментального определения физико-механических характеристик. В численной модели поверхность объема предполагается свободной от нагрузок, что соответствует природным условиям. По результатам измерения зеркал скольжения (34 площадок) рассчитаны средние вариации изменения коэффициента трения с северо-восточной части Угамского разлома в сторону юго-западной его части (на расстоянии 16-24км.). Вариация этих значений находилась в пределах от 0,4 до 0,75.

Эти исследования показали, что по конкретным разломам движения происходят с жестким сцеплением. Это введено как краевое условие в численную модель. Подготовка прямолинейного разрыва и начало его распространения реализуемо лишь для возможных скоростей движения трещин меньших критического значения скорости вспарывания /240/. Поэтому основной зоной подготовки крупного разрывообразования является зона максимальных касательных напряжений (на численной модели она составляет около 25%

всего исследуемого участка зоны разлома и изменятся в пределах от 800-1700 МПа). Скоростные характеристики условий образования разрывов для данного участка разлома подтвердили предыдущее наше предположение о возможности изменения направления движения разрывов при определенных формах нагружения [2]. Нужно отметить, что для различных значений жесткости горного массива это критическое значение лежит в пределах скоростей вспарывания *0,4-0,6r(r=4,5 км/сек)*.

Оценку сброшенных напряжений вблизи этих активных разломов проведем, используя эмпирические зависимости. Рассмотрим оценки величины возможного падения напряжений для разных форм эмпирического расчета при разных изменениях других величин землетрясений.

1) *Формула Кинг-Кнопофа* [4].

Данная формула получена на основе стохастической модели и изучения статистики падения напряжений по отношению сейсмического момента и среднего радиуса очага при представлении последнего, как некой среды ответственной за проявление этого очага:

$\Delta\sigma = c\left(\frac{M_0}{R^{3/2}}\right)$ где $c=45,56-5.6M$, M_0 - сейсмический момент, который при дальнейших исследованиях было оптимизировано как: lgM_0 (дин.м.) $=16,0+1.5M$ и lgR (км.)$=0,42M-1,67$.

2) *Формула Бруно-Эшельби-Хаскела* [5,6,7].

Три автора совершенно различным поиском статистической связи падения напряжений, в разные годы пришли к приблизительно одинаковой эмпирической формуле:

$\Delta\sigma = \frac{7}{54}\left(\frac{M_0}{R^3}\right)$ в которой более оптимизируемый результат получается при

$lgM_0=15,0+1,4M$ (дин.м.).

3) *Формула Кострова Б.В.* [8].

Данная формула основана на точном решении автора задачи одиночного разрыв образования в упругой плоскости как модели тектонического очага землетрясения и:

$\Delta\sigma = \frac{2\mu E_q}{M_0}$; в которой $\mu=3\text{x}10^4$ *дин/см*$^2=3\text{x}10^5$*кг/см*^{2}, $lgM_0=4+1,8M$- сейсмическая энергия, а lgM_0 *(дин/см*^{2}*)=15,4+1,52M*.

4) *Формула Ризниченко Ю.В.* [9].

В этой формуле выведена связь падающих напряжений со смещением и площадью разрыва в очаге: $\Delta\sigma = \frac{\mu D^2}{S}$; в которой μ - то же, что в предыдущей, D - смещение по разрыву, S - площадь разрыва в очаге, *lgD (см)=-3,2+0,76M; lgS (м*^{3}*)= -3,15+0,91M* - площадь разрыва в очаге.

5) *Формула Уломова В.И.* [10].

Данная формула получена на основе изучения динамики земной коры Средней Азии, несмотря на свою простоту дает достаточно сходящий по порядку значения падения напряжений во всем спектре изменения магнитуд: $lg\Delta\sigma$ *(бар) = 0,198M+0,360;*

6) *Формула Ямашита Т.* [11].

На основе количественного сопоставления модели очага в виде трещины с трением, возникшей в однородной среде и оценивая общую упругую потенциальную энергию высвобождаемую в среде при землетрясении выведена формула: $\Delta\sigma = \frac{2\mu\Delta W}{3\tau V}$; где $\mu=3\text{x}10^5$ *дин/см*^{2}; $\tau =33\text{x}10^{-5}H+330$ максимальное касательное напряжение по глубине земной коры до 30км.; $lg\Delta W=13,5+1,6M$ *(дин.см)* - общая высвобождаемая упругая потенциальная энергия; $lgV=-5,01+1,26M$ - обьем очага в *км*^{3}.

7) *Формула Чиннери* [12].

Данная формула выведена для случая прямоугольного разрыва LxW в очаге землетрясения: $\Delta\sigma = \frac{(2M_0/3\pi)(4/L^2 + 3/W^2)}{(L^2+W^2)^{1/2}}$; где *lgL, км=-1,289+0,44M; lgW, км= -1.440+0,401M* - длина и ширина прямоугольного разрыва.

8) *Формула Хамидова Л.А.* [2].

Даная формула получена решая соответствующую краевую задачу математической физики для реального расположения концентраторов напряжений: $\lg\Delta\sigma$=0,649M-7,4-1,539 $\lg\varepsilon_0$

Видимо падение напряжений находится в зависимости от разных величин разрывной зоны, но основной из них является магнитуда землетрясений. В табл.1 показаны значения $\Delta\sigma_i$ при трех предельных и средних значениях магнитуды, при этом $\Delta\sigma_i$ имеет размерность *кг/см*^{2} . Как видим значения падающих по каждому значению магнитуды по порядку не имеет серьезного расхождения. Остается оценить физически реальность высоких напряжений при *M=8.* Приращение напряжений в среде при подготовке разрушения составляет единицы процентов от фоновых напряжений. В пределах $3 \le M \le 6$ оценка падения напряжений по сейсмологическим данным варьирует в пределах *0,1÷110кг/см*^{2}.

С другой стороны, есть оценка максимальных касательных напряжений на глубинах *15-30 км.* в пределах *828÷1320кг/см*^{2}, это совпадает с данными [1,2,3], в которых оно составляет вариации *1100÷2200кг/см*^{2}. Если учесть, что напряжения на подошве земной коры, вблизи границы Мохоровича оценивается величинами *2200÷4400кг/см*^{2}, то предельные значения избыточных напряжений приблизительно составляют *8÷11%* от действующих.

Таблица 1.

Сброс напряжений по разным формулам и средние их значения.

M	$\Delta\sigma_1$ Кинг-Кнопоф	$\Delta\sigma_2$ Бруно-Эшельби-Хаскель	$\Delta\sigma_3$ Костров Б.В.	$\Delta\sigma_4$ Ризниченко Ю.В	$\Delta\sigma_5$ Уломов В.И.	$\Delta\sigma_6$ Ямашита Т.	$\Delta\sigma_7$ Чиннери	$\Delta\sigma_8$ Модельные расчеты приращения
1	0,030	18,31	4,560	0,359	3,610	2,570	2,290	4,490
5	40,22	66,48	60,00	18,90	22,38	58,97	21,92	41,27
8	996,4	174,9	415,0	127,9	87,90	617,5	123,3	527,7

Поэтому высокие оценки падающих напряжений при землетрясении, когда *M=8* физически объяснимы, если учесть, что расход накопленной упругой потенциальной энергии отражает суммарное значение всех снимаемых напряжений. Нами рассчитаны сброшенные напряжении вблизи сейсмоактивных разломов для всех землетрясений за последние 50 лет (табл 2.).

С другой стороны эмпирические формулы, изложенные выше, дают возможность рассчитать осредненные значения падающих напряжений в зонах разрывообразования для приблизительной оценки их значений в соответствующих зонах сейсмогеннных разломов. Согласно изложенному нами рассчитаны сброшенные напряжения для всех землетрясений за последние 50 лет вблизи Кумбель-Угамской разломной зоне.

Построенные поля дополнительных касательных напряжений для конкретного разлома 17% исследуемого участка имеют избыточную нагрузку более 0,5 МПа, а 20% участка имеют разгрузку более - 0,5 МПа. Тестовые расчеты показали, что характер изменения напряжений указывают на то, что зона нагрузок сопряжена с участком активного влияния разлома в которых проявлялись очаги землетрясений со сбросом напряжений выше 0,5 МПа. В пределах действия моделей нами рассчитаны деформации для эталонного включения при

уменьшении его большой оси под углом 30^0 к оси сжатия и при действующих основных сдвиговых деформациях.

Таблица 2.

Значения деформаций и напряжений для нескольких крупных землетрясений Узбекистана.

Формулы, по которым проведены расчеты	Буручмулла 1959 г. M= 5,8; H= 15 км;	Ташкент 1966 г. M= 5,3; H= 8 км;	Таваксай 1977 г. M= 5; H= 15 км;	Назарбек 1980 г. M=5,2; H= 10 км;	Ташкент 2008 г. M= 4,8; H= 8 км;
Aki :	ε_0= 4,6 x10^{-4} 31 бар	ε_0= 1,9 x10^{-4} 28 бар	ε_0= 1,1 x10^{-4} 26 бар	ε_0= 1,9 x10^{-4} 27 бар	ε_0= 0,6 x10^{-4} 22 бар
Randal:	ε_0= 4,6 x10^{-4} 38 бар	ε_0= 1,9 x10^{-4} 35 бар	ε_0= 1,1 x10^{-4} 32 бар	ε_0= 1,9 x10^{-4} 34 бар	ε_0= 0,6 x10^{-4} 26 бар
Костров:	ε_0= 4,6 x10^{-4} 6,6 бар	ε_0= 1,9 x10^{-4} 6,1 бар	ε_0= 1,1 x10^{-4} 5,7 бар	ε_0= 1,9 x10^{-4} 5,9 бар	ε_0= 0,6 x10^{-4} 4,5 бар
Ризниченко:	ε_0= 4,6 x10^{-4} 23,2 бар	ε_0= 1,9 x10^{-4} 21,2 бар	ε_0= 1,1 x10^{-4} 20,0 бар	ε_0= 1,9 x10^{-4} 20,8 бар	ε_0= 0,6 x10^{-4} 16,5 бар
Уломов:	ε_0= 4,6 x10^{-4} 29,0 бар	ε_0= 1,9 x10^{-4} 25 бар	ε_0= 1,1 x10^{-4} 20,4 бар	ε_0= 1,9 x10^{-4} 22,3 бар	ε_0= 0,6 x10^{-4} 18 бар
Yamashita:	ε_0= 4,6 x10^{-4} 68,0 МПа	ε_0= 1,9 x10^{-4} 44 МПа	ε_0= 1,1 x10^{-4} 31,3 МПа	ε_0= 1,9 x10^{-4} 37,0 МПа	ε_0= 0,6 x10^{-4} 26,5 МПа
Хамидов	ε_0= 4,6 x10^{-4} 87,1 МПа	ε_0= 1,9 x10^{-4} 50,5 МПа	ε_0= 1,1 x10^{-4} 38,5 МПа	ε_0= 1,9 x10^{-4} 45,95 МПа	ε_0= 0,6 x10^{-4} 31,3 МПа

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ходжаев А.К. Палеосейсмогеология Чаткало-Кураминского региона.- Ташкент, Фан, 1985,- 140с.
2. Хамидов Л.А., Фахриддинов Ж.Ф., Хамидов Х.Л., Артиков Ф.Р. Напряжения зоны слияния сейсмоактивного и пассивного разломов западного Тянь-Шаня.// Геология и минеральные ресурсы. - №2, 2010.- С.14-17.
3. Зубович А.В., Ярмухамедов А.Р., Кузиков С.И., Моисенко О.И., Раджабов Ш.С., Щелочков Г.Г. Современные деформационные процессы в западном Тянь-Шане //Проблемы оценки сейсмической опасности, сейсмического риска и прогноза землетрясений. - Материалы международной конференции 7-8 октября 2004г. Ташкент, 2004, - С. 238-240.
4. Knopoff L. A Stochastic model for the occurrence of main sequence earthquakes.//Reus.Geophis and Space Phys.-1971. v.9.N1.-P.175-188.
5. Brune J.N. Tectonic stress and the spectra of seismic shear from earthquakes.//J.Geophys.Res.- 1970.v.75. N26. - P.4997-5009.
6. Eshelby J.D. The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion and related problems.// Proc. Rov.Soc. London.A.-1957.v.241.-P.376-396.
7. Haskell N.A. Total energy and energy spectral density of elastic waves radiation from propagating faults.//Bull.Seismol. Soc.Amer.- 1964. v.54. N6. - P.1811-1842.
8. Костров Б.В.Механика очага тектонического землетрясения. -М.: Наука, 1976.- 175с.
9. Ризниченко Ю.В. Избранные труды.- М., Наука, 1985,- 408с.
10. Уломов В.И. Динамика земной коры и прогноз землетрясений - Ташкент: Фан, 1974.- 276с.
11. Yamashita T. Energy balance of fault motions , and radiated seismic and seismic efficiencies of Shallow earthquekes//J.Phys.Earth.-1975.v.27.-P.171-176.
12. Chinnery M.A. Earthquake magnitude and source parameters.// Bull.Seismol. Soc. Amer.- 1971.v.61.N5.- P.1321-1326.

УДК 624.154

НЕЛИНЕЙНЫЙНЫЙ АНАЛИЗ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА СКЛОНЫ МОРСКИХ ПОБЕРЕЖИЙ

Гришин Андрей Владимирович д.т.н., проф., проректор по научной работе, зав. каф. сопротивления материалов, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, 65029, г.Одесса, ул. Дидрихсона – 4, e-mail: andrej.grishin@rbcmail.ru, тел.: 067-480-76-32,

Шутяк Александр Александрович соискатель, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, 65029, г.Одесса, ул. Дидрихсона – 4, тел.:096-353-09-80

Предлагается нелинейный метод расчета склонов при сейсмических воздействиях, в котором модель грунтовой среды базируется на теории упругопластического течения, дискретизация полученных уравнений выполнена методом конечных элементов, а их решение реализуется неявными прямыми методами с использованием процедуры Ньютона-Кантаровича. Сейсмическое возбуждение моделируется колебательным процессом, возникающим от сдвигового движения грунта. Приведен пример расчета и выполнен анализ полученных результатов.

В нормах «Строительство в сейсмических районах Украины, ДБН 8.1.1-12: 2006, приложение Е» рекомендуется определять результаты сейсмического воздействия на склоны по линейно-спектральному методу, который может быть применен только к линейно-упругим грунтовым средам. Известно, что грунты большинства склонов даже от действия их собственного веса находятся в упругопластическом состоянии, следовательно, упругий расчет при действии на них дополнительных сейсмических нагрузок не может быть применим. Источником колебаний считаются некоторые области грунтовой среды, которые в момент времени $t = 0$ получают перемещения. Такая модель реализуется в расчетах на сейсмические воздействия [1]. При определении напряженно-деформированного состояния учитываются упругопластические свойства грунтовой среды. В связи с этим принцип независимости действия сил, который широко используется в динамических расчетах, к рассматриваемой задаче неприменим. Это порождает значительные трудности. Во-первых, из существующих методов, используемых в динамических расчетах, в основном можно реализовать только прямые шаговые. Представление перемещений в виде интеграла Дюамеля или как разложение движения по собственным формам, которые эффективно используются при анализе упругих систем, здесь неприменимы. Во-вторых, суммирование реакций от действия отдельно статических и динамических нагрузок становится невозможным, так как изменение жесткости её материала вследствие появления текучести при статическом воздействии влияет на колебательный процесс при динамическом нагружении. По этой же причине нельзя определять, например, перемещение грунта путем суммирования значений компонент, полученных по результатам раздельных расчетов.

В предлагаемой работе впервые сделана попытка учесть в расчете некоторые из перечисленных выше факторов при сейсмическом возбуждении грунтового массива. Методика исследования упругопластических задач при динамическом нагружении изложена в [2]. Здесь приведем только основные уравнения. Соотношение принципа виртуальной работы, которое эквивалентно уравнениям движения и статическим граничным условиям имеет следующий вид

$$\int_{\Omega}[\delta\varepsilon]^T \sigma d\Omega + \int_{\Omega}[\delta u]^T(\rho\ddot{u} + c\dot{u} - P)d\Omega - \int_{S_q}[\delta u]^T q ds = 0. \qquad (1)$$

Оно не зависит от уравнений, связывающих напряжения с деформациями, в момент времени t.

Геометрические соотношения, определяющие связь между приращениями деформаций и перемещений записываются как

$$d\varepsilon_{ks} = \tfrac{1}{2}(du_{k,s} + du_{s,k}). \qquad (2)$$

Постулат суммирования приращений упругой и пластической деформаций имеет следующий вид

$$d\varepsilon_{ks} = d\varepsilon_{ks}^{(e)} + d\varepsilon_{ks}^{(p)}. \tag{3}$$

Компоненты тензора приращений упругой деформации связаны с компонентами тензора приращений напряжений законом Гука

$$d\varepsilon_{ks}^{(e)} = C_{ksmn}^{(e)} d\sigma_{mn}. \tag{4}$$

Связь между компонентами тензора приращения пластических деформаций и компонентами тензора приращения напряжений имеет вид дифференциальных неинтегрируемых соотношений. Из принципа максимума Мизеса [3] следует, что

$$d\varepsilon_{ks}^{(p)} = d\lambda f_{,\sigma_{ks}},\ d\lambda = const > 0. \tag{5}$$

Для грунтовой среды в качестве функции нагружения применялось условие Кулона-Мора

$$(\sigma_0 - \frac{\sigma_i}{\sqrt{3}} \sin\psi)\sin\varphi + \sigma_i \cos\psi - c\cos\varphi = 0, \tag{6}$$

где σ_0, σ_i, ψ - инварианты тензора напряжений [4], φ, c - угол внутреннего трения и сцепление.

Используя уравнения (3)÷(6), находим уравнения состояния системы в следующем виде [1]

$$\begin{aligned} d\sigma_{ks} &= D_{ksmn}^{(e)} d\varepsilon_{mn}, \text{ при } f = 0,\ d'f \le 0 \text{ или } f < 0; \\ d\sigma_{ks} &= D_{ksmn}^{(ep)} d\varepsilon_{mn}, \text{ при } f = 0,\ d'f > 0, \end{aligned} \tag{7}$$

где: $D_{ksmn}^{(e)}$ - компоненты матрицы упругих постоянных закона Гука; $D_{ksmn}^{(ep)}$ - компоненты матрицы, определенные в [1].

Прямые шаговые методы включают в себя два основных этапа:

- дискретизацию исходных уравнений;
- построение итерационного процесса для определения напряженно-деформированного состояния системы с заданной точностью.

Дискретизация уравнений производится как по времени, так и по области системы. Эти операции подробно рассмотрены в [2]. Необходимо только отметить, что во втором случае использовались прямоугольные изопараметрические конечные элементы для внутренней области системы и бесконечные элементы для граничных областей грунтового массива. В результате уравнение движения в матричной форме для момента времени t_n будет иметь вид

$$M\ddot{\delta}_n + C\dot{\delta}_n + K(\delta)\delta_n = Q_n. \tag{8}$$

Здесь: M - матрица распределенных масс; C - матрица демпфирования; $K(\delta)$ - матрица жесткости; Q_n - вектор узловых нагрузок; $\delta_n, \dot{\delta}_n, \ddot{\delta}_n$ - соответственно узловые перемещения, скорости и ускорения.

Для решения уравнения (8) использовался модифицированный неявный метод Ньюмарка, подробное описание которого для решения упругопластических задач изложено в [2].

Для численной реализации предложенной методики был разработан программный комплекс в системе Delphi, который позволяет производить совместный расчет всех элементов системы от статических и динамических воздействий. Его описание приведено в [1].

Рассмотрим один из Одесских склонов, который существовал в районе 13 станции Б. Фонтана до его перепланировки в процессе противооползневых мероприятий. Он характерен и для других районов Одесского побережья, которое распространяется на 120 км. Расчетная схема склона показана на рис. 1. Основные механические характеристики грунтов склона приведены в следующей таблице.

Считаем, что в грунтах склона процесс консолидации закончился, т.е. они могут быть описаны моделью сплошной квазиоднофазной среды. Определение напряжений и деформаций, возникших в грунтах от действия только собственного веса, является на самом деле очень сложной, а если быть точным, то неразрешимой задачей. Неизвестно, когда и как произошло образование грунтового массива, какие процессы за это время происходили в нем, и какое дополнительное нагружение они испытывали, т.е. начальное

напряженно-деформированное состояние грунтов склона зависит от истории его формирования. Поэтому принимаем гипотезу, что в массиве грунта отсутствуют начальные напряжения и деформации до определения их напряжено-деформированного состояния от действия собственного веса и в расчете учитываются только их деформационные и прочностные параметры, вычисленные по экспериментальным данным

Таблица 1.

№	Грунт	E МПа	μ	ρ кг/см^3	c МПа	φ градусы
1.	Лесс	8,6	0,3	0,0016	0,023	24
2.	Глина	10,4	0,4	0,0016	0,024	15
3.	Известняк	9,0	0,2	0,0017	0,021	23
4.	Глина	16,0	0,4	0,002	0,02	18
5.	Глина	14,0	0,4	0,0016	0,01	14
6.	Песок	28,0	0,3	0,0016	0,005	26

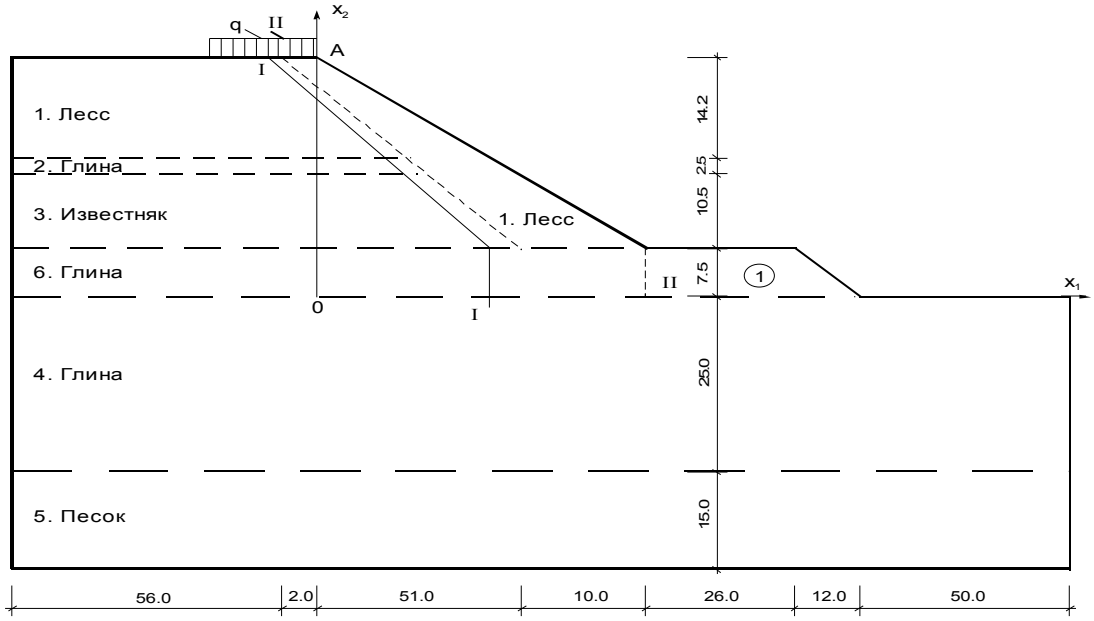


Рис. 1. Расчетная схема спланированного откоса

Пусть грунт склона, расположенный в пределах вертикальной плоскости с координатой $x_1 = -60$ м получил вправо мгновенное горизонтальное смещение на 10 см. Такое смещение вызывает колебание склона. Его перемещения в момент времени 0,6 с в увеличенном масштабе приведены на рис. 2. Наибольшие колебания происходят в верхней части склона, затем они распространяются вниз. На экране дисплея изображаются перемещения склона с течением времени в замедленном режиме. От заданного горизонтального смещения происходят как горизонтальные, так и вертикальные перемещения грунта в склоне.

На рис. 3 показано образование пластических зон в грунте в момент времени 0,12 с только от указанного смещения. Они вначале возникают в области склона, примыкающей к плоскости заданного смещения, а затем постепенно распространяются вправо, но дальше примерно середины склона они не проникают. Пластические зоны, вызванные одновременным действием собственного веса грунта и заданного смещения, имеют локальный характер в течение всего времени колебания, поэтому склон находится в устойчивом состоянии.

На рис. 4 показаны эпюры горизонтальных и вертикальных колебаний перемещений точки А (см. рис. 1) от заданного смещения. Вследствие различных отражений волн и их наложения, эти колебания отличны от классических гармонических. Они начинаются не сразу после приложения заданных смещений, а через 0,7 с. Амплитуды в течение времени колебаний, то возрастают, то уменьшаются, но затухают приблизительно через 9,7 с.

На рис. 5 приведены эпюры колебаний нормальных и касательных напряжений точки B, координаты которой равны (–1, +1) м, только от заданных смещений. Максимальные амплитуды колебаний возникают в интервале времени от 0,4 с до 1 с и затем начинают быстро затухать.

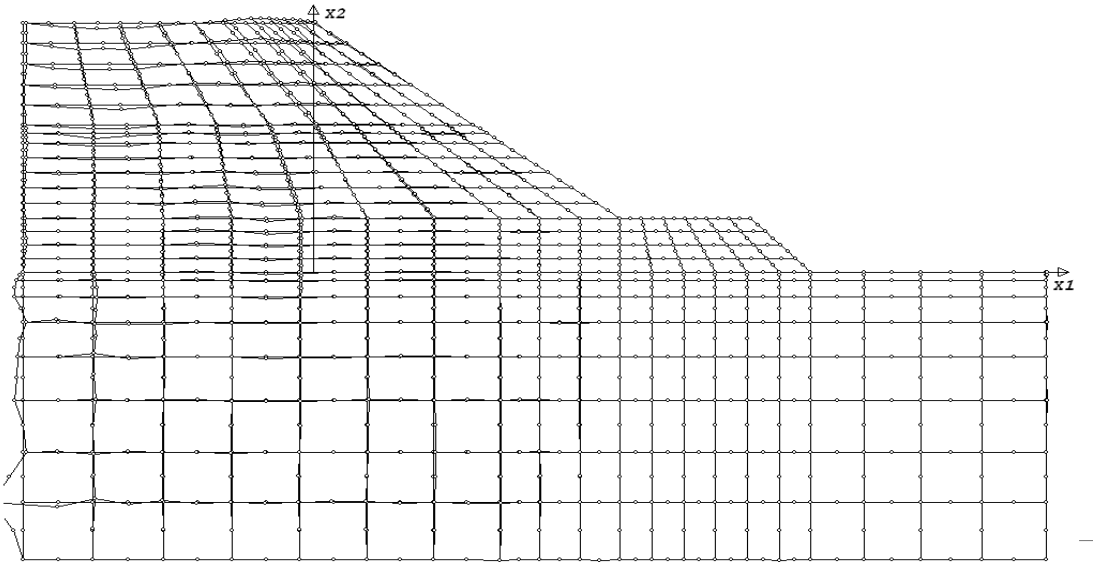


Рис. 2. Схема перемещений склона от заданного смещения в момент времени 0,6 с.

Возможности используемого программного комплекса не исчерпываются только решением задач, связанных с сейсмическими воздействиями от заданных мгновенных начальных смещений части грунта склона. Можно также выполнять решения от заданных начальных скоростей части грунта или сразу от обоих воздействий. Также можно вводить акселерограммы землетрясений и от них определять напряженно-деформированное состояние грунта склона или откоса. Исследование этих важных задач в предлагаемой нелинейной постановке, анализ полученных результатов и сравнения их с другими методами расчета ждут своего решения.

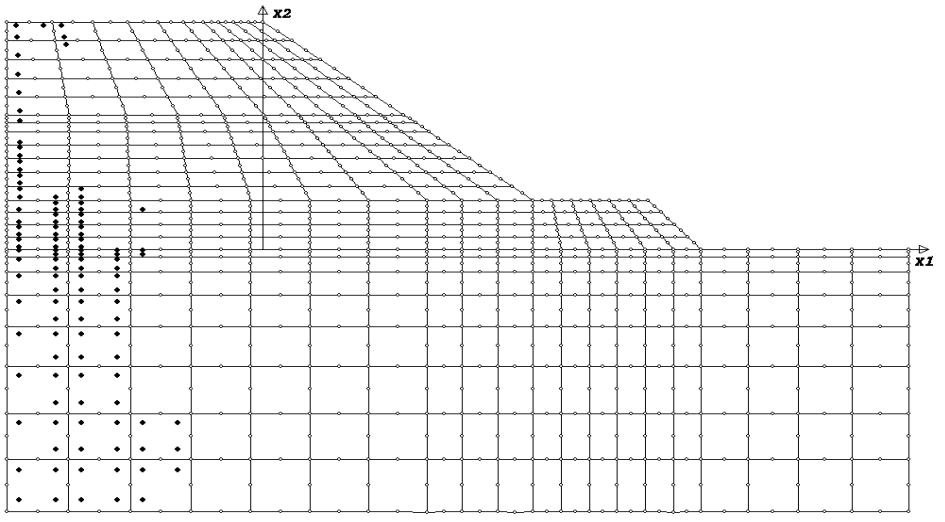


Рис. 3. Образование пластических зон только от заданного смещения в момент времени 0,12 с

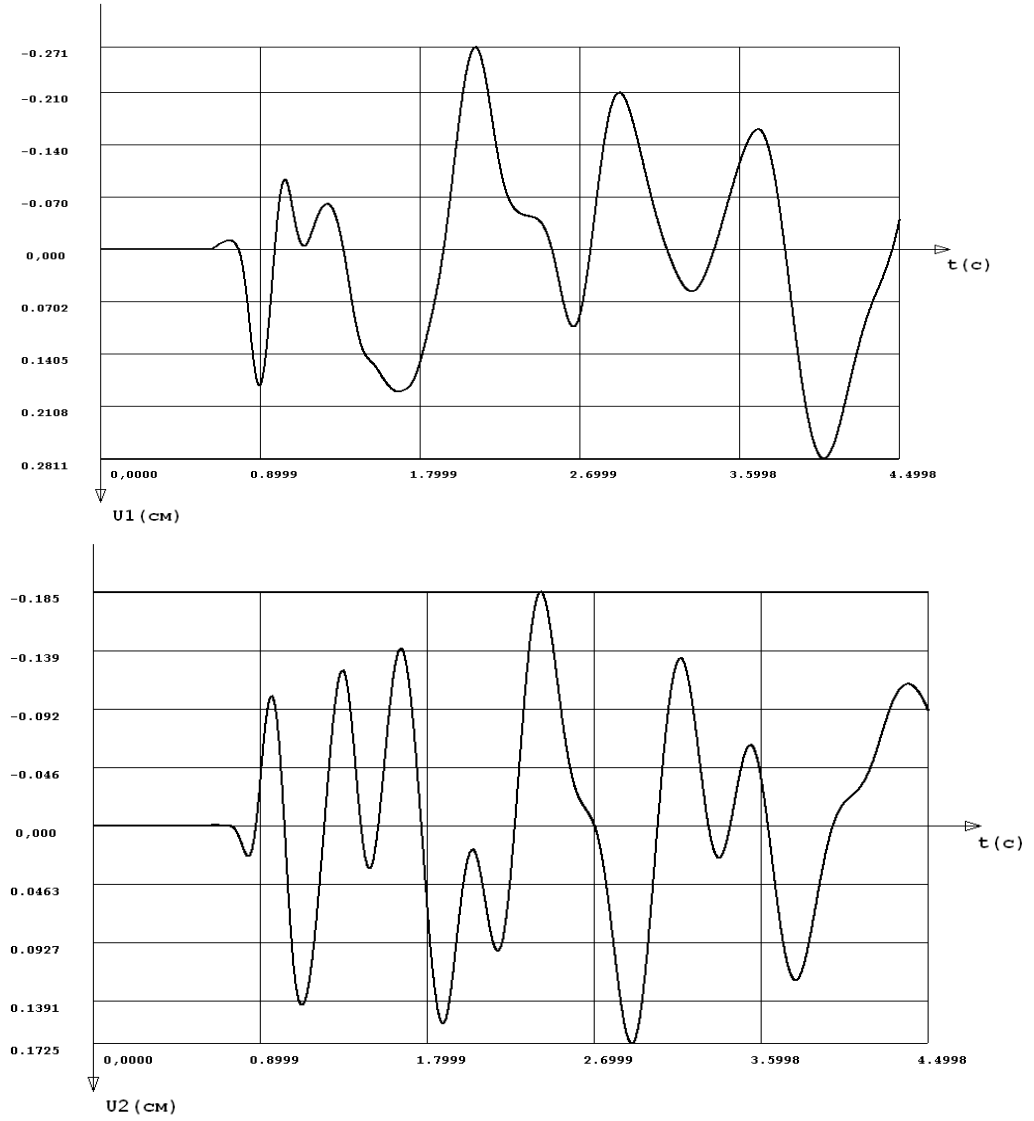
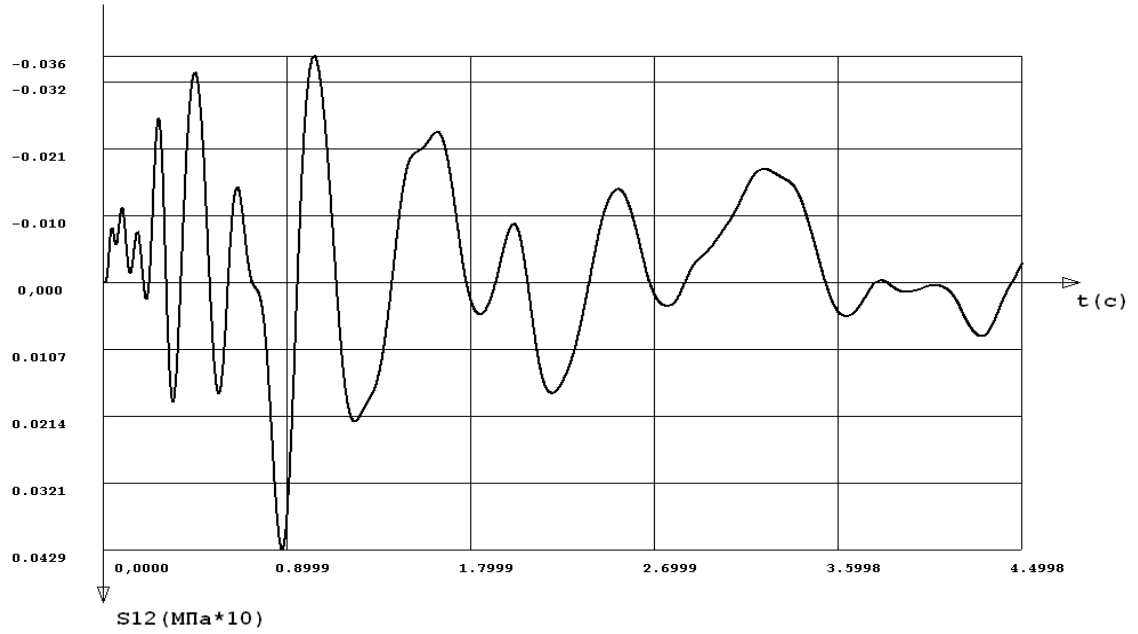


Рис. 4. Эпюры горизонтальных и вертикальных колебаний перемещений точки А от заданного смещения



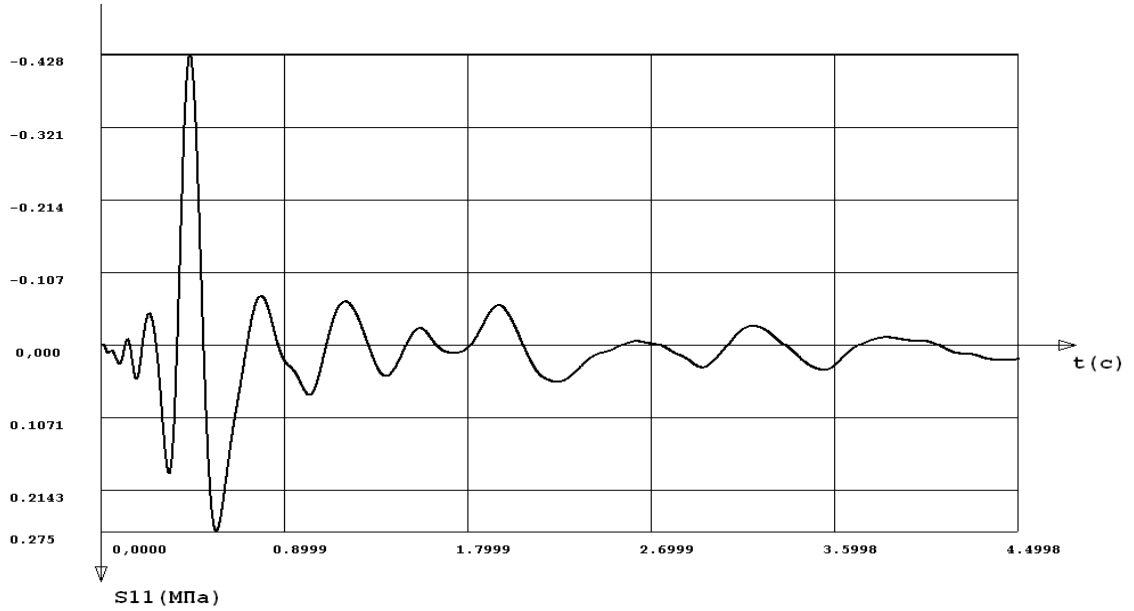


Рис. 5. Эпюры нормальных и касательных колебаний напряжений точки В только от заданного смещения

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. – М.: Стройиздат, 1979. – 320с.
2. Гришин А.В., Федорова Е.Ю. Нелинейная динамика оградительных сооружений. – Одесса: ОНМУ, 2002. – 240 с.
3. Ивлев Д.Д, Быковцев Г.И. Теория упрочняющегося пластического тела. – М.: Наука, 1971. – 231с.
4. Новожилов В.В. Теория упругости. – Судпромгиз, 1958. – 370с.

УДК 55+553.042

ГЕОДИНАМИЧЕСКИ АКТИВНЫЕ ЗОНЫ ВОРОНЕЖСКОГО КРИСТАЛЛИЧЕСКОГО МАССИВА

Надежка Людмила Ивановна, канд. геол-минер. наук, доцент, зав. лаб.,
Геофизическая служба РАН, г. Воронеж., nadezhka@geophys.vsu.ru, тел. +7-473-2557844
Ефременко Марина Алексеевна, м.н.с., Геофизическая служба РАН, г. Воронеж.
Пивоваров Сергей Павлович, м.н.с., Геофизическая служба РАН, г. Воронеж.
Семенов Александр Евгеньевич, м.н.с., Геофизическая служба РАН, г. Воронеж.

На основе комплексного анализа геологических, геофизических и сейсмологических данных выделены три типа геодинамически активных зон: транслитосферные, транскоровые и внутрикоровые на территории Воронежского кристаллического массива (ВКМ).

В настоящее время многими исследователями разделяется мнение о современной активности платформ [1-11]. Некоторые из них считают, что «активность зон асейсмичных (платформенных) регионов не уступает активности аналогичных зон в сейсмических областях» [4].

Активность территории платформ проявляется в виде деформаций осадочного чехла, активизации древних и относительно молодых разломов, а также в современной сейсмической активности. Все эти явления сконцентрированы в относительно узких геодинамически активных зонах.

В настоящее время нет единой трактовки термина «геодинамически активная зона» [3, 6, 8, 9]. По мнению В.И. Макарова, геодинамически активные зоны – это зоны, где напряжения уже существуют или есть причины для их возникновения. Именно такой смысл вкладывался в понятие «геодинамически активных зон» при выделении их на территории Воронежского кристаллического массива (ВКМ).

Прежде всего, по комплексу геофизических и геологических признаков выделялись зоны, разграничивающие блоки (структуры) с различными структурно-вещественными и физическими характеристиками земной коры и верхней мантии, уровнем и морфологией геофизических полей. В этих зонах могут концентрироваться локальные напряжения или существовать условия для их возникновения. В этой связи, зоны сочленения можно назвать потенциально тектонически активными зонами. Разноранговая структурированность литосферы обуславливает и разноранговость зон сочленения.

При выделении зон сочленения разного ранга в качестве геофизических признаков использовались: смена напряженности и морфологических особенностей геофизических полей, зоны горизонтальных градиентов гравитационного и магнитного полей, выраженная соосность локальных элементов, "цепочки" аномалий, смена интенсивности изостатических аномалий, зоны горизонтальных градиентов изостатических аномалий, смена структурного плана поверхности Мохо, градиентные зоны рельефа поверхности ее, пережимы морфоструктур Мохо, смена распределений средней скорости продольных волн и плотности в кристаллической коре и, наконец, смена типов земной коры.

В качестве геологических признаков потенциально тектонически активных зон использовались наличие в эрозионном срезе кристаллического фундамента различного рода тектонических нарушений, смена структурного плана основных структурно-формационных комплексов, тектоно-магматическая активизация на различных этапах становления и развития кристаллической коры, смена характера метаморфизма, различия петрофизических характеристик преобладающих типов пород.

Все указанные геолого-геофизические признаки являются косвенными при определении тектонической активности зон сочленения структур различного ранга, однако они свидетельствуют о возможности концентрации в этих зонах локальных напряжений.

В ряде случаев наблюдается пространственная согласованность признаков, отражающих как глубинное строение литосферы, так и структурно-формационное строение эрозионного среза докембрия региона; в других случаях отсутствуют те или иные признаки. Наличие хотя бы двух из указанных признаков также считалось отражением существования соответствующих неоднородностей и зон их сочленения. Неполное совпадение всех признаков свидетельствует о том, что зоны сочленения имеют сложное строение, выражающееся, в частности, и в неполной пространственной корреляции границ неоднородностей различной природы и глубинности, а также в наклонном положении самих зон. Ширина потенциально тектонически активных зон определялась так, чтобы большинство контролируемых признаков находилось в пределах зон.

Структурами первого порядка в литосфере ВКМ являются мегаблоки условно «легкие»: Могилевский (№1) и Курский (№3) (мегаблок КМА), характеризующиеся региональными отрицательными аномалиями поля силы тяжести, и условно «тяжелые»: Брянский (№2) и Воронежский (№4) с существенно положительным уровнем гравитационного поля (рис. 1). Мегаблоки отличаются строением верхов мантии, физико-геологическими характеристиками земной коры, её средней мощностью, мощностью, скоростными и плотностными характеристиками отдельных слоёв, строением эрозионного среза докембрия. Зоны сочленения четко выделяются по указанным признакам и, учитывая тот факт, что они разделяют мегаблоки, корнями уходящие в верхи мантии, являются транслитосферными зонами, в которых могут концентрироваться локальные напряжения. Эти зоны рассматриваются как потенциально тектонически активные зоны первого порядка.

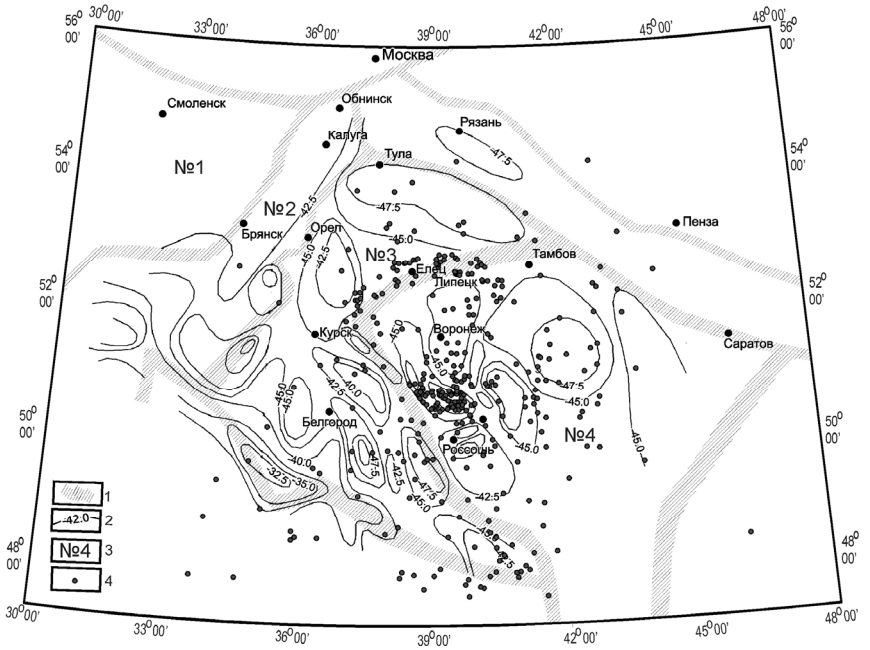


Рис.1. Схема мегаблоков ВКМ.

Условные обозначения: 1 – зоны сочленения мегаблоков; 2 – изолинии рельефа поверхности Мохо; 3 – номера мегаблоков; 4 – эпицентры землетрясений 1998-2010 гг. (с Кр=6 и более).

Потенциально тектонически активными зонами следующего порядка являются зоны, разграничивающие крупные структуры, отличающиеся геологическим строением эрозионного среза докембрия, мощностью земной коры и отдельных ее слоев, плотностными и скоростными характеристиками их, морфологией и уровнем геофизических полей. К этим зонам в ряде случаев приурочены локальные аномалии, контролирующие интрузии различного состава, и зоны разломов 1 - 2 рангов в эрозионном срезе докембрия. Учитывая протяженность зон этого типа и тот факт, что они разграничивают геологические структуры, различающиеся структурно-вещественными и физическими характеристиками от уровня эрозионного среза докембрия до низов коры, они названы ***транскоровыми***.

Третий тип потенциально тектонически активных зон – ***внутрикоровые***. Это зоны, которые выделены по 2-м – 4-м признакам. В большинстве своем, пространственно они соответствуют разломам 3-го - 4-го рангов, выделенным в эрозионном срезе докембрия. Они формируют внутрикоровую структурную делимость.

При таком методическом подходе к анализу обширной информации построена схема потенциально тектонически активных структур в кристаллической коре ВКМ. На этой схеме кроме зон первого порядка, разграничивающих мегаблоки (транслитосферных), показаны зоны, которые выделены по комплексу признаков и разграничивающие крупные коровые блоки (транскоровые), а также зоны более высокого порядка, подчеркивающие внутрикоровую делимость (внутрикоровые). Как видно, транскоровые зоны довольно широкие, контролирующие их признаки имеют, как правило, некоторое пространственное смещение, что указывает на гетерогенность зон по внутреннему строению.

Совместное рассмотрение схемы потенциально тектонически активных зон и схемы новейшей тектоники [12] показало, что значительное число потенциально тектонически активных зон находят отражение в новейшей тектонике. Анализируя динамику тектонических элементов с геологическим возрастом 1.5 млн. лет, можно отметить, что многие неоген-четвертичные линейные структуры с амплитудой перемещения от 0-10 до 60 м за неоген-четвертичный период приурочены к потенциально тектонически активным зонам.

Известно, что наиболее яркой характеристикой современной активности являются землетрясения. На территории ВКМ за последние 12 лет зарегистрировано более 500 землетрясений от 2 энергетического класса и выше. Из них около 400 характеризуются энергетическими классами от 6 до 10.

Далеко не вся территория региона в одинаковой степени освещена сейсмическими исследованиями. Сеть сейсмических станций сосредоточена в центральной и восточной частях ВКМ. Поэтому эту территорию можно рассматривать в качестве эталонной при оценке современной активности выделенных зон.

Пространственное сопоставление эпицентров землетрясений и схемы потенциально тектонически активных зон показало, что значительное число эпицентров приурочено или располагается в пределах выделенных зон.

Пространственная согласованность схем потенциально тектонически активных зон, новейшей тектоники, динамики тектонических элементов за последние 1.5 млн. лет и пространственного распределения эпицентров землетрясений, позволила большинство потенциально тектонически активных зон рассматривать как геодинамически активные зоны. В этой части региона, где сейсмологической информации недостаточно, отнесение потенциально тектонически активных зон к разряду геодинамически активных выполнялось по аналогии.

В результате такого подхода на территории ВКМ выделены динамически активные зоны трех типов: транслитосферные, транскоровые и внутрикоровые (рис.2). Транслитосферные геодинамически активные зоны, которые разграничивают крупные литосферные блоки, отличающиеся строением не только осадочного чехла и эрозионного среза докембрия, но и глубоких горизонтов земной коры и верхов мантии. На освещенной сейсмическими исследованиями территории к таким зонам приурочена значительная часть эпицентров современных землетрясений.

Транскоровые геодинамически активные зоны находят отражение в неоген-четвертичной динамике и разграничивают крупные структуры ВКМ, отличающиеся мощностью земной коры и её физическими характеристиками.

Внутрикоровые геодинамически активные зоны разграничивают блоки с различным строением осадочного чехла и петрофизическими характеристиками верхней части кристаллической коры. Для выделения геодинамически активных зон более высокого ранга необходимы более детальные исследования на геолого-геофизических основах масштаба крупнее 1:500000.

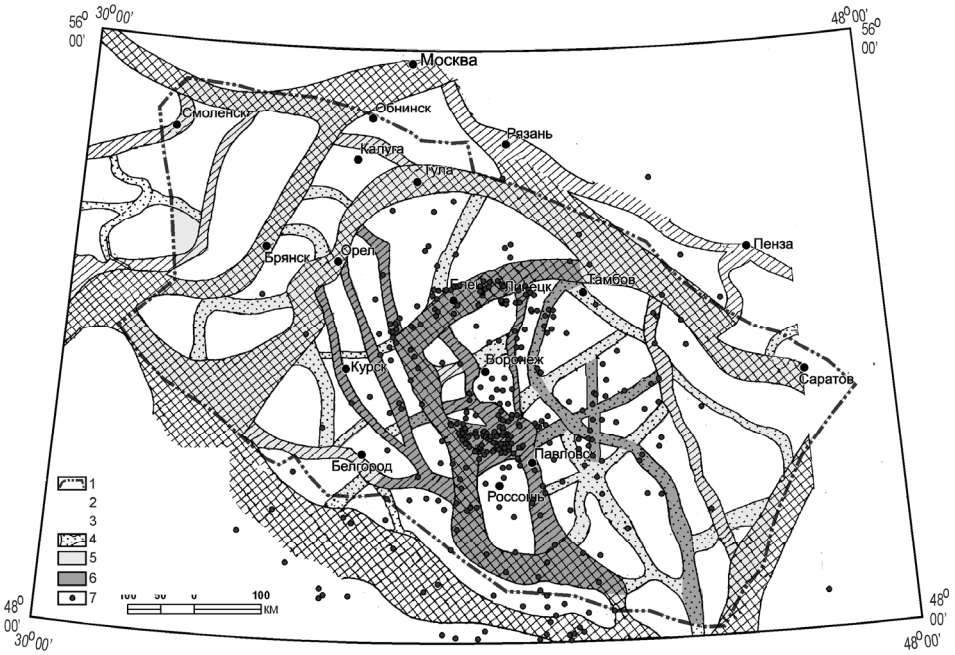


Рис. 2. Схема геодинамически активных зон ВКМ.

Условные обозначения: 1 – граница представительных данных по неотектонике; ранги геодинамически активных зон: 2 – транслитосферные; 3 – транскоровые; 4 – внутрикоровые; 5 – зоны, коррелируемые с неотектоническими; 6 – зоны активных неоген-четвертичных движений и проявлений современной сейсмичности; 7 – эпицентры землетрясений 1998-2010 гг. (с Кр=6 и более).

Работа выполнена при финансовой поддержке Минобрнауки РФ Проект 2.1.1/11934

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Грачев А.Ф. Напряженное состояние и сейсмическая активность литосферы платформ: влияние удаленности от срединно-океанического хребта/ А.Ф. Грачев, Ш.А. Мухамедиев// Физика Земли. – 1995. – № 7. – С. 14–19.
2. Ермаков Б.В. Современная активность литосферы по геофизическим данным/ Б.В. Ермаков, В.Н. Семов, Ю.К. Щукин// Современная тектоническая активность территории СССР. М.: Наука, 1984. – С. 8–23.
3. Кузьмин С.Б. Активные разломы как факторы геоморфологического риска и их ландшафтообразующая роль/ С.Б. Кузьмин// Геоморфология. – 1998. – № 1. – С. 3–9.
4. Касьянова Н.А. Современная аномальная геодинамика недр и ее влияние на объекты нефтегазового комплекса/ Н.А. Касьянова, Ю.О. Кузьмин// М.:Геоинформмарк, 1996. –55с.
5. Леонов Ю.Г. Напряжения в литосфере и внутри-плитная тектоника/ Ю.Г. Леонов// Геотектоника. – 1995. –№ 6. – С. 3–21.
6. Макаров В.И. Новейшие геодинамически активные зоны платформенных территорий: концептуальные основы и методические принципы выделения и изучения/ В.И. Макаров// Матер. межд. конф. – Воронеж, 2010. – Т. 2. – С. 28-32.
7. Щукин Ю.К. Сейсмическая чувствительность литосферы Восточно-Европейской платформы/ Ю.К. Щукин// Геологические опасности: Материалы XV Всерос. конфер. –Архангельск: АНЦ УрО РАН, 2009. – С. 506-510.
8. Макаров В.И. Новейшие геодинамически активные зоны платформенных территорий: концептуальные основы и методические принципы выделения и изучения/ В.И. Макаров// Матер. межд. конф. – Воронеж, 2010. – Т. 2. – С. 28-32.
9. Блинова Т.С. Нарушенность земной коры и ее роль в прогнозе геодинамически неустойчивых зон для Западно-Уральского региона/ Т.С. Блинова// Известия Томского политехнического университета. – 2003. – Т. 306. – №4.
10. Юдахин Ф.Н. Глубинное строение и современные геодинамические процессы в литосфере Восточно-Европейской платформы/ Ф.Н. Юдахин, Ю.К. Щукин, В.И. Макаров// Екатеринбург: УрО РАН, 2003. – 300 с.
11. Никонов А.А. Активные разломы: определение и проблемы выделения/ А.А. Никонов// Геоэкология. – 1995. – № 4. – С. 16–27.
12. Трегуб А.И. Неотектоника территории Воронежского кристаллического массива/ А.И. Трегуб// Труды научно-исследовательского института геологии Воронежского государственного университета. - Вып. 9.– Воронеж: Изд-во ВГУ, 2002. - 220 с.

УДК 551.2/3+551.243(477.7)

НЕОГЕОДИНАМИКА КРЫМСКО-ЧЕРНОМОРСКОГО РЕГИОНА

В.В. Юдин*, Ю.Г. Юровский**

**** - доктор геол.-мин. наук, профессор НАПКС yudin_v_v@mail.ru***

***** - доктор геол.-мин. наук, профессор НАПКС yurovsky_yury@mail.ru***

Рассмотрены эндогенные и экзогенные процессы, определяющие неоген-четвертичную геодинамику региона. Главными структурами являются активные надвиги, меланжи, надводные и подводные олистостромы. Они определяют сейсмичность и другие опасные явления.

В современном понимании актуалистическая геодинамика – наука о процессах внутри и на поверхности Земли, изучающая перемещения вещества и энергии. Главной движущей силой этих процессов являются мантийные конвекционные токи, образованные вследствие гравитационной и тепловой дифференциации Земли. Конвекция приводит в движение литосферные плиты и определяет эндогенную геодинамику. К факторам эндогенной

геодинамики относятся сейсмичность, структурообразование, вулканизм, тепловые потоки, динамометаморфизм, криповые смещения в разрывах и др. Экзогенная геодинамика вторична и обусловлена гравитацией и солнечной активностью, воздействия которых приводят к уничтожению и перераспределению геологических объектов, созданных эндогенными процессами. В результате экзогенных факторов происходит образование оползневых комплексов (олистостром), абразия, эрозия, карст, осадконакопление и др.

Неогеодинамика рассматривает процессы и движения, действующие с неогена (или с олигоцена) до настоящего времени. Она разделяется на эндо- и экзонеогеодинамику [1]. Согласно принципу актуализма, в фанерозое действовали процессы, сходные с теми, которые происходят сейчас. Это позволило Л.П. Зоненшайну отдельно выделить палеогеодинамику, изучающую древнее положение и перемещение литосферных плит и террейнов, типы их границ, проявления магматизма, образования структур и формаций.

Эндогенная неогеодинамика Крымско-Черноморского региона определяется глобальным схождением Евразийской и Африканско-Аравийской мегаплит, что привело к поддвигу субокеанической коры Черного моря под Евразию и, в частности, под Крым (разрез на рис. 1). В результате конвергенции сформировались Крымско-Кавказская горно-складчато-надвиговая область с передовым Туапсинским и тыловым Индоло-Кубанским прогибами, которые заполнены мощными глинистыми толщами майкопской серии. Этот же процесс образовал активные высокоамплитудные надвиги, ретронадвиги, шарьяжи, меланжи и принадвиговые антиклинали (рис. 1).

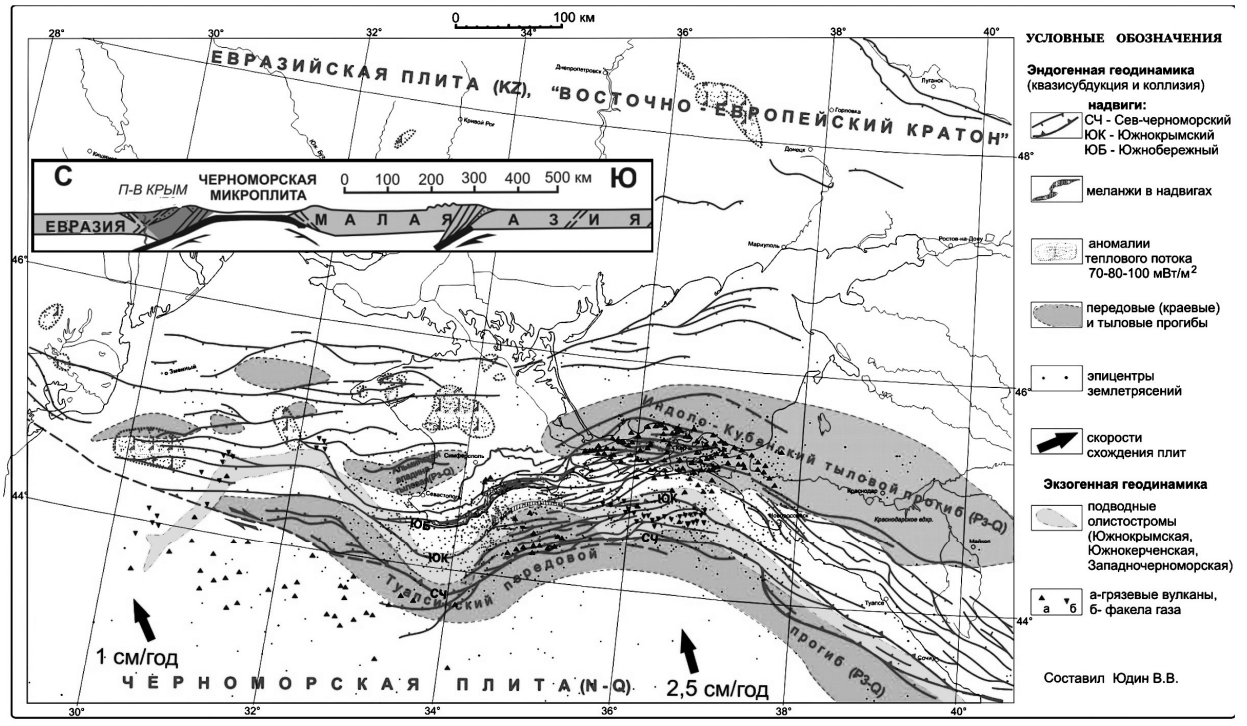


Рис. 1. Неогеодинамика Крымско-Черноморского региона

С миоцена в Горном Крыму и Прикрымской структурной зоне Черного моря активно формируются молодые складчато-надвиговые дислокации. В основном они имеют южную вергентность, отвечающую северному наклону главной сутуры, образуются встречные надвиги южного падения, которые образуют структуры поп-ап трех порядков [2].

Настоящая зона субдукции южнее Крыма отсутствует. Здесь нет глубоководного желоба, тылового и междугового бассейнов и других ее признаков. Однако присутствуют аккреционный клин дислоцированных осадков, залегающих на субокеанической коре, а также отрицательные аномалии силы тяжести и значительная мелкофокусная сейсмичность. Такой тип конвергенции называется псевдосубдукцией или квазисубдукцией.

Аномальное проявление геодинамических процессов по периферии Черного моря позволяет выделить неоген-четвертичную Черноморскую микроплиту с субокеаническим и субконтинентальным типами коры. На востоке, с севера и с юга микроплита ограничена

активными надвиговыми сутурами. В западной ее части северное и южное ограничение проходит по зонам разнонаправленной квазисубдукции с аналогичным процессом конвергенции [3]. На пассивной окраине Черноморской микроплиты продолжает формироваться Туапсинский передовой (краевой) прогиб, а на активной окраине Евразии - Индоло-Кубанский тыловой прогиб с Альминской впадиной (рис. 1).

В плиоцен-четвертичное время квазисубдукция субокеанической коры Черного моря под Крым сформировала крупные надвиги (шарьяжи), в которых развиты очень мощные зоны дезинтегрированных пород. Они выделены как Южнобережный, Подгорный, Южнокрымский и другие меланжи [4]. Их молодой возраст следует из деформаций неоген-четвертичных отложений по простиранию на Керченском полуострове, из положения на крыльях растущих складок зон выклинивания в дне Черного моря и из значительной сейсмической активности Главной сейсмогенной зоны Крыма.

Эндогенные неотектонические движения суммированы в линейности Главной гряды Крымских гор, береговой линии, а также в положении гемишельфа и батиали. Вертикальная составляющая всех надвигов выражена в 3,6- километровом перепаде современного рельефа от высшей точки Крыма г. Роман-Кош (1545м) до дна моря на глубине 2100 м. С учетом мощности неоген-четвертичных осадков в Черном море, вертикальный перепад неотектонического рельефа достигает 10 и более километров. Поднятие и асимметрия Крымских гор объясняется односторонним поддвиганием под них аккреционного клина дуплексированных мезозойско-кайнозойских толщ (рис. 1).

Молодые принадвиговые структуры четко выявляются на профилях морской сейсморазведки (рис. 2**,** разрезы). Еще более явно они представлены в обнажениях Южного Крыма и Керченского полуострова в виде интенсивных, иногда дважды опрокинутых изоклинальных шарьяжных складках. Формы складок свидетельствуют о мощном (в 2-4 раза) тангенциальном сжатии толщ при сдирании осадочного чехла с основания. Структурная палинспастическая реконструкция позволяет оценить минимальное кайнозойское сокращение зоны древнего осадконакопления более чем на 60-100 км, а с учетом геодинамической реконструкции – на 250 км.

Западнее Горного Крыма субширотные структуры формируются при преобладании в надвигах продольной правосвиговой составляющей [3]. Поэтому горный рельеф здесь отсутствует, а надвиги и принадвиговые складки в материалах морской сейсморазведки менее выражены, хотя амплитуды неогеновых движений по балансу перемещений в единой зоне не исчезают (рис. 1). Продольным сдвигом объясняется уменьшение здесь сейсмичности, которая резко усиливается в зоне Вранча, где граница Черноморской плиты под углом входит в Карпатский коллизионный ороген. В Горном же Крыму и прилегающей акватории эндогенные процессы формировали, в основном, структуры сжатия в виде надвигов и принадвиговых складок [3].

Признаки будущего активно-окраинного магматизма в тылу зоны конвергенции выявлены в Равнинном Крыму и северо-западной акватории Черного моря. К ним мы относим локальные тепловые аномалии, расположенные в 50-150 км по падению зоны квазисубдукции.

Они показаны на рисунке 1. В отдаленном геологическом будущем, схождение Крыма и Малой Азии может привести к образованию на месте этих аномалий активно-окраинных вулканов или интрузивных тел, как это уже произошло восточнее по простиранию. Например, на Кавказе и в Предкавказье миоцен-четвертичный активно-окраинный магматизм известен в районах Кисловодска, Пятигорска, Нальчика, Минвод, вулканы. Эльбрус, Казбек и др. [5].

Современные горизонтальные скорости сближения Крыма и Малой Азиии по результатам космогеодезических наблюдений составляют около 2,5 см/год, что подтверждается многочисленными публикациями, обобщенными в монографии [3]. Западнее, из-за существенной правосдвиговой составляющей в надвигах, сближение уменьшается до 1-1,5 см/год (рис. 1). Нетрудно подсчитать, что при такой скорости субокеаническая кора Черноморской плиты будет поглощена через 20-30 млн. лет, и на месте моря при столкновении Крыма с Малой Азией возникнет коллизионный ороген,

аналогичный Тянь-Шаню и Гималаям [3]. Черное море, увы, исчезнет, как исчезали многие моря и океаны далекого геологического прошлого

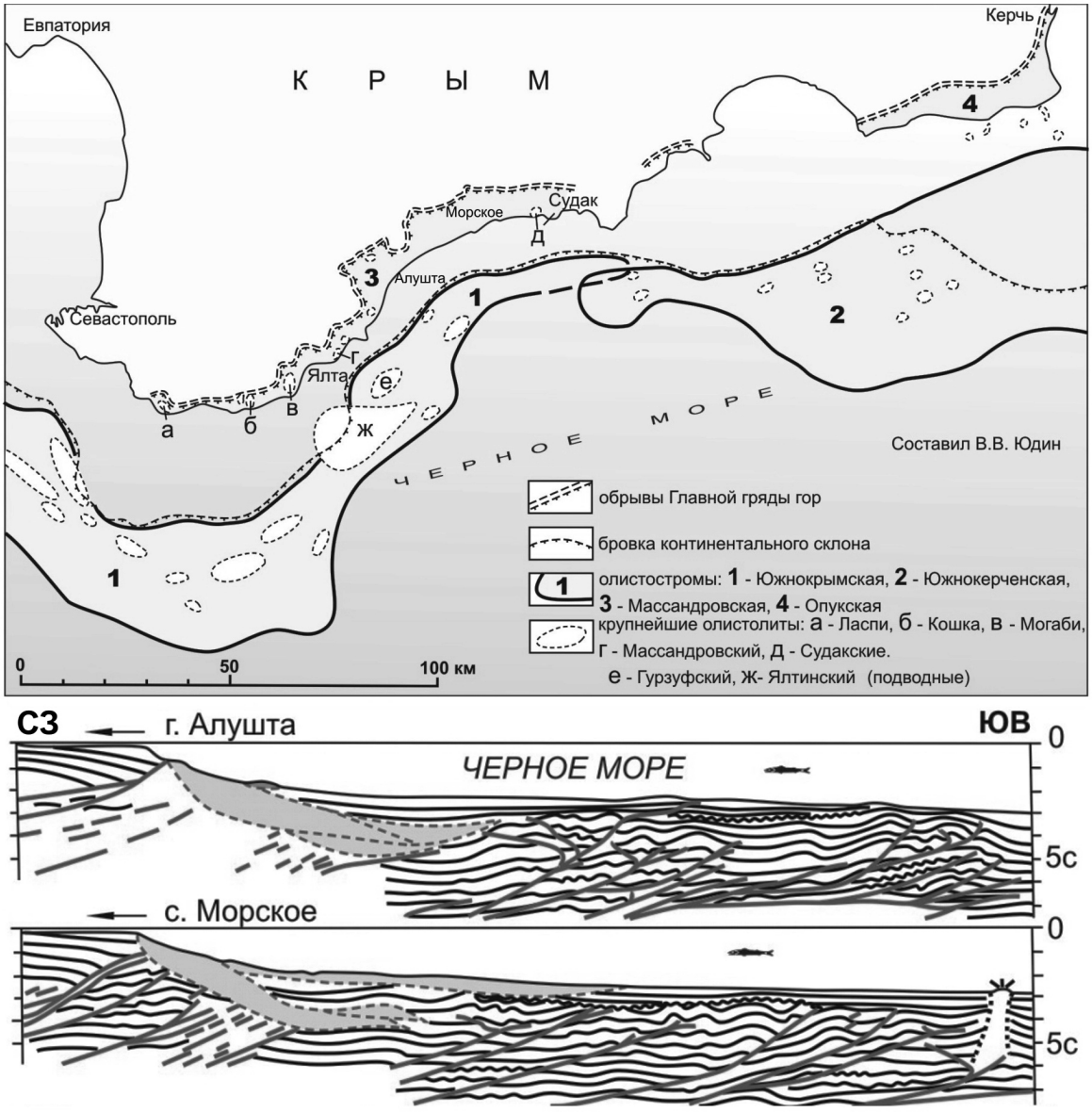


Рис. 2. Кайнозойские олистостромы Крыма и Черного моря в плане и на разрезах

Вертикальный рост Крымских гор по геодезическим данным происходит со скоростями на порядок меньшими - от 2 до 6 мм/год. Оценить скорость прогибания дна Черного моря в автохтоне зоны конвергенции пока не представляется возможным из-за активных олистостром, лавинной седиментации и изменений уровня Черного моря.

Изучение активных надвиговых меланжей (Подгорного, Южнобережного, Карадагского и Щебетовского) показало их закономерную связь с аномальными проявлениями оползней, обвалов и крипа [6]. Недоучет микститов в условиях крутого рельефа, повышенной сейсмичности и увлажненности может привести к опасным последствиям. Межмеланжевые полосы сложно дислоцированных, но сохранивших структуру толщ таврической серии регионально менее подвержены опасным геодинамическим процессам, более устойчивы и предпочтительны для застройки, несмотря на некоторую удаленность от берега моря. Зоны меланжей рациональнее и безопаснее использовать как парки без проектирования на них крупных капитальных сооружений. Такое разделение обязательно следует учитывать при оценке стоимости земли [7].

Эндогенная сейсмичность. С геодинамических позиций вдоль зон современно активных надвигов выделены четыре сейсмогенные зоны: Северокрымская (ретронадвиговая), Предгорнокрымская, и Южнокрымская, по которым происходят преимущественно горизонтальные смещения [8]. Это позволяет изменить основу сейсмического районирования и прогноз опасной сейсмичности Предгорной зоны. Например, субпослойный Подкуэстовый

надвиг, прослеженный в основании всей Второй гряды Крымских гор, имеет современные смещениями по пластичным глинам нижнего мела [9].

Отдельную и значительную опасность представляет собой Предгорная сутура мезозойского возраста [3, 9]. Приуроченность сильных землетрясений к древним мезозойским швам современных активных окраин плит известна во многих складчатых областях. Такие коллизионные сутуры представляют собой ослабленные зоны по всей толщине земной коры до мантии. При современных напряжениях они участвуют в сейсмогенезе редкими, но очень сильными подвижками. Примерами тому – Спитакское землетрясение, приуроченное к зоне офиолитового шва Малого Кавказа, и не менее катастрофическое Нефтегорское землетрясение на Сахалине. О том же свидетельствует сейсмичность субширотных Интрапонтийской, Измир-Анкарской и других мезозойских сутур Турции. Такие примеры позволяют прогнозировать сейсмические события в зоне Предгорной сутуры Крыма. Напомним, что вблизи и непосредственно на ней расположены города Севастополь, Бахчисарай, Симферополь, Белогорск, Старый Крым, Феодосия, Керчь и многочисленные поселки.

Эпицентры землетрясений Предгорной сейсмогенной зоны располагаются полосой вдоль мезозойской сутуры. В основном они группируются западнее Севастополя и в восточных районах Крыма, образуя от Бахчисарая до Старого Крыма малоинтенсивную и редко-очаговую область. Однако в ней гряда Крымских гор имеет более контрастный рельеф, свидетельствующий о значительной неотектонической активности. Такое несоответствие может быть связано либо с криповыми смещениями по разрыву, либо с накоплением тектонической энергии, которая может высвободиться через очень значительный промежуток времени в виде сильного землетрясения, как в Нефтегорске.

Изучение разрушений древних исторических построек Крыма подтверждает значительную подвижность Предгорной зоны. Такие объекты как Херсонес, крепость Каламита, Мангуп-Кале, Сурб-Хач и другие несут следы значительных высокоамплитудных подвижек, разрушивших преимущественно стены субширотного простирания и вызвавшие расширяющиеся вверх трещины раскачивания в субмеридиональных постройках [9].

Основные разрушения от землетрясений в Крыму связаны не только общеизвестными продольными, поперечными и поверхностными волнами из очага. Существенную роль также играет геодинамический фактор, связанный с высокоамплитудным, до первых метров, смещением крыльев сейсмогенных надвигов и с инерцией возвышающихся над землей массивных объектов при резком смещении Крымского аллохтона [9]. Опрокидывание, раскачка и деформация строений происходят, в основном, в субмеридиональном и ССЗ направлении. По аналогии с сейсмогенными смещениями на Кавказе, в Анатолии и Южном Крыму, амплитуды разовых импульсных тектонических смещений по надвигам в Крыму могут достигать 2-5 метров.

Из этого следует простая рекомендация для антисейсмичного строительства. При проектировании высокоэтажных зданий, необходимо располагать их удлинениями на север-северо-запад, а не в широтном направлении во избежание опрокидывания и большего разрушения при тектоническом раскачивании. Особенно это касается Южного берега Крыма, где высотные здания обычно ориентированы параллельно склону гор, а сейсмичность наиболее значительна. Строительство вблизи Подкуэстового надвига на толщах нижнего мела, проявляющего себя аномальным оползнеобразованием и дислокациями – представляется опасным. То же касается сооружения вблизи надвига высокоэтажных и неантисейсмичных зданий. При проектировании застройки в этой полосе необходимо учитывать вероятность высокоамплитудного сейсмогенного толчка с амплитудой до 3 м в направлении ССЗ.

Поскольку простирания Предгорной сутуры и сейсмогенных надвигов Южнокрымской зоны совпадают, рекомендации по ориентировке зданий для меньшего разрушения Южного Крыма аналогичные. Проектируемые строения следует располагать перпендикулярно ожидаемому смещению удлинением на ССЗ или усиливать конструкции с учетом возможной аномальной нагрузки горизонтального толчка и субмеридионального сейсмогенного раскачивания.

Экзогенная неогеодинамика. Контрастный рельеф, сформированный при конвергенции в неоген-четвертичное время, привел к формированию крупных наземных оползневых комплексов - Массандровской, Опукской и Северокерченской олистостром (рис. 2, карта). Одновременно на дне Черного моря образовались подводные Южнокрымская, Западночерноморская и Южнокерченская олистостромы (рис. 2). К гравигенным и, по сути, экзогенным процессам мы относим также грязевой вулканизм и диапиризм, широко развитый на Керченском полуострове и в черноморской акватории (рис. 1). Эти явления инициированы эндогенными движениями в надвиговых структурах миоцен-четвертичного возраста и закономерно расположены вдоль зоны конвергенции.

Оползания крупных известняковых массивов Массандровской олистостромы (рис. 2) в условиях высокой сейсмичности, контрастного рельефа и плотной застройки южного берега Крыма представляют значительную опасность. Она заключается в медленных смещениях, которые могут быть и очень быстрыми при землетрясениях, и в повышенной увлажненности подстилающих глинистых толщ. Как видно на разрезах рисунка 2, в строении подводной Южнокрымской олистостромы на профилях выявляются как минимум три катастрофических события. Амфитеатры на южном склоне Крымских гор в нашей интерпретации образованы в результате сползании крупных единичных или групп массивов, ныне расположенных в акватории Черного моря. Геодинамический режим продолжающейся конвергенции не дает никаких оснований считать, что эти катастрофы не повторятся и не вызовут огромные волны при оползании. Поэтому необходимо моделирование и мониторинг с повторными геодезическими наблюдениями потенциально опасных смещений олистолитов в наиболее заселенных и перспективных под застройку участках.

Все выше перечисленные риски от эндогенной и экзогенной геодинамики следует учитывать при оценке стоимости земли [7, 10]. Кроме того, выделение подводных олистостром ставит проблему учета значительной опасности подводных оползней как при прокладке коммуникаций на шельфе и батиали Черного моря, так и риска добычи нефти и газа в акватории [11].

Отметим, что структуры мощного тангенциального сжатия, сформированные при кайнозойской конвергенции в Крымско-Черноморском регионе, многими отечественными исследователями до сих пор отрицаются. В качестве альтернативы выделяются структуры растяжения в виде эндогенного «Циркумчерноморского сброса» [12 и др.] или клавишного опускания блоков Крыма по крутым листрическим сбросам и флексурам в Черное море [13]. С такими представлениями нельзя согласиться.

Синтез геологических, геофизических и палеомагнитных данных позволяет сделать вывод о сложном и длительном неогеодинамическом развитии региона. Оно связано со значительными латеральными перемещениями фрагментов земной коры и выражено в специфических структурах тангенциального сжатия. Вся геодинамическая эволюция Крымско-Черноморского региона хорошо интерпретируется с позиции теории актуалистической геодинамики. Крымско-Черноморский регион представляет собой коллаж палеозойских и мезозойский террейнов, ремобилизованных неогеодинамическими процессами. Современный Равнинный Крым является стабильным фрагментом активной окраины Евразийской плиты, называемой Восточноевропейским кратоном. На юге он граничит с Крымско-Кавказской складчато-надвиговой областью, с передовым и тыловым прогибами, а далее через зону конвергенции - с Черноморской микроплитой. Все эти зоны сейсмичны и сопровождаются аномальным проявлением опасных экзогенных процессов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Юдин В.В. О понятиях геодинамика и экогеодинамика. Журнал // Геополитика и экогеодинамика регионов. 2005. Т.1, вып.1. КНЦ НАНУ, ТНУ. Симферополь. С. 21-24.
2. Юдин В.В. Структуры поп-ап в тектонике мира и юга Украины. В кн.: Азово-Черноморский полигон изучения геодинамики и флюидодинамики формирования месторождений нефти и газа. Сборник докладов VIII международной конференции «Крым-2009». Симферополь, 2010. С. 51-67.

3. Юдин В.В. Геодинамика Черноморско-Каспийского региона (монография). Киев, УкрГГРИ, 2008. 117 с.
4. Юдин В.В. Микститы Горного Крыма // Доклады АН. Москва, 1998, т. 363, № 5. С. 666-669.
5. Хаин В.Е., Попков В.И.,… Юдин В.В. Тектоника южного обрамления Восточно-Европейской платформы (Объяснительная записка к тектонической карте Черноморско-Каспийского региона. Масштаб 1:2500000) / Под ред. В.Е.Хаина, В.И. Попкова Краснодар: РАН ГИН, Кубанский. гос. ун-т, 2009. 213 с.
6. Юдин В.В. Меланжи Южного Крыма и опасные геологические процессы. / Пробле-ми техноприродних аварій і катастроф у зв'язку з розвитком небезпечних геологічних процесів (Прогноз, керований контроль, моніторинг, інженерний захист процесонебезпеч-них територій). Мат-ли науково-техн. конф. Київ, 1997. ч. 1. С. 25-26.
7. Юровский Ю.Г., Юдин В.В. Геологические аспекты оценки стоимости земли. В сб.: "Земельна реформа в Україні". Сучасний стан та перспективи подальшого удосконалення земельних відносинь. (материали наук.-практ. конф). Київ, Товариство "Знання" України, 2001. С. 51-53.
8. Юдин В.В., Герасимов М.Е. Новейшая геодинамика и сейсмогенные зоны Крыма // Известия Крымской Академии наук. Симферополь, 1998, № 6, специальный выпуск. С. 10-12.
9. Юдин В.В. Геодинамика Крыма и последствия землетрясений. В сб.: "Геодинамические исследования в Украине". Изд. АНУ. Киев. 1995. С. 36-44.
10. Юровский Ю.Г., Юдин В.В. Проблемы сейсмобезопасности Крыма.// Будівельні конструкції. Міжвід. Науково-техн. сбірник "Будивництво в сейсмічних районах України" вип.60. Київ. НДІБК. 2004. С. 110-113.
11. Юдин В.В., Герасимов М.Е., Бондарчук Г.К. Южнокрымская олистострома. //Доклады РАН, 2000, № 3, т. 371, С. 358-361.
12. Оровецкий Ю.П., Коболев В.П. Горячие пояса Земли. Киев, Наукова думка, 2006. 311 с.
13. Милеев В. С., Барабошкин Е. Ю., Розанов С. Б., Рогов М. А. Тектоника и геодинамическая эволюция Горного Крыма//Бюлл. Моск. о-ва испыт. природы. Отд. геол. 2009. т. 84, вып. 3. С. 3–22.

УДК 000.000

КЛАССИФИКАЦИЯ КИНЕМАТИЧЕСКИХ ТИПОВ СМЕЩЕНИЙ В ОЧАГАХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

Степанов Владимир Васильевич, канд. геол.-мин. наук, главный геолог.
Филиал ОАО «Институт Гидропроект» - «ЦСГНЭО», Волоколамское шоссе, 2, г. Москва, 125993, office@geodin.ru, т. (495) 727-36-77

В статье предложен и реализован вариант классификации кинематических типов смещений по данным о механизмах очагов землетрясений, построены карты и глубинные разрезы.

При решении теоретических задач современного тектогенеза и практических задач сейсмостойкого проектирования используется анализ кинематических типов смещений в очагах землетрясений сейсмоактивных зон. Благодаря созданию систем глобального позиционирования (GPS), в настоящее время получены каталоги механизмов очагов землетрясений мира [1], представленные большим количеством параметров. Анализ этих данных по площади и глубине земного шара затруднен без их представления в некотором обобщенном картографическом виде. Одним из направлений по обобщению и визуализации данной информации является представление механизма очага землетрясения в виде кинематического типа смещения – взброс, сдвиг, сброс и др. Первые результаты

определений кинематических типов смещений были представлены в каталоге землетрясений Гарвардского университета США за 1977-1993 гг [1], выполненные по углам векторов смещений по каждой из двух нодальных плоскостей, и были получены единичные определения сбросов, сдвигов и взбросов, включенные в каталог, для единичных случаев их однозначного определения по двум нодальным плоскостям.

В работах [3, 5, 6] в разные годы независимо были предложены различные варианты классификаций, основанные на принципе соотношения углов наклона осей PL 1, 3 напряжений T, P, соответственно, типа: PL 1≤ PL 3; PL 3≤ PL 1, где PL 1, 3=0-90^o. В связи с тем, что в предложенных вариантах классификации приняты различные соотношения углов наклона осей и кинематических типов смещений, рассмотрим условия их задания для целей кинематической классификации.

1. Механизм очага землетрясения представляет собой геометрическую фигуру, включающую две взаимно ортогональные нодальные плоскости (НП 1, 2), пересекающиеся по оси промежуточного напряжений N2 (одновременно являющейся их осью вращения) и ориентированные под углом 45^o к взаимно ортогональным осям напряжений: T1 - растяжения и P3 - сжатия. В модели очага землетрясения нодальные плоскости (НП 1, 2) являются плоскостями максимальных касательных напряжений (τ max).

2. В общем виде соотношения PL 1< PL 3 соответствуют преобладающим смещениям в очаге типа - сброс, сбросо-сдвиг; PL 1= PL 3 - смещениям типа сдвига; PL 3<PL 1 - смещениям типа взброс, взбросо-сдвиг.

3. Углы наклона осей напряжений (PL1, 3) изменяются непрерывно в интервале от 0 до 90 градусов и не имеют физических или геологических ограничений при переходе от одного кинематического типа смещения к другому, и могут быть заданы различными диапазонами углов наклона осей.

4. Заданный параметр углов наклона осей напряжений определяет данную классификацию, как классификацию типов напряженного состояния.

5. В качестве исходного типа напряженного состояния целесообразно принять равновесное гравитационное поле Земли, при котором ось сжатия P3 в очаге землетрясения ориентирована вертикально к поверхности геоида, соответствует литостатическим напряжениям сжатия (LST) и сбросовым типам смещениям. Тогда условия реализации сбросов, с учетом принятого диапазона вариаций угла PL3=6, в градусах, можно представить следующими соотношениями кинематических типов смещений и углов наклона осей главных напряжений:

- для сбросов: P3=LST; PL3=90±6; PL1=0±6; PL2=0±6;

Соответственно:

- для сдвигов: N2=LST; PL2=90^o±6; PL1=0±6; PL3=0^o±6;

- для взбросов: T1=LST; PL1=90^o±6; PL2=0^o±6; PL3=0±6;

6. В данной классификации количество смещений определенного типа, пропорционально принятому для них диапазону углов наклона осей T1, P3 и для получения сопоставимого количества различных типов смещений в определенном объеме тектоносферы целесообразно задавать равные диапазоны углов наклона осей T, P для каждого типа смещения. При вариациях углов наклона осей T1, P3 в пределах 0 - 90 градусов, оптимальный диапазон выборки для каждого типа смещения: ΔPL 1, 3=30^o.

Классификация типов напряженного состояния тектоносферы, основанная на перечисленных выше принципах, представлена в таблице 3. Определения кинематических типов смещений даны в соответствии с геологической классификацией. Помимо этого, добавлен новый тип смещений– взрезы, в терминологии В.В. Белоусова. Для взрезов оси P, T заданы под углами 45 градусов к вертикали и горизонтали.

Классификация реализована на основе каталогов механизмов очагов землетрясений Гарвардского Университета (США) 1977-2007 гг.[1], (HARVARD, 1977-1992; 1993-2007). Цветовая раскраска символов кинематических типов смещений дана в градации от синего к красному по мере увеличения уровня тектонических напряжений при переходе от сбросов к сдвигам и взбросам. Соответственно, области преобладающего растяжения и сбросовых

типов смещений характеризуются синими символами, области преобладающего горизонтального сжатия и растяжения со сдвиговым типом смещений – зелеными символами, а области преобладающего сжатия и взбросовых типов смещений – красными символами, в отличие от обратной цветовой гаммы принятой в работе [3].

Таблица. 1.

Классификация кинематических типов смещений по соотношению углов наклона осей удлинения - растяжения (PL1) и укорочения - сжатия (PL3) в очагах землетрясений.

Тип смещения	Индекс в каталоге	PL 1, PL 3	PL 1	PL 3	Цвет символа на картах и разрезах	Диапазон углов НП1, НП2 93-07 гг h≤35 км	Диапазон углов НП1, НП2 93-07 гг h>35 км
сбросы	СБ	PL 1≤30 PL 3≥60	0-30	60-90	синий	15-52 45-75	15-51 45-75
сбросо сдвиги	СС	PL 1≤30 PL 3>30<60	0-30	31-59	голубой	17-68 53-89	15-68 54-89
сдвиги	СД	PL 1≤30 PL 3≤30	0-30	0-30	зеленый	46-90 69-90	45-90 69-90
взбросо сдвиги	ВС	PL 1>30<60 PL 3≤30	31-59	0-30	желтый	15-68 54-88	15-68 53-88
надвиги взрезы	НВ	PL 1>30<60 PL 3>30<60	31-59	31-59	сиреневый	1-44 76-90	1-44 76-90
взбросы	ВБ	PL1≥60 PL 3≤30	60-90	0-30	красный	15-52 45-75	15-52 45-75

Примечание: В каталогах [1] углы НП1<НП2

По заданным соотношениям все события в каталогах идентифицированы по типам смещений и включены в каталоги [1] в колонку: тип смещения. Для каждого типа смещения определены диапазоны углов наклона нодальных плоскостей, включенные в табл. 3.

Полученные определения сбросов, сдвигов и взбросов совпали с их однозначными определениями по углу вектора смещения в каталоге 1977 – 1992 гг.[1].

Для анализа результатов классификации в табл. 2 - 4 представлены выборки из классифицированного каталога [1] для определенных структурных зон. Для участка рифта Северо - Атлантического хребта определены сбросовые типы смещений, для участка трансформного разлома - сдвиговые типы смещений, а для района Северного Ирана – взбросовые типы смещений, что хорошо согласуется с геологическими представлениями о типе смещений в этих зонах.

Таблица. 2.

Фрагмент каталога [1] рифтовой зоны Северо - Атлантического хребта.

регион	широта	долгота	гл	PL1	Аз 1	PL 2	Аз 2	PL3	Аз 3	АзП1	УгП1	АзП2	УгП2	Тип
N ATL RIDGE	28.03	-43.7	15	0	100	0	10	90	180	190	45	10	45	СБ
N ATL RIDGE	28.6	-43.5	15	0	100	0	10	90	180	190	45	10	45	СБ
N ATL RIDGE	25.39	-45.25	15	0	103	0	13	90	180	193	45	13	45	СБ
N ATL RIDGE	26.29	-44.46	15	0	266	0	176	90	180	356	45	176	45	СБ
N -ATL RIDGE	26.56	-44.61	12	1	279	3	189	87	24	12	44	187	46	СБ
N ATL RIDGE	28.57	-43.63	15	4	105	4	195	85	332	190	41	19	49	СБ
N ATL RIDGE	25.5	-45.26	15	1	295	8	205	82	31	33	45	197	46	СБ
N ATL RIDGE	28.57	-43.41	15	9	283	6	14	79	138	6	36	199	55	СБ
N ATL RIDGE	24.41	-46.23	15	8	268	10	359	78	141	347	38	187	53	СБ
N ATL RIDGE	27.1	-44.16	15	12	278	2	9	77	109	5	33	190	57	СБ
N ATL RIDGE	28.72	-43.21	15	6	319	13	50	75	204	34	40	241	53	СБ
N ATL RIDGE	24.35	-46.11	15	16	273	2	3	74	100	0	29	184	61	СБ
N ATL RIDGE	28.45	-43.39	15	15	284	12	17	70	145	356	32	204	61	СБ

N ATL RIDGE	26.64	-44.58	12	7	288	21	195	68	36	40	42	180	56	СБ
N ATL RIDGE	28.37	-43.5	15	10	290	21	24	67	176	356	39	218	58	СБ
N ATL RIDGE	25.58	-44.97	15	23	291	4	199	66	100	28	22	197	69	СБ
N ATL RIDGE	26.22	-44.39	15	23	287	17	25	60	148	346	27	211	70	СБ
диапазон	24-29	-43-46	15	0-26		0-25		60-90			22-45		45-70	

Таблица. 3

. Фрагмент каталога [1] зоны трансформного разлома С. Атлантического хребта.

Регион	широта	долгота	гл	PL1	Аз 1	PL 2	Аз 2	PL3	Аз 3	АзП1	УгП1	АзП2	УгП2	Тип
N ATLANTIC OCEAN	52.43	-32.07	15	0	232	90	180	0	142	277	90	7	90	СД
N ATLANTIC RIDGE	52.26	-31.3	15	0	230	90	180	0	140	275	90	5	90	СД
N MID-ATLANTIC RI	52.17	-30.06	12	5	232	81	357	7	141	277	81	186	89	СД
N ATLANTIC RIDGE	52	-29.76	15	9	232	77	101	9	323	7	77	98	89	СД
N ATLANTIC OCEAN	52.58	-32.49	15	10	49	75	277	11	141	185	75	275	90	СД
N ATLANTIC RIDGE	52.18	-29.82	15	17	234	73	57	1	324	10	77	278	78	СД
N ATLANTIC RIDGE	52.13	-29.54	15	15	234	70	14	12	141	277	71	8	88	СД
N ATLANTIC OCEAN	52.76	-33.78	15	7	50	67	303	22	142	184	70	278	80	СД
N ATLANTIC OCEAN	52.65	-33.6	15	13	48	64	291	23	143	183	65	277	83	СД
N ATLANTIC OCEAN	52.75	-31.63	15	21	227	62	91	18	324	6	62	275	88	СД
N ATLANTIC OCEAN	53.02	-34.31	15	11	226	61	338	26	130	271	63	176	80	СД
ДИАПАЗОН	52-53	29-34		0-21		61-90		0-26			62-90		78-90	

Таблица. 4.

Фрагмент каталога [1] для зоны Южного Ирана.

Регион	широта	долгота	гл	PL1	Аз 1	PL 2	Аз 2	PL3	Аз 3	АзП1	УгП1	АзП2	УгП2	Тип
S IRAN	28.39	53.86	15	88	1	0	92	2	182	272	43	92	47	ВБ
S IRAN	26.66	55.8	12	82	29	5	263	6	172	257	39	86	51	ВБ
S IRAN	27.61	56.4	33	79	282	11	99	1	189	290	45	88	47	ВБ
S IRAN	28.35	54.1	15	78	355	2	94	12	185	277	33	93	57	ВБ
S IRAN	27.09	56.15	33	78	94	10	239	7	330	70	39	231	52	ВБ
S IRAN	27.47	55.7	12	78	34	5	278	11	187	270	34	102	56	ВБ
S IRAN	27.52	53.38	33	77	235	7	113	11	22	103	35	298	56	ВБ
S IRAN	28.34	53.91	33	75	290	12	144	8	52	128	39	333	54	ВБ
S IRAN	28.01	56.18	18.3	74	28	8	270	14	178	257	32	94	59	ВБ
S IRAN	26.8	55.82	12	74	307	6	58	15	149	248	30	54	60	ВБ
S IRAN	27.43	55.62	12	71	16	4	276	19	184	268	26	97	64	ВБ
S IRAN	28.45	55.51	23	65	144	13	262	22	357	110	26	257	68	ВБ
S IRAN	27.64	55.65	15	65	18	17	247	17	151	217	31	75	64	ВБ
S IRAN	28.26	54.05	15	62	257	21	119	17	22	83	34	310	65	ВБ
S IRAN	26.7	55.59	14.6	62	96	28	281	2	190	254	49	124	53	ВБ
Диапазон	26-28	53-56	12-33	60-88		0-29		1-28			19-52		47-68	

Представленные в табл. 4-6 данные свидетельствуют о том, что предложенная классификация позволяет достаточно уверенно выделять кинематическим типы смещений. По результатам классификации получены карты и глубинные разрезы распределения кинематических типов смещений земного шара, обобщенный анализ которых представлен ниже.

В океанических зонах спрединга кинематические типы смещений представлены чередованием линейных участков сбросовых типов смещений в рифтовых зонах и сдвиговых типов смещений в соединяющих их зонах трансформных разломов. Зоны современного континентального рифтогенеза Африки, Байкала и Северного Китая могут рассматриваться в качестве современных новообразований зон спрединга, аналогичных первичным зонам спрединга единого континента Пангеи в теории плит. К новообразованиям зон спрединга также можно отнести прибрежную зону трансформного разлома Сан-Андреас и зоны сбросов западной окраины Северо - Американской плиты.

Океанические зоны субдукции на глубинных разрезах представлены небольшими по мощности погружающимися сейсмоактивными горизонтами океанической земной коры – сейсмофокальными зонами (СФЗ) с последовательно изменяющимся типом смещений по мере увеличения угла их наклона с глубиной. Сейсмофокальные зоны (СФЗ) характеризуются различными углами наклона. В большинстве случаев наблюдается последовательное увеличение углов наклона СФЗ по мере их погружения. На этом фоне выделяется наиболее обширная моноклинальная Камчатско-Курильско-Японская СФЗ с постоянными углами наклона близкими к 45^{o}.

В плановом распределении кинематических типов смещений сейсмофокальных зон отмечается их следующая последовательная зональность от океана к островной дуге: внешняя фронтальная линейная зона сбросов отмечается повсеместно по линии перегиба океанической коры к глубоководному желобу; сменяется зоной взбросов в очагах землетрясений земной коры островных дуг, расположенных над сейсмофокальной зоной (СФЗ); сменяется зоной взбросо-сдвигов и сбросо-сдвигов за островной дугой и далее зоной глубинных взрезов, сменяющихся зоной глубинных сбросов во фронте погружающейся плиты.

На южной окраине Евроазиатской плиты (ЕАП) выделяется сейсмоактивный Южно - Евразийский складчатый Пояс (ЮЕП), который является зоной сочленения Евроазиатской плиты с Китайской (КИП), Индийской (ИНП), Аравийской (АРП) и Африканской (АФП) литосферными плитами [5]. Южные плиты находятся на разных стадиях сочленения с Евроазиатской (ЕАП) плитой, что позволяет проследить последовательное развитие этого процесса на разных участках зоны сочленения.

На востоке ЮЕП наблюдается полное слияние Евроазиатской плиты с Китайской и Индийской плитами с образованием в шовной зоне системы складчатых структур Китая, Тибета и Памиро-Тянь-Шаня, представляющих собой область интенсивного сжатия и взбросово-сдвиговых смещений в очагах землетрясений.

Аравийская плита занимает промежуточное положение в системе сочленения плит. По ее северному и восточному фронту в условиях сжатия сформировались зоны складчатости Ирана и Турции со взбросо-сдвиговыми типами смещений, но еще сохраняются разъединенные замкнутые морские бассейны Персидского залива, Каспия и Черного морей. Северный фронт зоны сжатия прослеживается здесь по линейной зоне очагов землетрясений: Вранча, Северо - Черноморского континентального склона, Предкавказского прогиба и Срединного Каспия.

Процесс сочленение ЕАП с Африканской плитой находится в начальной стадии сближения плит, разделенных Средиземноморским бассейном, с корой океанического и переходного типа. На юго - западе здесь выделяется сейсмоактивная Северо - Африканская и Сицилийская линейная зона складчатости и коровых землетрясений взбросового типа. На ее восточном окончании расположена Сицилийская зона глубокофокусных землетрясений, по которой эта зона сочленяется с линейной Аппенинской зоной коровых землетрясений сбросового типа. В центре акватория выделяется Адриатическая линейная зона коровых землетрясений взбросового типа, которая завершается на юге сейсмофокальной зоной (СФЗ) глубокофокусных землетрясений взбросового типа о. Крит. Восточнее в Греции и западной Турции расположена система сближенных близпараллельных линейных зон коровых землетрясений сбросового типа. В центральной части Эгейского моря преобладают линейные системы очагов землетрясений со сдвиговым типом смещений, которые продолжаются на территории Турции зонами Анаталийских разломов с очагами землетрясений сдвигового типа. Системы сбросовых и сдвиговых структур Греции и Турции представляют собой сближенные и, вероятно деформированные зоны спрединга.

Учитывая последовательное закрытие зоны сочленения рассматриваемых литосферных плит, современное Средиземноморье можно рассматривать в качестве аналога начальных этапов замыкания праТетиса во фронте Аравийской, Индийской и Китайской плит, в тоже время, складчатые системы Кавказа, Загроса, Тибета и Памиро-Тянь-Шаня можно рассматривать в качестве близких аналогов будущих складчатых систем Западной Европы

при дальнейшем развитии процесса сочленения и объединения плит в единую литосферную плиту.

На современном этапе ось максимального сжатия Южно Евразийского Пояса (ЮЕП) проходит по меридиану 97^{o}E, зона складкообразования в зоне сочленения плит распространилась до Каспийского моря.

По северному и южному контуру ЮЕП прослеживаются две системы очагов, очаговых и сейсмофокальных зон глубоких землетрясений с h=35 - 350 км.

К северной сейсмофокальной зоне относятся: зона взбросов Вранча (Карпаты) с h=150 км, очаги Терско-Каспийского разлома северного Кавказа с h=80 км, зона сбросов Срединной ступени Каспия с h=80 км, зона взбросов Предкопетдагского разлома с h=45 км и единичные взбросы Северного Тянь-Шаня с h=45 км.

К южной сейсмофокальной зоне относятся сейсмофокальные зоны Италии, Сицилии с h =400 км и Критская СФЗ с h=350 км, СФЗ южной Турции, СФЗ Загроса (Иран) с h=110 км, СФЗ Южного Ирана с h=80 км, Афганская СФЗ с h=250 км, Памирская сейсмофокальная зона взбросо - сдвигов с h=100 - 250 км, Гималайская зона редких глубоких землетрясений с h=80 км, сейсмофокальная зона взбросо-сдвигов Бирмы с h=80 км, сочленяющейся на южном окончании с океанической сейсмофокальной зоной Северной Суматры.

В процессе дальнейшего сближения и слияния литосферных плит предполагается развитие, как северной, так и южной сейсмофокальных зон Южно – Евразийского Пояса.

Восточная зона Южно Евразийского складчатого Пояса характеризуется сформировавшейся консолидированной земной корой. В пределах зоны преобладают напряжения близгоризонтального и субмеридианального сжатия с преимущественно взбросо – сдвиговыми смещениями в очагах землетрясений. Максимальная сейсмическая активность проявляется в зоне сочленения ЮЕП с Индийской плитой. В этой зоне особо выделяется региональная структура высокогорной области Тибет, с верхнекоровой сейсмической активностью, и смещениями в очагах землетрясений преимущественно сбросового, сбросо – сдвигового и сдвигового типа, что вероятно обусловлено сводовым растяжением этого высокогорного поднятия.

Западная зона ЮЕП представлена сочетанием океанической и переходной земной коры Средиземноморья. В ее центральной части преобладают региональные напряжения близгоризонтального растяжения с преобладающими смещениями в очагах землетрясений типа сбросов, сбросо-сдвигов и сдвигов. Здесь выделяется две линейные локальные зоны сжатия и взбросовых типов смещений: фронтальная зона Африканской плиты, смещающаяся в северном направлении, и южная фронтальная зона Евразийской плиты, смещающаяся на юг в Адриатическо – Критской сейсмофокальной зоне.

Анализ структурных зон ЮЕП свидетельствует о длительном процессе последовательного сочленения Евразийской литосферной плиты с Индийской, Аравийской и Африканской плитами. По данным GPS современное перемещение плит происходит в северо-восточном направлении со скоростями 3-4 см/год, при общем дугообразном направлении перемещении литосферных плит к центру Тихоокеанской плиты [5]. Объединение рассматриваемых плит в единую Евразийскую литосферную плиту происходит в результате раздвижения этих плит на севере в Арктической линейной зоне спрединга и на юге в Антарктической кольцевой зоне спрединга. Из сопоставления сейсмической и геодинамической активности этих зон следует, что Антарктическая плита, являющаяся единственной стабильной в системе перемещающихся литосферных плит, окружена замкнутой кольцевой зоной спрединга, определяющей радиальное одностороннее перемещение окружающих ее литосферных плит к северу, что вероятно и определило закрытие зоны спрединга океана Палеотетис на уровне перемещающейся океанической коры. В тоже время восходящий мантийный поток должен был существовать гораздо более длительное время, что, вероятно и проявилось в этой зоне образованием высокогорных поднятий Тибета, Памира и Тянь-Шаня, в результате внедрения мантийных диапиров.

В геологическом времени наблюдалось последовательное разрастание Евразийской литосферной плиты, продолжающееся в современную эпоху формированием единой Евразийско-Индийско-Аравийско-Африканской литосферной плиты. Обширное восточное

островодужное обрамление Евразийской плиты позволяет предполагать ее дальнейшее разрастание и соединение с Австралийской плитой в процессе заполнения осадками задуговых бассейнов и формирования окраинных миогеосинклиналей. Низкая и вероятно затухающая современная сейсмическая и геодинамическая активность Арктической зоны спрединга позволяет прогнозировать его постепенное отмирание и сочленение Евразийской плиты с Северо-Американской плитой с последующим замыканием Карибского бассейна по Средиземноморской модели и присоединением Южно Американской плиты. В случае реализации этих прогнозируемых процессов на Земле может сформироваться симметричная устойчивая полярная система литосферных плит с Евразийско-Американским материком на севере и Антарктидой на юге.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Каталоги механизмов очагов землетрясений 1977-1992, 1993-2007 гг. http://www.globalcmt.org/CMTsearch.html
2. Документ NGA, апрель 2005 http://www.globalcmt.org/CMTsearch.htmlBarth, J.
3. Документ NGA, Reinecker and O. Heidbach World Stress Map Project, 2008. Stress derivation from earthquake focal mechanisms http://peer.berkeley.edu/nga/documentation.htm
4. В.В.Степанов. Кинематическая классификация механизмов очагов землетрясений. Тезисы докладов на тектонофизической конференции, посвященной 40-летию лаборатории тектонофизики ИФЗ РАН, 2009.
5. Карта движения литосферных плит http://seismos-u.ifz.ru/geodynam.htm.

УДК 622.235.5

РИЗИК ТА НАПРУЖЕНИЙ СТАН ЗСУВНИХ ҐРУНТІВ В УМОВАХ СЕЙСМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Калюх Т.Ю., здобувач, Бойко В.В., док. техн. наук, зав. відд., Інститут гідромеханіки НАН України, вул. Желябова 8/4, Київ, kalyukh2002@rambler.ru, м.т. 0678912808

Калюх Ю.І., док. техн. наук, зав. лаб., Хавкин О.К., к.т.н., зав. відд., Хавкин К.А., інж., державне підприємство "Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій", вул. Івана Клименко 5/2, м. Київ, kalyukh2002@rambler.ru, м.т. 0678912808

Трофимчук О.М., док. техн. наук, заст. дир. з наукової роботи, Берчун В.П., пров. інж., Інститут телекомунікацій і глобального інформаційного простору НАН України, Чоколовський бульв. 13, м. Київ, kalyukh2002@rambler.ru, м.т. 0678912808

Робота присвячена розробці і апробації прикладної методики розрахунку напруженого стану (НС) зсувних масивів та ризику їх зрушення у часі в умовах сейсмічних навантажень.

Більш 90% території України мають складні ґрунтові умови, не прогнозовані зміни визначальних стан ґрунтів техногенних і природно-геологічних чинників можуть привести до небезпечних деформаційних процесів, що завершуються аваріями і катастрофами. З них - зсувні за об’ємом завданого збитку займають в Україні перше місце, а у світі - друге, поступаючись тільки землетрусам. Особливої активності зсувних процесів зазнали Карпатський регіон, узбережжя Чорного та Азовського морів, правобережжя Дніпра та ін.; загалом на території України виявлено близько 23 тис. зсувів. Зсувні, підроблювальні, сейсмо- карсто- і суфозійнонебезпечні території з особливими властивостями об’єднує постійно існуюча небезпека непередбачуваного розвитку деформаційних та руйнівних процесів. Тому будівлі й споруди тут розраховують з урахуванням подальшої негативної дії ґрунтових процесів, які виникають при несприятливому збігу техногенних і природних чинників впливу. Зміна цих чинників відбувається незалежно один від одного, тому можливість виникнення процесів, які пошкоджують та руйнують споруди, відбувається за законами випадкових подій, і її можна визначити лише ймовірнісними методами за допомогою теорії ризику. Оцінка ступеню небезпеки за допомогою теорії ризику на ділянках

найбільш важливих об'єктів дає змогу доцільно розподіляти наявні кошти на попередження найвірогідніших аварій з найбільш тяжкими наслідками.

Виходячи з викладеного, актуальним науковим завданням є вивчення НС зсувних масивів та ризику їх зрушення у часі в умовах дії сейсмічних навантажень, ґрунтуючись на прикладних методах розрахунку.

Експериментально кількісна величина ризику найточніше може бути визначена тільки на основі обробки статистичними методами великого числа спостережень за динамікою зсувів. Величина ризику залежить від багатьох чинників. Як правило, підвищення величини ризику призводить до зниження витрат на зміцнення укосу. Але в той же час це підвищення може спричинити втрату стійкості в короткий термін. Визначення величини ризику, що приймається, є дуже відповідальним завданням, яке може бути правильно вирішене тільки шляхом глибокого статистичного аналізу.

Поняття "*ризик*" для зсувонебезпечних схилів характеризуватимемо величиною статистичної вірогідності того, що укіс при N+1-ій зміні цього критерію втратить стійкість, хоча при N змінах цього параметра схил залишається стійким. Стосовно схилів величина ризику може бути встановлена для кожного випадку з урахуванням терміну експлуатації, загальної стійкості схилу та інших факторів. Часто для оцінки ризику приймається частота виникнення руйнування, тобто число випадків руйнування схилу в рік [1]. Теорія ризику застосовується також до завдання про визначення стійкості природних схилів, яка є одним з найбільш важких в механіці ґрунтів. Проте методи кількісної оцінки початкових даних для вирішення цього завдання недостатньо розроблені оскільки по суті завдання є динамічним, так як при русі зсуву виникають сили інерції.

Як відомо, початкові умови, при яких виникає процес втрати стійкості схилу, залежать від ряду випадкових чинників, тому доречно використовувати для вирішення завдання про вибір і розміщення захисних споруд статистичну теорію ризику. В роботі [2] розроблено спосіб оцінки динамічної стійкості укосу із застосуванням методу кінцевих елементів. У роботі [1] теорія збалансованого ризику використовується для розрахунку стійкості укосу і розрахунку протизсувних споруд для захисту від зсувів. В основу методу покладено статистично обґрунтований неминучий ризик, якому піддається схил в цих умовах. Для оцінки міри ризику встановлюється відрізок часу, впродовж якого має бути забезпечена стійкість укосу. Другим чинником є категорія схилу, яка встановлюється залежно від величини очікуваних витрат на відновлення тих руйнувань, які можуть статися в результаті.

В основу алгоритму визначення ризику зсувонебезпечного схилу покладена концепція про те, що будь-який зсувонебезпечний схил, чи конструкція в процесі експлуатації неминуче піддаються ризику і якщо цей ризик занадто великий, то схил може зрушиться, а конструкція може бути зруйнована. Для обчислення ризику необхідно скласти правильний прогноз чинників які істотно впливають на поведінку зсувонебезпечних схилів, чи роботу конструкцій. Для цього необхідно:

1) правильно прогнозувати параметри зовнішніх сил;

2) визначити статичні і динамічні властивості ґрунту, матеріалу конструкції;

3) вибрати розрахункову схему зсуву, конструкції, аналітичний та чисельний методи розрахунку;

4) оцінити реакцію зсувонебезпечного схилу, конструкції на варійовані зовнішні сили;

5) зробити аналіз НС зсувонебезпечного схилу, розрахувати ризик з урахуванням встановленого терміну експлуатації протизсувних споруд, будівель і споруд.

Кожна з вказаних операцій характеризується своєю вірогідністю виникнення. Загальна вірогідність стану об'єкту дослідження залежить від вірогідності результатів виконання усіх операцій, тому необхідно вибрати для розрахунків відповідну імовірнісну модель.

Квінтесенція визначення ризику полягає в наступному: *вивчення і екстраполяція подій минулого для кожного конкретного випадку*. Очікувані виводи або можливі збитки як результат вичисленого і прийнятого ризику можуть бути визначені тільки з відомою мірою невизначеності. Зважаючи на це, підвищення точності чисельно-аналітичних розрахунків при обчисленні величини ризику дозволяє зменшити цю невизначеність. Таким чином,

приймаючи теоретичні передумови для оцінки ризику, слід враховувати що ці теоретичні передумови містять елементи ризику. До них можна віднести:

1) ризик, пов'язаний з можливістю настання очікуваних подій або появою несподіваних подій;

2) ризик, що виникає від можливої зміни системи попередніх оцінок;

3) ризик пов'язаний з мірою надійності інформації, на якій базується попередня оцінка величини ризику.

Отже, теоретичні передумови (початкові дані) для розрахунку ризику мають бути особливо ретельно обґрунтовані і перевірені відповідно до прийнятого методу обчислення ризику.

Узагальнені зрушуючи сили (зовнішні сили) S і узагальнений опір R зсуву розглядаємо як випадкові величини, які мають нормальні функції розподілу вірогідності. При цьому S і R мають бути виражені в однакових одиницях виміру. Граничний стан зсуву характеризується умовою $R < S$, або $R - S < 0$.

Випадкова величина $m = R - S$ може розглядатися як область, що характеризує ризик. Ризик p відповідає граничному стану конструкції і обчислюється як вірогідність різниці $R - S = m > 0$ (рис. 1.):

$$p\{(\breve{R} - \breve{S}) > 0\} = p\{\breve{m} > 0\} = 1 - p\{\breve{m} < 0\} = 1 - \Phi[(0 - \breve{m}) - \sigma_m)]$$

$$risk = \Phi\left(-\frac{\breve{m}}{\sigma_m}\right)$$

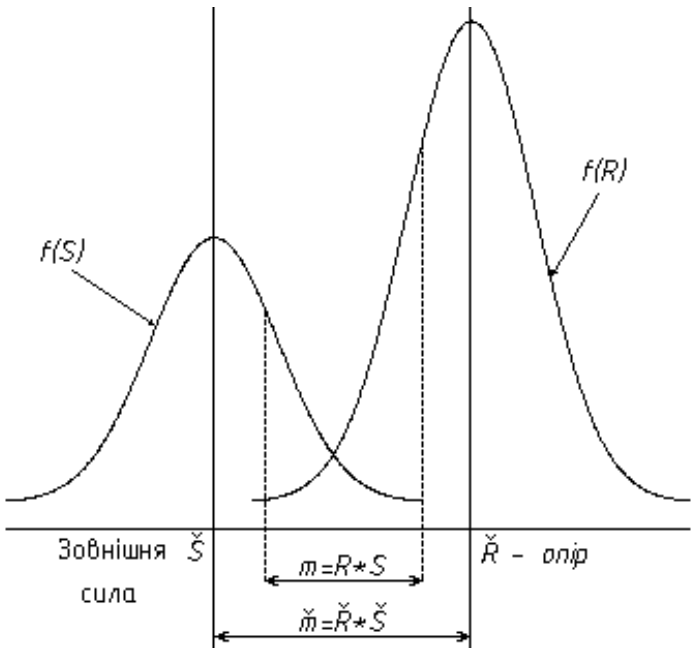


Рис. 1. Геометричний сенс ризику.

Підсумковий алгоритм обчислення ризику настання несприятливої події можна покроково формалізувати:

Крок 1. Узагальнений опір $\breve{R}$ і зрушуючи сили $\breve{S}$ мають бути описані за допомогою однакових величин. Величину $\breve{R}$ обчислюємо з використанням методів будівельної механіки для кожного граничного стану.

Крок 2. Статистичні дані мають бути отримані для усіх змінних, які використовуються в розрахунках. Статистичні параметри $\breve{R}$, σ_R, $\breve{S}$, σ_S, $\breve{m}$ і σ_m встановлюють для кожного граничного стану.

Крок 3. Узагальнені значення параметрів зовнішнього навантаження $\overset{\vee}{S}$ і σ_S вводять в розрахунок на основі діючих норм або визначають експериментальним шляхом.

Крок 4. Значення ризику p, вичислене по приведених вище формулах, порівнюють зі значеннями ризику, приведеними в роботі [1]:

якщо ризик p виявився занадто великим, перевіряють розрахункові параметри, коригують початкові дані і так далі для зниження величини p. Потім переходять до кроку 1.

якщо ризик p виявився прийнятним, переходять до кроку 5.

Крок 5. Закінчення розрахунків.

Виконано розрахунок зсувного схилу з урахуванням ризику його зрушення на місці розташування протизсувної споруди № 1 на території будівництва спортивно-оздоровчого центру "Єдність" в смт. Гурзуф. Розрахунки стійкості схилу виконані за програмою *LandSlip* по методу професора Г. М. Шахунянца з урахуванням сейсмічності 8 балів. Для розрахунку стійкості показники міцністних властивостей ґрунтів були вибрані за результатами лабораторних досліджень зразків ґрунтів ИГЭ-2 і ИГЭ-3 за схемою, що моделює зсувні зміщення по ослаблених зонах ("плашка по плашці" зі змоченою поверхнею) φ_I=10°, питоме зчеплення c_I=0,001 МПа [3]. Міцністні характеристики ґрунтів прийняті: для ИГЭ-2 γ_I = 2,09 т/м^3, φ_I = 18º, питоме зчеплення c_I=0,005 МПа; ИГЭ-3 γ_I =2210 кг/м^3, φ_I = 17º, питоме зчеплення c_I = 0,0077 МПа. Середня потужність зсувної товщі складає близько 8,0-11,0 м, а кути нахилу площини ковзання α=5° і поверхні ґрунту β=8°. Значення нормативного коефіцієнта стійкості $K_{стн}$ набуте, як для захисних споруд другої міри відповідальності $K_{стн}$ =1,15.

Результати розрахунків стійкості і зсувних тисків для розрізу 6-6 зведені в таблицю 1.

Таблиця 1

Ризик, коефіцієнти стійкості і зсувні тиски на споруду

Розріз	Площина ковзання	$K_{ст}$	*risk*	$E_{оп}$ тс/м
6-6	У природному стані			
	АВ	1,012	0,7 в рік	71,3
	При плануванні			
	АВ	1,019	0,6 в рік	63,0
	АО	1,343	0,06 в рік	-
	БВ	1,103	0,15 в рік	24,48

Розрахунки стійкості природного схилу в районі будівництва спортивно-оздоровчого центру "Єдність" в смт. Гурзуф показали, що він не має необхідного запасу стійкості (по СНиП 2.01.15-90) [4] рис. 2.

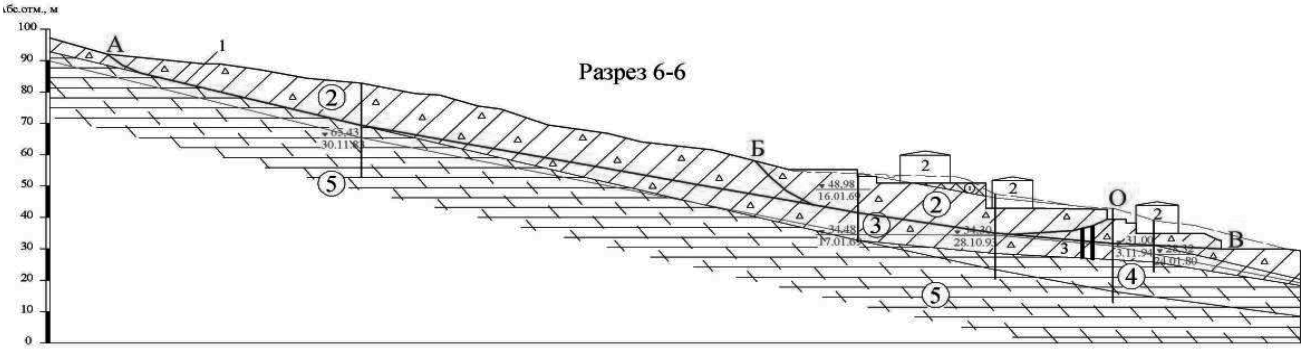


Рис 2. Протизсувна споруда №1 в смт. Гурзуф: 1 – площина ковзання; 2 – будівля; 3 – утримуючий елемент (паля-шпонка) [3]. Розріз 6-6.

Коефіцієнти стійкості складають: $K_{уст}$ = 1,008 в природному стані схилу, $K_{уст}$ = 1,019 з урахуванням планування. При проектованій забудові зсувний тиск, який доводиться на споруду з урахуванням сейсмічного навантаження має значення $E_{оп}$=63 тс/м. Розрахункова

площина АО, що проходить над проектованою протизсувною спорудою має достатній коефіцієнт стійкості $K_{уст}$ = 1,343. Це свідчить про відповідність $K_{уст}$ із запасом нормативному значенню коефіцієнта стійкості $K_{устн}$ як для захисних споруджень другої міри відповідальності ($K_{устн}$ =1,15), а також неможливості переповзання зсувних мас через протизсувну споруду, виконану у вигляді паль-шпонок. Результати розрахунків були використані при проектуванні протизсувної споруди на території будівництва спортивно-оздоровчого центру "Єдність" в пгт. Гурзуф.

ВИСНОВКИ

Таким чином, хоча в коефіцієнтах стійкості схилу різниця й була невелика, теорія ризику вказує на те, що маючи значення ризику для схилу можна точніше прогнозувати можливі поверхні його обвалення. Як правило, підвищення ризику призводить до зниження витрат на заходи по зміцненню схилу, що може спричинити виникнення зсуву через коротший інтервал часу. Для окремих ділянок схилу очікуваний ризик буде різним. Щоб отримати однаковий ризик слід розподілити штучні укріплення схилу за оптимальною схемою з урахуванням технічних і економічних показників споруд. Для цього складається цільова функція і чисельними методами оптимізації, визначаються необхідні витрати на роботи по зміцненню схилу.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Синицын А. П. Расчет конструкций на основе теории риска / А. П. Синицын. - М.: Стройиздат, 1985. - 304 с.
2. Синицын А. П. Динамическая устойчивость откосов / А. П. Синицын // Тр. VI Европейской конференции по механике грунтов. - Вена, 1976. - С. 28-36.
3. Сільченко К. В. Робота утримувальної протизсувної споруди у вигляді паль-шпонок / К. В. Сільченко. – Рукопис. Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.02 – основи і фундаменти. – Державне підприємство "Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій" Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. – Київ, 2010. Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. Шифр **0411U000023**.
4. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования. СНиП 2.01.15-90 - [Действительный 1992-01-01]. Режим доступа: http://www.vashdom.ru /snip/ 20115-90/– (Нормативный документ России).

УДК 550.34:551.24(477)

РЕЗУЛЬТАТЫ ДЕТАЛЬНЫХ ГЕОЛОГО-СТРУКТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЛЯ УТОЧНЕНИЯ СЕЙСМИЧЕСКОЙ ОПАСНОСТИ ДНЕПРОВСКОЙ ГЭС

Ю.М.Вольфман, ***зав. отделом, канд. геол.-мин. наук,*** **А.М.Скляр,** ***науч. сотрудник,***
В.А.Королев, ***науч. сотрудник,*** **Е.Я.Колесникова,** ***инженер,*** **А.М.Останин,** ***вед. инженер***
Институт геофизики им. С.И. Субботина Национальной академии наук Украины,
Отдел сейсмологии, Симферополь, e-mail: seism.volf@gmail.com
В.Г.Верховцев, ***зав. отделом, доктор геол. наук, Институт геохимии окружающей среды Национальной академии наук и МЧС Украины, Киев***

В процессе исследований выявлены и охарактеризованы зоны тектонических нарушений в районе размещения Днепровской ГЭС, оценено их влияние на изменение интенсивности сейсмических воздействий.

Крупные гидротехнические сооружения относятся к категории особо ответственных объектов, разрушение которых может повлечь тяжелые социально-экономические и экологические последствия. К числу факторов, представляющих потенциальную угрозу для сооружений каскада Днепровских ГЭС (возведенных, в соответствии с нормативной базой

своего времени, без применения антисейсмических мероприятий), относятся сейсмические воздействия тектонической и техногенно-индуцированной природы, а также тектонические нарушения, пересекающие территорию расположения объектов и проявляющие активность на современном этапе. В связи с этим актуальным является вопрос о геодинамических условиях и сейсмической опасности одного из самых старых сооружений каскада - плотины Днепровской ГЭС (г. Запорожье), находящейся в сложных структурно-геологических условиях.

Невозможность непосредственного обследования грунтового основания тела плотины обусловила необходимость существенного расширения границ обследуемого участка с экстраполяцией в его пределы результатов изучения наиболее близко расположенных разрывных структур или их системных аналогов. В состав работ входили: тектонофизические исследования - с целью выявления, параметризации и структурно-кинематической идентификации зон тектонических нарушений; инструментальные сейсмологические исследования - с целью оценки влияния этих нарушений на интенсивность сейсмических воздействий.

В тектоническом отношении Днепровский гидроузел расположен в центре Запорожского блока Украинского щита (УЩ), ограниченного Дерезоватским и Малоекатериновским межблоковыми разломами и осложненного Девладовским и Конкским внутриблоковыми разломами (рис.1). Время заложения зон разломов – от архея до позднего протерозоя; некоторые из них неоднократно подвергались активизации, в том числе – новейшей.

В сейсмическом отношении основную опасность для Днепровской ГЭС представляют: разрушительные подкоровые землетрясения очаговой зоны Вранча, коровые землетрясения Крымско-Черноморской сейсмоактивной области, «местные» землетрясения, происходящие в пределах УЩ. Наиболее опасными являются землетрясения очаговой зоны Вранча: только за последние 70 лет интенсивность 4-х из них (1940, 1977, 1986 и 1990 гг.) в районе Днепровской ГЭС достигала 4÷5 баллов по шкале ***MSK-64*** [1 и др]. Менее интенсивное воздействие оказывают землетрясения Крымско-Черноморского региона. Последнее сильное из них (11.09.1927 г., M_w = 6,9), вызвавшее значительные разрушения на Южном берегу Крыма, ощущалось в Запорожье с интенсивностью 3÷4 балла. Сейсмическая опасность, обусловленная «местными» землетрясениями, является наименее изученной, поскольку ощутимые землетрясения происходят в регионе сравнительно редко. Магнитуды известных землетрясений в пределах УЩ достигали значений M = 3,5÷4,0; их очаги располагались на небольших глубинах (5÷15 км), а интенсивность сотрясений быстро угасала с увеличением эпицентрального расстояния. В соответствии с [2], потенциально сейсмоопасными для исследуемого района являются разломы: Чартомлыкский, Девладовский, Орехово-Павлоградский и Конкский, расположенные на расстоянии 35÷130 км от Днепровской ГЭС. При возникновении в их пределах землетрясений с прогнозируемой магнитудой M = 4,0 и глубиной очага H = 10 км, интенсивность сотрясений в рассматриваемом районе не превысит 5 баллов. Также существует опасность возникновения техногенных землетрясений, обусловленных заполнением водохранилища и работой ГЭС; по прогнозным оценкам, их магнитуда не превысит максимальной магнитуды «местного» тектонического землетрясения ($M \leq 4$).

Для особо ответственных объектов рассчитываются два уровня сейсмических воздействий: от проектного землетрясения (***ПЗ***) с периодом повторяемости T = 500 лет (сейсмический риск P = 10%) и от максимального расчетного землетрясения (***МРЗ***) с T = 5000 лет (P = 1%). Прогнозные оценки сейсмических воздействий на территорию Днепровской ГЭС для разных периодов повторяемости (по [2]) приведены в таблице. Значения ***ПЗ*** и ***МРЗ*** относятся к грунтам ***II категории*** по сейсмическим свойствам. Поскольку основанием плотины Днепровской ГЭС служат скальные породы (граниты, гранито-гнейсы), относящиеся к ***I категории***, прогнозные значения ***ПЗ*** и ***МРЗ*** должны быть уменьшены на 1 балл [3].

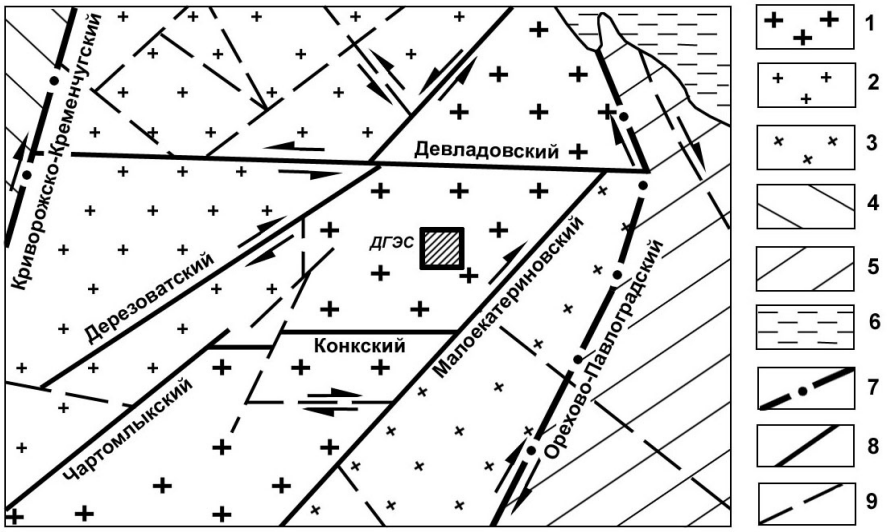


Рис. 1. Тектоническая схема района размещения Днепровской ГЭС.
***Условные обозначения: 1-3* – блоки Среднеприднепровского гранитно-гнейсового мегаблока УЩ: *1* – Запорожский, *2* – Днепропетровский, *3* – Васильевский; *4-5* – мегаблоки УЩ, смежные со Среднеприднепровским мегаблоком: *4* – Кировоградский, *5* – Приазовский; *6* – краевая зона Днепровско-Донецкой впадины; *7-9* – зоны тектонических нарушений УЩ: *7* – разделяющие мегаблоки, *8* – межблоковые, *9* – внутриблоковые (стрелки - перемещения блоков земной коры в архее-протерозое); *ДГЭС* – местоположение участка работ.**

Таблица.

Прогнозные оценки сейсмических воздействий на территорию Днепровской ГЭС для разных периодов повторяемости

Период повторяемости, ***T*** (год)	Максимальная расчетная интенсивность I_0 (в баллах шкалы ***MSK-64***)	Вероятность превышения максимальной интенсивности в течение 50 лет, ***P*** (%)	Примечание
100	4,1	39,5	
500	4,9	10	***ПЗ***
1000	5,2	5	
5000	6,0	1	***МРЗ***
10000	6,0	1	

Таким образом, расчетные значения сейсмических воздействий для плотины Днепровской ГЭС с учетом локальных инженерно-геологических условий составляют: для ***ПЗ*** (***T*** = 500 лет, ***P*** = 10%) I_0 = 3,9 балла по шкале ***MSK-64***; для ***МРЗ*** (***T*** = 5000 лет, ***P*** = 1%) I_0 = 5,0 баллов.

Основой полевых геолого-структурных и тектонофизических исследований послужила карта активных на новейшем этапе развития линейных структур, составленная по результатам морфометрических исследований и дешифрирования аэрокосмоматериалов. Согласно карте, в пределах изучаемой территории доминируют ортогональная (азимуты простирания 0˚ и 90˚) и диагональная (40÷45˚, 310÷315˚) системы линеаментов (рис.2). К разряду «угнетенных» отнесена линеаментная зона *ВСВ* простирания (№11), обусловившая положение русла Старого Днепра и линейные очертания его скалистых берегов, названная нами Стародніпровской.

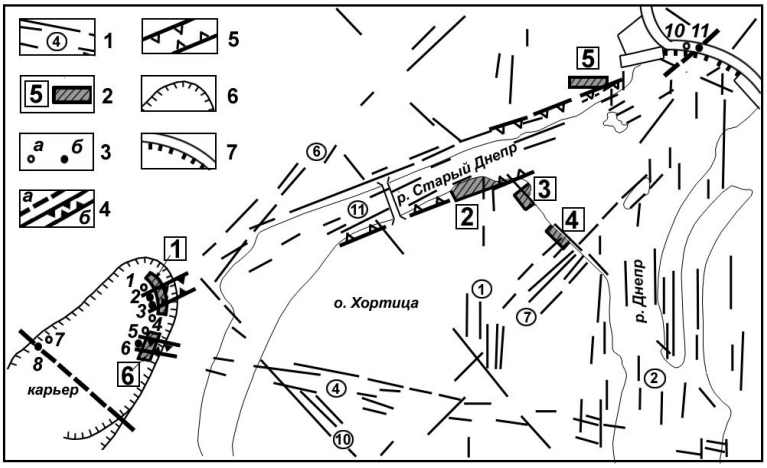


Рис. 2. Схема размещения пунктов тектонофизических и сейсмологических наблюдений в районе Днепровской ГЭС. *Условные обозначения*: *1* – зоны линеаментов и их номера; *2* – пункты тектонофизических наблюдений (*птн*) и их номера; *3* – пункты инструментальных сейсмологических наблюдений (*псн*) и их номера: *а* – в пределах зон тектонических нарушений, *б* – в относительно ненарушенных породах (эталонные); *4* – изученные разломно-трещинные зоны: *а* – внемасштабные, *б* – в масштабе схемы; *5* – границы Староднепровской разломной зоны; *6* – гранитный карьер; *7* – плотина Днепровской ГЭС.

В ходе полевых работ были обследованы разломно-трещинные зоны в гранитном карьере, расположенном на правом берегу Старого Днепра на удалении около 3,5 км от плотины (***птн*** №1 и №6), скальные выходы гранитов на о. Хортица (***птн*** №№2-4) и на территории станции - у машинного зала ДнепроГЭС-1 – ***птн*** №5 (рис.2).

В общих чертах структурные особенности территории характеризует сводная стереограмма полюсов тектонических трещин (рис.3), показывающая высокую избирательность направлений разрывообразования: контрастные аномалии (более 60% полюсов разрывов) отражают доминирующее развитие структур *СВ* (38%) и субширотной (22%) ориентировок. Первая аномалия характеризует совокупность полигенетических (с точки зрения кинематических обстановок их формирования) тектонических трещин в широком диапазоне азимутов простираний (20˚÷60˚, максимум – 35˚). Субширотные структуры сконцентрированы в относительно узком интервале простираний (265˚÷285˚, максимум – 280˚) и относятся к одному структурно-кинематическому парагенезису (СКП). Преобладание крутопадающих (с углами ≥70°) трещин свидетельствует о доминирующей роли сдвиговых деформационных режимов, обусловленных обстановками субгоризонтального сжатия-растяжения. В этих условиях формируются сдвиговые или с преобладающей сдвиговой составляющей нарушения – сдвиги, сбросо- и взбросо-сдвиги. Ориентировки крутопадающих тектонических разрывов по пунктам наблюдений приведены на рис.4.

По ориентировке максимумов трещиноватости в ***птн*** №№ 1,2 и 5 (рис.4, диагр. 1,2,5), расположенных в пределах линеаментной зоны №11, последняя уверенно идентифицируется как разломно-трещинная зона, за которой логично сохранить название Староднепровской. В карьере (***птн*** №1) она выражена системой сближенных субвертикальных, относительно прямолинейных протяженных трещин в интервале шириной 30÷35 м. Некоторые из них являются ограничением субпараллельных обводненных зон дробления мощностью до 1÷1,5 м с широким развитием вторичных изменений (окварцевание, обохренность, хлоритизация) и жилами кварца. На поверхностях некоторых трещин зафиксированы зеркала скольжения – преимущественно правые сдвиги субширотного, *ВСВ* и *СВ* простираний и левые сдвиги и сбросо-сдвиги *ЗСЗ* ориентировки – 290˚÷300˚ (рис.5, ***а***,***б***).

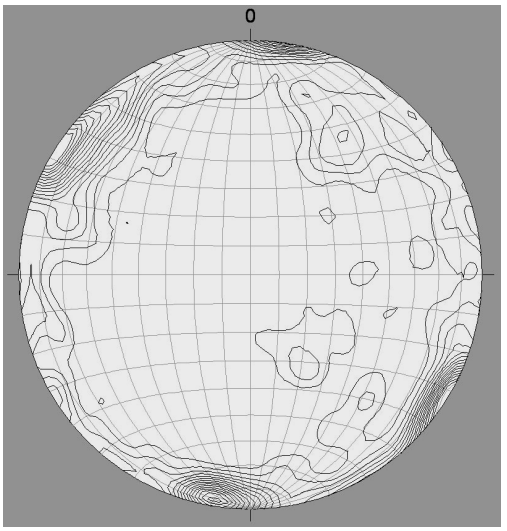


Рис. 3. Сводная стереограмма (верхняя полусфера) тектонической трещиноватости (651 замер). Изолинии плотности полюсов трещин: 0.5, 1.0, 1.5 … % (полюс трещины – точка пересечения верхней полусферы перпендикуляром, восстановленным из центра сферы к плоскости трещины, проходящей через центр сферы).

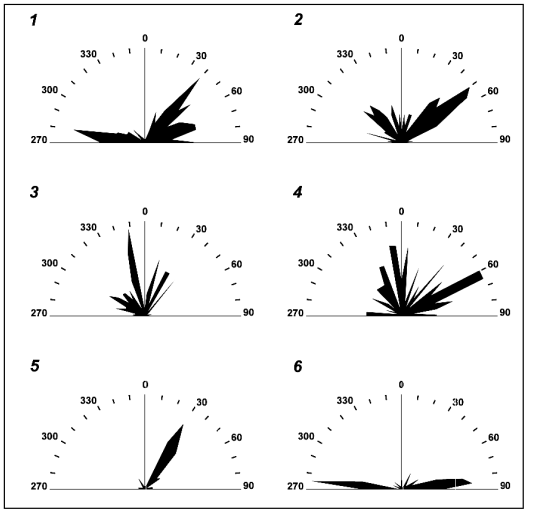


Рис. 4. Розы-диаграммы ориентировок тектонических трещин с углами падения ≥ 70˚ (номера диаграмм соответствуют номерам *птн* на рис. 2).

Староднепровская зона отчетливо проявляется по преобладающим ориентировкам тектонической трещиноватости и на левом берегу Старого Днепра, формируя очертания береговых обрывов о. Хортица (рис.2, ***птн*** №2). Концентрированные максимумы простираний трещин согласуются с максимумами в ***птн*** №1: наиболее выражено общее *ВСВ* направление Староднепровской зоны (28% замеренных трещин с простиранием 50˚÷65˚, максимум – на 50˚÷55˚); структуры *СВ* ориентировки (30˚÷40˚) составляют 16% (рис.4, диагр.2). Менее интенсивно проявлены трещинные структуры *СЗ* и субмеридионального простираний; тектонические разрывы субширотного или близкого к нему направлений практически отсутствуют. По-видимому, тектоническая трещиноватость в ***птн*** №2 характеризует южный фланг Староднепровской зоны, поскольку в ***птн*** №3 и №4, расположенных в непосредственной близости (рис.2), характер ориентировок совершенно иной. Здесь доминируют субмеридиональные и близкие к ним по простиранию тектонические разрывы (рис.4, диагр.3,4). Структуры *ВСВ* ориентировки, проявившиеся в ***птн*** №4, соответствуют иной линеаментной зоне - № 7 (максимумы на 40˚ и 60˚÷65˚). Таким образом, *ВЮВ* граница Староднепровской зоны находится на о. Хортица между ***птн*** №№ 2 и 3, а в гранитном карьере – между ***птн*** №№ 1 и 6. В качестве северного краевого фрагмента Староднепровской зоны можно рассматривать проявление интенсивной тектонической трещиноватости в коренных обнажениях гранитов в непосредственной близости от машзала ДнепроГЭС-1 (рис.2, ***птн*** №5). Ориентировки трещин в этом пункте составляют 25˚÷40˚ с максимумом =30˚ (рис.4, диагр.5).

О наличии разрывных нарушений в основании плотины, согласующихся с положением Староднепровской разломно-трещинной зоны, было известно с момента ее возведения. Основной шов разлома был прослежен в 180 м от западного края плотины в виде 3-х сближенных крутопадающих зон дробления *СВ* простирания мощностью от 2÷3 до 6 м каждая. Зоны сложены интенсивно трещиноватыми, сильно выветрелыми гранитами; отмечены сильное выщелачивание, кавернозность, по трещинам – хлоритизация. Аналогичная, но менее выраженная зона тектонического нарушения, была зафиксирована вблизи восточного края плотины. К обеим зонам приурочены переуглубления дна реки, подтоки глубинных вод повышенной минерализации и выходы газа [4].

Отчетливое структурное выражение имеет и линеаментная зона №4. Она зафиксирована в восточном борту гранитного карьера (рис.2, ***птн*** №6) в виде разломно-трещинной зоны

шириной 10÷12 м, представляющей собой систему сближенных параллельных, прямолинейных, преимущественно субвертикальных трещин широтного простирания. Диапазон ориентировок трещин относительно узок – 75˚÷100˚ (280˚), при этом четко обосабливаются два максимума в направлениях 80˚÷85˚ и 275˚ (рис.4, диагр.6), составляющих, соответственно, 36% и 39% от общего количества замеренных разрывов. Аналогичная система трещин образует обособленный максимум также в ***птн*** №1, где тектонические разрывы субширотной ориентировки (280˚) составляют ~25%. Это позволяет полагать, что зона динамического влияния разломной структуры, соответствующей линеаментной зоне №4, значительно шире, чем показано на рис. 2.

Таким образом, наиболее структурно выраженным дизъюнктивным элементом исследуемой территории, пересекающим основание плотины Днепровской ГЭС, является Староднепровская разломно-трещинная зона, выделенная по ряду прямых и косвенных признаков: а - по наличию зон дробления *СВ* ориентировки, вскрытых как в основании плотины, так и в гранитном карьере (***птн*** №1); б - по максимумам тектонической трещиноватости *ВСВ* и *СВ* простирания в ***птн*** №№1,2 и 5 и отсутствию признаков этой системы в других пунктах; в - по геоморфологическим критериям - в виде линеаментной зоны №11, в пределах которой локализованы вышеперечисленные структурные элементы.

Применение тектонофизических методов позволило реконструировать обстановки разрывообразования и условия, в которых происходили вторичные смещения вдоль существующих разрывов с возникновением зеркал скольжения. Анализ ориентировок тектонических трещин и вторичных смещений свидетельствуют о доминирующей роли на изучаемой территории сдвиговых деформационных режимов, обусловленных обстановками субгоризонтального сжатия-растяжения (рис.5, ***а***).

Наличие нескольких отчетливо выраженных максимумов ориентировок тектонической трещиноватости в пределах Староднепровской разломно-трещинной зоны является следствием неоднократных проявлений процессов разрывообразования. Диагональные (*СВ* и *ВСВ*) структуры, образующие парные максимумы с ориентировками 35˚÷40˚ и 50˚÷60˚ (рис.4), идентифицируются как элементы правосдвигового СКП тектонических разрывов, весьма распространенного как на древних платформах, так и в горно-складчатых областях. Этот парагенезис отражает обстановки горизонтального субширотного сжатия – субмеридионального растяжения; при этом роль ***L-***сколов играют тектонические разрывы диагональных направлений (35˚÷45˚), в то время, как под углом 15˚÷25˚ к ним, отклоняясь в сторону оси сжатия (50˚÷60˚), формируются ***R-***сколы, обусловившие общее простирание Староднепровской зоны. В аналогичных условиях происходила и последующая активизация разрывных структур региона. Доказательством этого являются правосдвиговые зеркала скольжения *СВ* и левосдвиговые (сдвиги и сбросо-сдвиги) *ЗСЗ* простираний, составляющие соответствующий СКП вторичных смещений в ***птн*** №1, а также крупное зеркало скольжения *СВ* ориентировки (правый сдвиг), локализованное в приконтактной части субширотной разломно-трещинной зоны в ***птн*** № 6 (рис.5, ***а***,***б***).

Аналогичные условия деформирования комплексов УЩ имеют место и в настоящее время. Об этом свидетельствует механизм очага Криворожского землетрясения 25.12.2007 г., эпицентр которого располагался к западу от изучаемой территории: ориентировки осей напряжений в очаге составляют: ***P*** (ось сжатия) – 279˚/5˚, ***N*** (промежуточная) – 12˚/38˚, ***T*** (растяжения) – 181˚/45˚ [5]. Некоторая трансформация тензора напряжений (выражающаяся в незначительном его развороте вокруг оси сжатия) обусловлена особенностями строения территории, в пределах которой произошло землетрясение.

Преобладание тектонических разрывов *СВ* ориентировки объясняется тем, что в качестве ***L-***сколов они способны образовываться и как левые сдвиги, но в обстановках субмеридионального сжатия. Возможность реверсного изменения системы напряжений в новейшей истории геологического развития УЩ подтверждает и реконструкция полей напряжений по единичным зеркалам скольжения в зоне Староднепровского разлома на *СВ* берегу о. Хортица в ***птн*** № 2 (рис.5, ***г***).

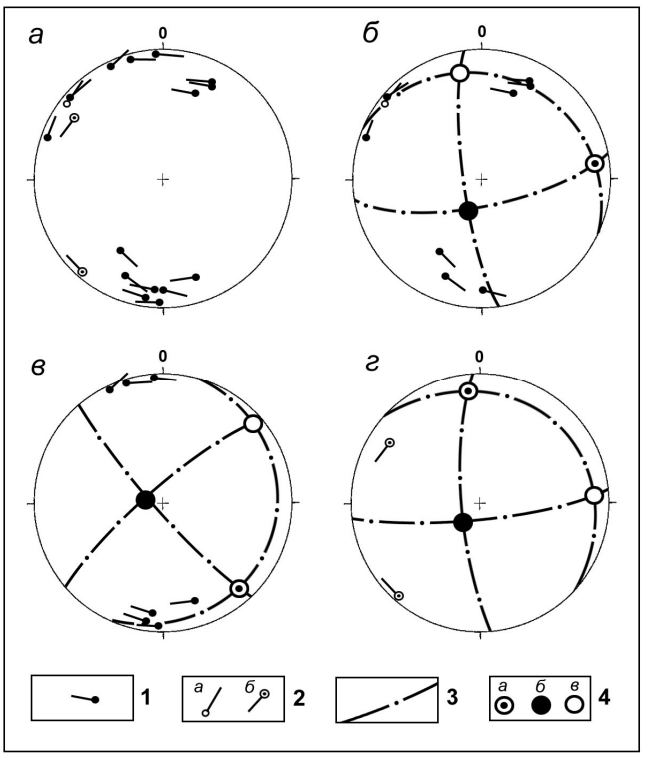


Рис. 5. Парагенезисы вторичных смещений. *Стереограммы*: *а* – сводная полюсов зеркал скольжения и траекторий подвижек (по замерам в *птн* №1, 2, 6); *б-г* – структурно-кинематических парагенезисов: *б* – широтного сжатия (меридионального растяжения) в *птн* №1, 6 (деф. режим – сдвиговый); *в* – ЮВ–СЗ сжатия (СВ–ЮЗ растяжения) в *птн* №1 (деф. режим – сдвиговый); *г* – меридионального сжатия (широтного растяжения) в *птн* №2 (деф. режим – сдвиговый). *Условные обозначения: 1-2* – полюса трещин и траектории подвижек, зафиксированных: *1* – в *птн* №1, *2а* – в *птн* №6 (среднее по нескольким замерам в пределах одного большого зеркала), *2б* – в *птн* №2; *3-4* – проекции плоскостей (*3*) и главных осей (*4*) нормальных напряжений (а – σ_1, б – σ_2, *в* – σ_3).

Ортогональная система сдвиговых нарушений (смещений) представлена преимущественно тектоническими разрывами и зеркалами скольжения субширотной ориентировки. Их формирование (активизация) происходило в условиях субгоризонтального *ЮВ* сжатия - *СВ* растяжения (рис.5, ***в***). В этих же кинематических условиях, вероятно, образовались и субмеридиональные разрывные структуры, имеющие широкое распространение в ***птн*** № 2-4 (рис.4, диагр.2-4). По-видимому, весь спектр ортогональных разрывов можно рассматривать как единый СКП, характеризующий условия сдвигового деформационного режима при *ЮВ–СЗ* ориентировке сжимающих напряжений.

Таким образом, установлено, что тектонические нарушения *СВ* простирания, зафиксированные в основании плотины при ее возведении, являются проявлением зоны Староднепровского разлома и принадлежат к СКП сдвиговых структур, сформировавшемуся в условиях горизонтального субширотного сжатия. Сходство структурообразующих полей напряжений на исследуемом участке и в очаге Криворожского землетрясения 25.12.2007 г. свидетельствует о возможной активизации Староднепровского разлома в новейшее время. Однако пространственные параметры (длина, мощность зоны динамического влияния) этого нарушения не позволяют отнести его к разряду потенциально сейсмогенерирующих структур.

Инструментальные сейсмологические наблюдения проводились с целью изучения влияния тектонических нарушений на изменение интенсивности сейсмических воздействий. Применялся метод регистрации высокочастотных микросейсм. Кроме этого использовались записи поверхностного взрыва небольшой мощности. Приращения сейсмической интенсивности (***ΔI***) оценивались по отношению спектральных плотностей записей различных составляющих колебаний дневной поверхности на исследуемых и эталонных

пунктах. В качестве эталонных принимались записи микросейсм и взрыва в пунктах, расположенных вне зон тектонических нарушений на грунтах ***I категории*** по сейсмическим свойствам.

По результатам инструментальных сейсмологических исследований в пределах двух разломно-трещинных зон установлены приращения интенсивности, превышающие значения ΔI = 0,5 балла относительно грунтов ***I категории*** по сейсмическим свойствам:

– для Староднепровской зоны (***псн*** № 2,3, рис.2) среднее значение ΔI = +0,78 балла;

– для зоны *СЗ* простирания (***псн*** № 8, рис.2) значение ΔI = +0,58 балла.

Согласно существующей методике, для этих зон необходимо принимать округленные значения ΔI = +1 балл относительно грунтов ***I категории*** по сейсмическим свойствам, или ΔI = 0 баллов относительно грунтов ***II категории***. Основным фактором, влияющим на уровень приращения сейсмической интенсивности в этих зонах, является значительная степень дезинтеграции пород и изменения их физико-механических свойств. Это подтверждается внешним видом и строением разломно-трещинных зон, однако для большей достоверности полученные результаты следует дополнить комплексом геолого-геофизических и сейсмологических исследований, включая буровые работы с получением физико-механических свойств грунтов, сейсморазведочные наблюдения и регистрацию сейсмических событий различных энергий.

В ***псн*** № 6 (в пределах линеаментной зоны 4, рис.2) среднее приращение сейсмической интенсивности по методам микросейсм и взрывов составило ΔI = +0,19 балла, или округленно ΔI = 0 баллов относительно грунтов ***I категории*** по сейсмическим свойствам.

Над зоной тектонического нарушения в потерне плотины Днепровской ГЭС (***псн*** № 11, рис.2) среднее приращение балльности составило ΔI = +0,10 балла, или округленно ΔI = 0 баллов относительно грунтов ***I категории*** по сейсмическим свойствам. Нулевые приращения балльности и отсутствие видимых деформаций в потерне плотины свидетельствуют об устойчивости этого сооружения по отношению к существующим геодинамическим явлениям и сейсмическим воздействиям. Следует отметить, что в результате обследования Заводского района г. Запорожье, находящегося на предполагаемом *СВ* продолжении Староднепровской зоны, деформаций зданий и сооружений, свидетельствующих о тектонической активизации этой зоны, выявлено не было.

ВЫВОДЫ.

1. Структурный рисунок района размещения Днепровской ГЭС определяют, в основном, тектонические разрывы *СВ* и субширотной ориентировок. К первой из этих систем относится зона Староднепровского тектонического нарушения, фрагменты которой были зафиксированы: в основании плотины Днепровской ГЭС в процессе ее возведения, в гранитном карьере и на левом берегу о. Хортица – в ходе проводимых исследований.

2. Структурно-кинематическая идентификация тектонических разрывов и характер вторичных смещений свидетельствуют о преобладании обстановок субширотного сжатия–субмеридионального растяжения, которые в настоящее время определяют особенности проявления сейсмогенеза в пределах УЩ.

3. В этих условиях тектоническая активизация Староднепровского разлома в новейшее время вполне вероятна, однако его пространственные параметры (длина, мощность зоны динамического влияния) не позволяют отнести это нарушение к разряду потенциально сейсмогенерирующих структур.

4. К числу основных факторов, оказывающих влияние на безопасность функционирования гидроузла Днепровской ГЭС, могут быть отнесены высокая вероятность современных криповых подвижек, а также увеличение интенсивности сейсмических воздействий при сильных землетрясениях вследствие перераспределения сейсмической энергии в зонах дезинтегрированных пород тектонических нарушений. Эти зоны, принимая во внимание результаты тектонофизических и сейсмологических исследований, следует отнести к зоне с приращением +1 балл относительно грунтов ***I категории*** по сейсмическим свойствам, т.е. к зоне с нулевым приращением сейсмической интенсивности относительно грунтов ***II категории*** по сейсмическим свойствам.

5. Учитывая вышеизложенное, расчетные значения сейсмических воздействий с учетом локальных инженерно-геологических и тектонических условий составят:

– для основания плотины Днепровской ГЭС в целом для ***ПЗ - I_0*** = 4,0 балла по шкале ***MSK-64*** с периодом повторяемости ***T*** = 500 лет и сейсмическим риском ***P*** = 10%; ***МРЗ - I_0*** = 5,0 баллов по шкале ***MSK-64*** с периодом повторяемости ***T*** = 5000 лет и сейсмическим риском ***P*** = 1%;

– для зон тектонических нарушений, пересекающих участок размещения плотины, ***ПЗ - I_0*** = 5,0 балла по шкале ***MSK-64*** с периодом повторяемости ***T*** = 500 лет и сейсмическим риском ***P*** = 10%; ***МРЗ - I_0*** = 6,0 баллов по шкале ***MSK-64*** с периодом повторяемости ***T*** = 5000 лет и сейсмическим риском ***P*** = 1%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бунэ В.И., Полякова Т.П., Раду К. Анализ карт изосейст вранчских землетрясений 10 ноября 1940 года и 4 марта 1977 года. //Детальные инженерно-сейсмологические исследования. Вопросы инженерной сейсмологии, вып. 27. – М.: Наука, 1986. – С. 126-135.
2. Определение интенсивности проектного и максимального расчетного землетрясения для промплощадок Киевской, Каневской, Кременчугской, Днепродзержинской, Днепровской и Каховской ГЭС (по литературным и фондовым материалам). Отчет по теме 7с-97/ Скляр А.М., Кульчицкий В.Е., Сафронов О.Н. : – Симферополь-Киев. – 1997. – 123 с.
3. «Будівництво в сейсмічних районах України. ДБН України В.1.1.12-2006». – Київ: Мінбуд України, 2006.
4. Днепровская ГЭС им. В.И. Ленина. Бетонная водосливная плотина. Периодическое техническое освидетельствование. Материалы по натурным наблюдениям. Оценка скального основания и тела плотины / Левицкий Л.Л., Шпак В.В. – Геол. отчет. Ч.1. – «Гидропроект», 1990 г. – 148 с.
5. Пустовитенко Б.Г., Кульчицкий В.Е., Пустовитенко А.А., Скляр А.М. Инструментальные и макросейсмические данные о процессах в очаговой зоне Криворожского землетрясения 25 декабря 2007 г. //Геофиз. журн. – 2010. – 32. – №2. – С. 75-97.

УДК 550.311:551.24

ВЗРЫВНАЯ МОДЕЛЬ ГЕОДИНАМИЧЕСКОГО ПРОЦЕССА

Г.Н. Бугаевский, Национальная академия природоохранного и курортного строительства. г.Симферополь

А.Г. Бугаевский Центр Службы геодинамических наблюдений в энергетической отрасли, г. Москва

Рассмотрены трудности, с которыми сталкивается гипотеза тектоники плит и определенные преимущества гипотезы взрывного образования системы Земля-Луна в объяснении известных геофизических фактов.

Сходство контуров Южно-Атлантических материков было отмечено еще в 17-м, затем в 18-м и 19-м веках. В начале 20-го века Альфред Вегенер [1] сформировал теорию смещения материков, которая стала основой геодинамических дискуссий в мире. К середине прошлого века она заложила начало гипотезе тектоники плит, по существу первой глобальной гипотезе геодинамики. В этом состоит ее главная заслуга.

Вместе с тем, в последующие десятилетия обнаружился ряд фактов, противоречивших этой гипотезе.

1. Одним из основных постулатов тектоники плит является неизменность радиуса Земли во времени. Возраст пород дна мирового океана не превышает 190 млн. лет, а его площадь составляет 70% поверхности современной Земли. Поэтому согласно гипотезе за указанный

срок 0.7 поверхности планеты, (т.е. слоя литосферы) должны были «поглотиться» в областях субдукции, т.е. в зоне Тихоокеанского кольца. Учитывая протяженность границ кольца (47000 км по Пущаровскому [2]), мощность слоя литосферы (100-200 км), глубину погружения в зонах субдукции (~600 км), оценку давления на глубине 100 км ($3 \cdot 10^9$ Па по Шейдеггеру [3]), получим оценку работы субдукции в виде значения $1 \cdot 10^{29}$ Дж при средней мощности $5 \cdot 10^{17}$ кВт. Достаточного источника энергии для субдукции океанической литосферы массой около 0.9% массы Земли не имеется.

2. Авторы гипотезы утверждают, что спрединг **всех** литосферных плит завершается в зонах континентальных окраин, островных дуг и глубоководных впадин по краям Тихого океана. Классическим является рифт Атлантического океана, по краям которого нет островных дуг и зон субдукции. Восточно-Тихоокеанский рифт не является срединно-океаническим, но имеет зоны субдукции. Следовательно, по логике гипотезы тектоники плит, литосфера, образующаяся в осевых частях океанических рифтов, в том числе − атлантического рифта, для достижения тихоокеанских зон субдукции должна продвигаться, огибая земной шар в противоположных направлениях и пересекая встречные зоны сбудукции собственно Тихого океана и самого Восточно-Тихоокеанского рифта. Это не только бессмысленно, но и противоречит распределению возраста пород на дне мирового океана.

3. Трудно построить физическую модель тихоокеанского кольца зон субдукции, якобы создаваемых коротким линейным нецентральным рифтом Тихого океана.

4. Формы островных дуг, обращенных выпуклостью навстречу движения плит, противоречат смыслу спрединга.

5. Нельзя объяснить разделение потока литосферных плит на смежные зоны субдукции в точках смыкания островных дуг алеутской и курило-камчатской, этой последней и японской и т.д.

6. Тщательное определение координат гипоцентров землетрясений в фокальных зонах свидетельствует о толщине фокальных зон 60-90 км (во всяком случае, менее 100 км [4]). Вместе с тем, нет следов материала литосферы, мощность которой, как известно, достигает 200 км, «сострагиваемой» при входе плиты в фокальную зону.

7. Рассмотрим, карту С. Уеды распределения возраста пород дна мирового океана [5] (рис.1).

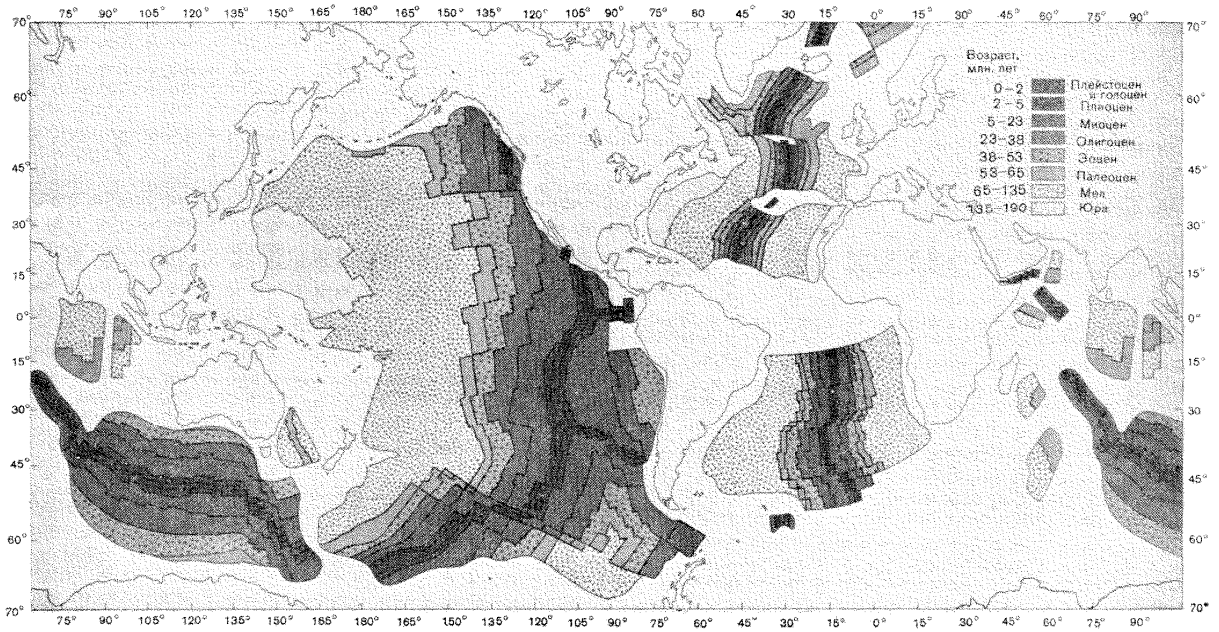


Рис. 1. Схема распределения возрастов пород дна мирового океана [5].

По краям атлантического океана этот возраст достигает 135 и даже 190 млн. лет. Этим можно было бы объяснить отсутствие здесь зон субдукции – всё, что образовалось за этот срок, лежит на поверхности. В Индийском океане между Австралией и Антарктидой возраст

пород не превышает 65 млн. лет; следовательно, более 120 млн. лет литосфера должна была погружаться здесь в зоны субдукции. Однако именно здесь этих зон нет. По восточному краю Тихого океана возраст пород не превышает 50-60 млн. лет. Следовательно, зона субдукции должна существовать здесь около 130 млн. лет. С другой стороны, на северо-западном краю Тихого океана возраст пород достигает 135-190 млн. лет, т.е. субдукция здесь могла и не возникнуть. Но именно северный и западный регионы окраины океана характеризуется самыми глубокими и развитыми фокальными зонами – «зонами субдукции». Таким образом, тектоника плит описывает не глобальный процесс, а пеструю мозаику различающихся во времени на десятки миллионов лет региональных явлений. В то же время альпийская складчатая зона является явно одновременным самым крупным глобальным объектом, который не комментируется сторонниками тектоники плит.

8. Результаты независимых палеогеографических исследований Н.М. Страхова, а также Термиеров (Termier H. & Termier G.) [6] свидетельствовали о росте радиуса (о расширении) Земли во времени, что также не комментировалось авторами или сторонниками тектоники плит.

9. Как известно, наибольшей тектонической и сейсмической активностью обладает область, которая до недавнего времени называлась зоной Альпийской складчатости. Распределение возрастов пород альпийской складчатой зоны (200 млн. лет) [7] и смежных территорий Евразии (3-3,5 млрд. лет) также не обсуждается.

Трудно представить, что отмеченные проблемы тектоники плит не были замечены ранее. Отсюда вытекает определенная предвзятость сторонников этой гипотезы. В течение примерно 30-40 последних лет против нее резко выступали некоторые геофизики (У. Кэрри [8], А. и Г. Мейерхоффы [9], Ю.В. Чудинов [10]). Один из ее основоположников – Холмс [11] предостерегал от поспешных заключений.

Соответствующая борьба мнений привела к следующим двум основным критическим оценкам позиции сторонников тектоники плит:

- субъективизм в отборе данных, при котором игнорируются все факты, противоречащие гипотезе,
- непрерывная модификация (подгонка) гипотезы по мере получения новой информации.

1. Мы отрицаем постулат постоянства радиуса Земли и *развиваем* гипотезу ее расширения. Постоянными являются законы, в частности, механики (сохранения энергии, количества движения, момента количества движения). Изменения, которые соответствуют этим законам, естественны.

Геофизические факты, использованные для обоснования гипотезы тектоники плит, соответствуют и нашей гипотезе [12-16]. Кратко сформулируем основные ее положения.

1.1. В последние 500 миллионов лет развитие планеты Земля характеризовалось постепенным ее расширением. Назовем состояние Земли 200 млн. лет назад, *перед возникновения дна современных океанов* Начальной Землей (НЗ). Такая дата основана на результатах определения возраста пород дна океанов и пород Альпийской складчатой зоны. Многими тектонистами она определяется как рубеж глобальных тектонических процессов.

1.2. Площадь поверхности НЗ *должна была* равняться суммарной площади современных континентов, их склонов и подножий т.е. $2.22 \cdot 10^8$ км^2.

1.3. Считая, что масса Луны входила в состав массы НЗ ($m_1 + m_2 = 6.05 \cdot 10^{24}$ кг), получим ее радиус при указанной площади поверхности равным 4300 км при ускорении силы тяжести на полюсах 21.8 м/с^2 и средней плотности материала НЗ 18.1 т/м^3.

2. Собственное движение медленно изменяющейся планеты.

Несмотря на постепенное расширение Земли, соответствующее изменение ее момента инерции и скорости вращения, центр масс планеты сохранял свою траекторию движения вокруг Солнца. Для любых конкретных интервалов времени, для любого положения центра масс на орбите как начала подвижной системы отсчета, можно говорить о движении в этой системе модели планеты как твердого тела с неподвижным центром масс.

2.1. С точки зрения механики такому движению соответствует так называемая задача Эйлера-Пуансо. Само движение описывается с помощью динамических и кинематических

уравнений Эйлера. Если рассматривать изменение кинетического момента материальной системы под действием всех внешних и внутренних сил, т.е. исходить из соответствующей теоремы:

$$\frac{d\vec{K}_0}{dt} = \sum_{k=1}^{n}\left[\vec{r}_k, \vec{F}_k^e\right] + \sum_{k=1}^{n}\left[\vec{r}_k, \vec{F}_k^i\right] = \vec{M}_0^e + \vec{M}_0^i$$

и учитывать правила изменения произвольного вектора при сложном движении $d\vec{A} = d\tilde{\vec{A}} + \left[d\vec{\varphi}, \vec{A}\right]$, $\frac{d\vec{K}_0}{dt} = \frac{d\tilde{\vec{K}}_0}{dt} + \left[\vec{\omega}, \vec{K}_0\right] = \vec{M}_0^e + \vec{M}_0^i$, то в обозначениях Эйлера получим его динамические уравнения:

$$A\frac{dp}{dt} + (C-B)qr = M_{0x}^e + M_{0x}^i,$$
$$B\frac{dq}{dt} + (A-C)pr = M_{0y}^e + M_{0y}^i,$$
$$C\frac{dr}{dt} + (B-A)qp = M_{0z}^e + M_{0z}^i.$$

Здесь A, B, C – моменты инерции тела относительно системы $0x, 0y, 0z$ с началом в центре масс, p, q, r – компоненты вектора угловой скорости на этих осях.

2.2. Для изолированной механической системы – твердого симметричного $(B = A)$ тела с осью вращения, совпадающей с осью симметрии $0z$, система динамических уравнений Эйлера принимает вид:

$$A\frac{dp}{dt} + (C-A)qr = 0,$$
$$A\frac{dq}{dt} + (A-C)pr = 0,$$
$$C\frac{dr}{dt} = 0.$$

В результате интегрирования этой системы можно определить p, q, r как функции времени, что позволяет определить закон изменения вектора угловой скорости $\vec{\omega}(t)$ во времени. Обозначая $\frac{A-C}{A}\cdot r$ через a, придем к системе:

$$\frac{dp}{dt} = aq,$$
$$\frac{dq}{dt} = -ap,$$
$$r = Const.,$$

откуда получим уравнения $\frac{d^2p}{dt^2} = -a^2p$, $\frac{d^2q}{dt^2} = -a^2q$ гармонических колебаний двух компонент p и q, которым соответствует вращение конца вектора $\vec{\omega}$ вокруг оси $0z$, описывающее с постоянной угловой скоростью ($r = Const.$) *прямой круговой конус регулярной прецессии.*

Если пренебречь приливными деформациями под действием внешних сил, для некоторого момента такую планету как Земля можно считать твердым телом с центром масс, находящимся на орбите. В общем случае понятие регулярной прецессии и определяет движение модели планеты НЗ вокруг любого устойчивого на орбите положения ее центра масс.

2.2. Плотность ядра НЗ *должна была* превосходить 18-20 т/м^3 (см. п. 1.3), т.е. быть близкой к плотности внутреннего материала современного Солнца [17].

Радиус Солнца – $0.696 \cdot 10^5 \approx 7 \cdot 10^4$ км. Внутри центральной сферы радиуса $1.9 \cdot 10^4$ км плотность материала заключена в диапазоне от 85.7 до 18.7 т/м^3. [17, 18]

Это состояние материала ядра Земли Эдьед называл астральным (звездным). Гипотеза взрывного образования системы Земля-Луна требует возвращения от предположений о металлической природе ядра к материалу, подобному солнечной плазме, возможно, как к реликту иного происхождения планеты Земля.

Напомним, что плазмой называется ионизованный газ с достаточно высокой концентрацией заряженных частиц, обладающий свойством квазинейтральности. Газ содержит практически одинаковые количества положительных и отрицательных зарядов и занимает область с линейными размерами $L >> D$, где D – так называемый дебаевский радиус экранирования, определяемый величинами зарядов, плотностью газа, температурой в эргах, электрон-вольтах или Дж [18].

2.3. Тогда зону контакта мантии и ядра НЗ нужно рассматривать как границу динамического равновесия, на которой возможен переход материала плазмы к атомарной, молекулярной и, далее, к кристаллической структуре материала мантии с резким нарастанием удельного объема и, следовательно, к росту объема всей планеты. Под этой границей *могли* проходить реакции ядерного синтеза с образованием локальных взрывов.

3. Взрывная модель развития планеты

3.1. В соответствии с предлагаемой моделью один из таких взрывов привел к выбросу почти 1% массы без разрушения НЗ. Можно показать, что соответствующая энергия взрыва *должна была* превосходить $6 \cdot 10^{28}$ Дж.

3.2. Время взрыва – 200 млн. лет назад (Мезозойская эра, начало Юрского периода). Место выброса – современная зона наивысших значений теплового потока в диапазоне 15÷45˚ южной широты и 90÷120˚ западной долготы.

3.3. Подчеркнем, что разделение НЗ в соответствии с нашей моделью произошло за счет сил не механической природы, не внесших существенных изменений в механические параметры системы. В результате разделения образовалась система, центр масс которой продолжает движение по траектории центра масс НЗ. Кинетический момент НЗ K_0 *должен был* равняться сумме всех кинетических моментов современной *системы* Земля-Луна: $35.03 \cdot 10^{33}$ кг·м^2/с. Отсюда следует, что угловая скорость вращения НЗ составляла $7.83 \cdot 10^{-4}$ рад/с, т.е. почти в 11 раз превосходила современную.

3.4. Разделение НЗ ставит задачу описания движений масс m_1 и m_2. Выход на орбиту и движение центра масс m_2, описанное ранее относительно детально [1], удовлетворяет условию устойчивой орбиты – равенства гравитационного и центробежного ускорений: $a_{гр} = a_{ц\text{-}б}$ строго при взаимном расстоянии масс m_1 и m_2, равном 384380 км. При отделении массы m_2 кинетический момент K_0 разделился на фиксированные кинетические моменты Земли, Луны и системы Земля-Луна.

За счет различия сил притяжения концов шлейфа выброса к Земле отделившийся участок остался обращенным одним концом в сторону Земли. Зафиксированный кинетический момент массы будущей Луны не изменялся в процессе формирования тела Луны из отделившейся части шлейфа. Поэтому Луна сохранила постоянную обращенность одной стороной к Земле и получила крупные видимые масконы именно на этой стороне.

4. Движение планеты после разделения

Казалось бы задача Лагранжа-Пуассона не пригодна к описанию планетарной системы, поскольку не может быть и речи о движении планеты под действием сил, линии действия которых не проходят через ее центр масс. Однако, если допускать возникновение внутренней

ударной силы не механической природы, то линия ее действия не обязательно должна проходить через центр масс планеты. Механический эффект такой силы существенно зависит не только и не столько от модуля силы, сколько от ориентировки линии действия и, так сказать, от «плеча этой силы» относительно центра масс планеты.

Кроме этого, взрывная модель принципиально отличается от рассмотренных задач, прежде всего тем, что она требует, скачкообразного перехода к модели материальной системы, которая не является твердым телом. Изменение ее движения должно задаваться внутренними силами, которые приводят к изменению положения центров разделенных масс при условии сохранения на орбите общего центра C массы системы . Поэтому в динамических уравнениях Эйлера, начиная с $t = 0$, следует учитывать моменты внутренних сил относительно некоторых осей, считать функциями времени моменты инерции и компоненты вектора угловой скорости, а также меняющееся во времени распределение масс между частями системы. Аналитическое решение такой задачи в данное время представляется нереальным. Указанные обстоятельства должны играть ведущую роль в модели для последующего численного эксперимента.

Прежде всего, в момент $t = 0$ в системе НЗ нарушаются связи и каждая $j - я$ точка материальной системы за счет ударного воздействия изнутри НЗ приходит в движение к ее поверхности, вектор направления которого можно считать варьируемым.

4.1. Рассматривая взрыв в качестве удара, массу m_j точки много меньшей массы m_0 начальной Земли, воспользуемся теоремой Остроградского-Карно (*кинетическая энергия, теряемая системой при упругом ударе, равна* $\frac{1-k}{1+k}$*-й доле кинетической энергии системы, отвечающей потерянным скоростям, т.е. разности скоростей после и до удара, соответственно,* $u_j - v_j$ *и* $u_0 - v_0$*:*

$$\Delta T = -\frac{1-k}{1+k}\left[\frac{m_j}{2}\left(u_j - v_j\right)^2 + \frac{m_0}{2}\left(u_0 - v_0\right)^2\right] \qquad [19]).$$

Так как скорости до взрыва много меньше скоростей после взрыва, найдем, что для системы *j-x* точек выброса

$$\Delta T = -\frac{1}{2}\cdot\frac{1-k}{1+k}\{m_0 u_0^2 + \sum_j m_j u_j^2\}.$$

Отсюда вывод − распределение кинетической энергии по частицам является таким, что в выбрасываемом потоке частиц квадраты скоростей обратно пропорциональны их массам.

Этим объясняется то, что наиболее крупные фрагменты выброса выпадали последними на поверхность Луны, образовав крупные кратеры и масконы на ее видимой стороне, и первыми возвращались к Земле, образовав горные системы Памира, Тибета и т.д.

4.2. Движение материальной точки в подвижной вращающейся системе координат x, y, z является сложным [20] так, что относительное ускорение $j -$ й точки выброса в этой системе:

$$\vec{a}_{rj} = \vec{a}_j - \vec{a}_C - 2\left[\vec{\omega}_e, \vec{v}_{rj}\right] - \left[\vec{\omega}_e, \left[\vec{\omega}_e, \vec{r}_j\right]\right] - \left[\vec{\varepsilon}_e, \vec{r}_j\right],$$

где $\vec{a}_C$ − ускорение подвижного начала, совмещенного с центром масс материальной системы, смещающимся вместе с выходом материала выброса за пределы НЗ (ограничимся на данном этапе такой моделью). Поэтому в подвижной системе отсчета сила, действующая на эту точку есть

$$m_j \ddot{\vec{r}}_j = -\vec{r}_{Cj}^{\,\circ} \cdot f \cdot \frac{m_0 m_j}{r_{Cj}^2} - m_j \vec{a}_C - 2m_j \left[\vec{\omega}_0, \vec{v}_{rj}\right] - m_j \left[\vec{\omega}_e, \left[\vec{\omega}_e, \vec{r}_j\right]\right] - m_j \left[\varepsilon_0, \vec{r}_j\right],$$

где $\vec{r}_{Cj}^{\,\circ}$ – единичный вектор радиуса-вектора $\vec{r}_{Cj}$ $j-$й точки, f – постоянная тяготения, $\vec{v}_{rj}$ – относительная скорость движения материальной точки, $\vec{\omega}_0 = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \omega_0 \end{pmatrix}$ – угловая скорость и $\vec{\varepsilon}_0 = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \varepsilon_0 \end{pmatrix}$ – угловое ускорение подвижной системы.

Повторяя ранее высказанные общие соображения, можем отметить, что часть массы выброса после отделения m_2 была возвращена в тело Земли. Это сопровождалось уменьшением момента инерции и увеличением скорости вращения Земли с разверткой шлейфа в виде субширотной части альпийской зоны. Основная часть возвращенной массы заняла территорию Прибайкалья, Монголии, Тибета, Гималаев (рис.2).

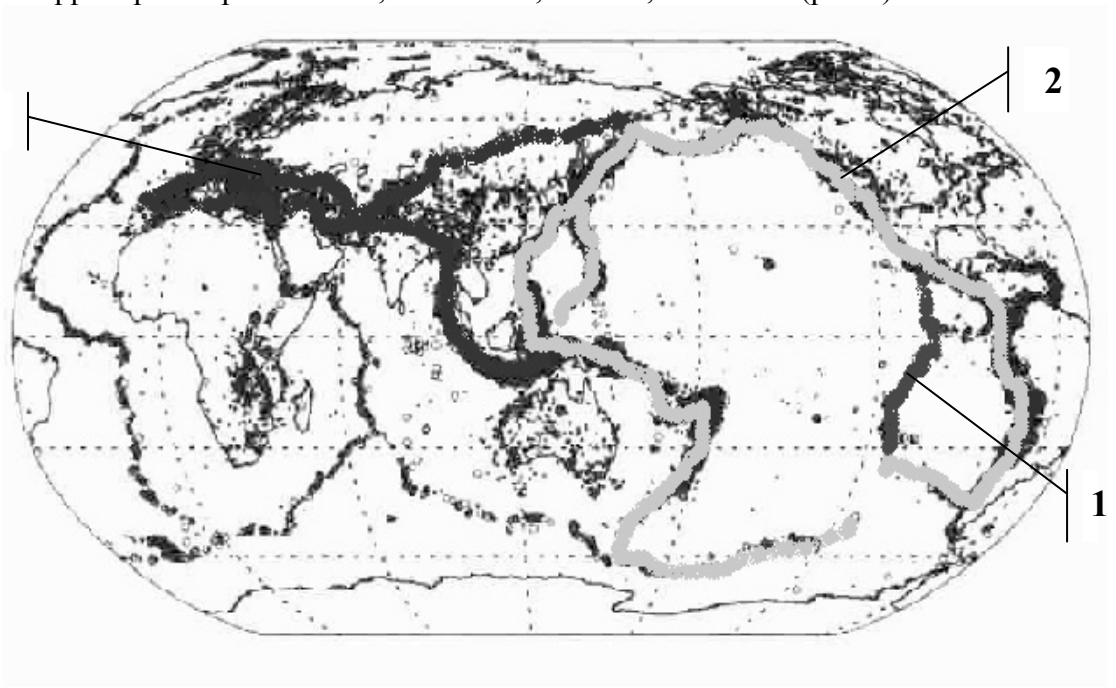


Рис. 2. Зона альпийской складчатости, нанесенная на карту эпицентров землетрясений (по данным ISC).
1 – Восточно-тихоокеанский рифт; 2 – «Тихоокеанское огненное кольцо»; 3 – Альпийская складчатость и геосинклинальная область.

4.3. Ударное воздействие взрыва послужило той силой, которая заменила силу тяжести в задаче Лагранжа-Пуассона и создала нутационные колебания планеты с характерными особенностями структуры горных систем, наблюдаемых на поверхности Земли и в настоящее время.

4.4. Взрыв нарушил динамическое равновесие на границе ядра. Его восстановление привело к упомянутому выше переходу материала ядра в кристаллическое состояние материала мантии, т.е. к расширению Земли. Поэтому зоны «субдукции» с точки зрения нашей гипотезы являются внешними краями зон выброса и опадания возвращенной части материала, которые разнесены по поверхности Земли ее расширением после взрыва.

Материалы палеогеографических исследований Страхова, и Термиеров, сглаженные треугольным фильтром, свидетельствуют о согласованном по двум независимым источникам

информации росте объема планеты. Согласованным является и обратный процесс в интервале 200-100 млн. лет – наступление океана на сушу, что является естественным следствием выброса массы m_2 (рис.4). Тогда закономерным был бы следующий вывод. Потеря площади континентами по материалам этих авторов оценивается близкими числами: 11-13 млн. км^2. Для планеты с радиусом 4300 км потере площади в 11 млн. км^2 отвечает потеря объема (в основном мантии НЗ) $2.4 \cdot 10^{19}$ м^3. Известно, что объем Луны составляет $2.2 \cdot 10^{19}$ м^3 со средней плотностью, близкой к плотности верхней мантии современной Земли и мантии НЗ, что подтверждает предположенный вывод.

Пример отклика активных зон на современное сильное землетрясения

В заключение рассмотрим последствия для планеты известного землетрясения в Индонезии 26.12.2004 г.

14 января 2005 г. из Интернета скопирована глобальная карта эпицентров землетрясений, последовавших за индонезийским (рис.3):

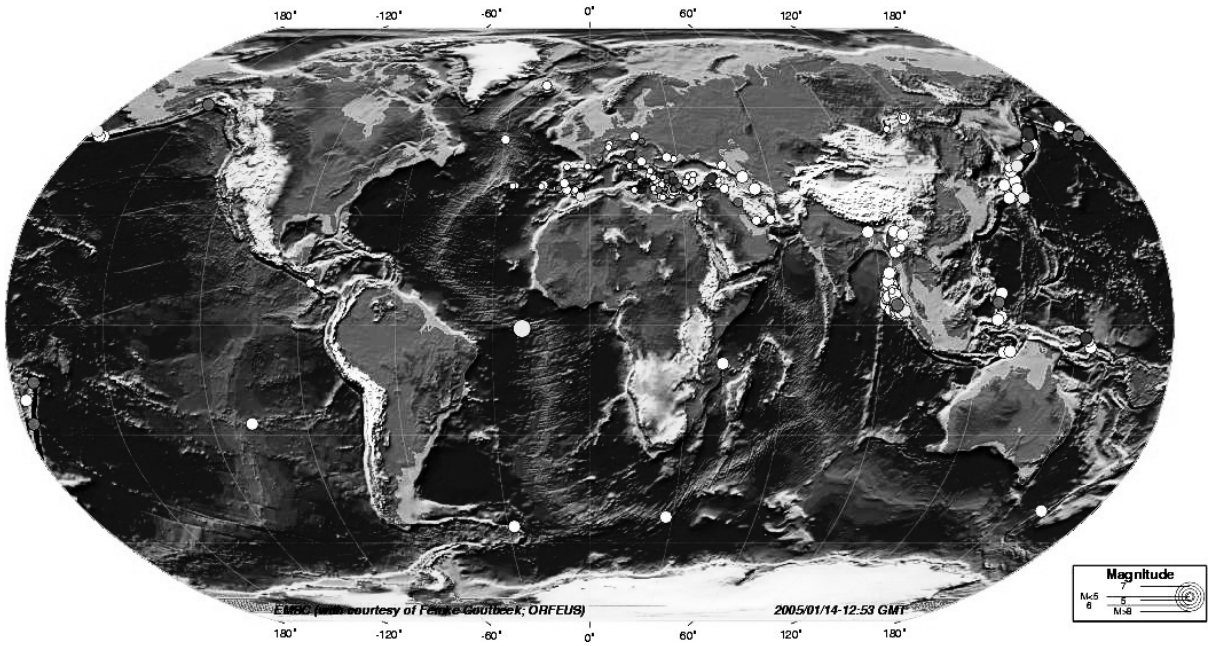


Рис. 3. Карта эпицентров землетрясений, происшедших на Земле за 20 дней с 26.12.04 по 14.01.05.

выделяются **одиночные** эпицентры землетрясений, происшедших за 20 дней в рифтах Атлантическом, Восточно-Тихоокеанском, в рифте Индийского океана. За те же дни границы субширотной части Альпийской складчатой зоны оказались заполнены десятками эпицентров (в некоторых участках – сплошными их цепями), в том числе, сильных землетрясений, Совершенно очевидно, что реакция так называемых плит не идет ни в какое сравнение с откликом той части Альпийской зоны, которая рассматривается в нашей гипотезе как единая горная система, возникшая 200 млн. лет назад в результате опадания остатка взрывного выброса.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Вегенер А.. Происхождение континентов и океанов. Ленинград, Наука. 1984. 286 с.
2. Пущаровский Ю.М.. Введение в тектонику Тихоокеанского сегмента Земли. М., Наука, 1972. 222 с.
3. Шейдеггер А.. Основы геодинамики. М., Недра, 1987. 384 с.
4. Тараканов Р.З., Ким Чун Ун, Сухомлинова Р.И. Особенности строения фокальных зон Курило-Камчатского и Японского регионов. В Сб. Сейсмичность и глубинное строение Сибири и Дальнего Востока. Владимосток, 1976. С. 99-109.
5. Уеда С.. Новый взгляд на Землю. М., Мир, 1980. 216 с.

6. Egyed, L. The Change of the Earth's Dimensions Determined From Paleogeographycal Data // Geofis. Pura Appl.-1956.-Vol. 33.-P. 42-48.
7. Геологический словарь, т.1. ВСЕГЕИ. М.: Гос. науч.-тех. изд. лит. по геологии и охране недр, 1960. 403 с.
8. Кэри У.. В поисках закономерностей развития Земли и Вселенной. М.: «Мир», 1991. 448 с.
9. Мейерхофф А., Мейерхофф Г.. Возражения противников новой глобальной тектоники. // Сб. Новая глобальная тектоника (тектоника плит). М., Мир, 1974, с. 377-455.
10. Чудинов Ю.В.. Ключ к проблемам глобальной тектоники. В сб. Проблемы геофизики XXI века. Книга первая. М.: «Наука», 2003. С. 212-220.
11. Холмс А. Основы физической геологии. М., Изд. иностр. лит. 1949. 591 с.
12. Bougaevsky, G.N., Bougaevsky, A.G.. Model of Explosive Development of Geodynamic Process. Vernadsky-Brown microsymposium 22. October 1995. Moscow, 1995, p. 8-9.
13. Бугаевский Г.Н., Бугаевский А.Г.. Модель взрывного геодинамического процесса. Ч.1. Вопросы механики образования системы Земля-Луна. М., АО ИСГИ, 1997. 84 с.
14. Bugaevsky, G.N., Bugaevsky, A.G. Nonlinear (Explosion) Model of Global Geodynamic Process. The 29th General Assembly of the International Association of Seismology and Physics of the Earth's Interior. Thessaloniki, Greece. August 18-28, 1997. Abstracts, p.170.
15. Г.Н. Бугаевский, А.Г. Бугаевский. Модель взрывного образования системы Земля-Луна. // Проблемы геофизики XXI века. Сборник научных трудов в двух книгах. Книга первая. М., Наука, 2003, с. 264-299.
16. Бугаевский Г.Н., Бугаевский А.Г.. Альпийская складчатая зона – индикатор геодинамической истории развития Земли. Материали за Международна научна практична конференция «Ставайки съвременна наука – 2007». Т.10. София, «БялГРАД-БГ» ООД 2007, с. 15-23.
17. Анасофу С.И., Чепмен С. Солнечно-Земная физика. Ч. 1. М., Мир, 1974. 284 с.
18. Физический энциклопедический словарь. Т.4. М., Изд. Сов.энциклоп, сс. 15, 575.
19. Павловский М.А., Путята Т.В. Теоретическая механика. Киев, Вища школа. 1985. 328 с.
20. Бугаевский Г.Н., Пуляевский А.А., Спрингер Н.Д. Теоретическая механика. Симферополь, 2010. 218 с.

СЕКЦИЯ 2. “СЕЙСМОЛОГИЯ И СЕЙСМОМЕТРИЯ”

УДК 550.34

СВЯЗЬ 11-ЛЕТНИХ ЦИКЛОВ ВАРИАЦИЙ СОЛНЕЧНОЙ АКТИВНОСТИ С ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯМИ КАРПАТСКОГО РЕГИОНА УКРАИНЫ

Назаревич Леся Евстахиевна, канд. геол. наук, науч. сотр., Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, Отдел сейсмичности Карпатского региона, г. Львов, ул. Ярославенко, 27, nazarevych.L@gmail.com

Кендзера Александр Владимирович, канд. физ.-мат. наук, зам. директора, Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, г. Киев, ул. Палладина, 32, kendzera@igph.kiev.ua

Назаревич Андрей Владимирович, канд. физ.-мат. наук, ст. науч. сотр., Карпатское отделение Института геофизики НАН Украины, г. Львов, ул. Научная, 3-б, nazarevych-a@cb-igph.lviv.ua

Исследована связь ощутимых (M≥3) землетрясений Карпатского региона Украины и прилегающих территорий Словакии, Венгрии и Румынии с вариациями солнечной активности (числами Вольфа). Оценка этой связи проведена для четырех фаз 11-летних циклов солнечной активности. Показано, что связь существует и наиболее значимо она проявляется для фаз максимума и минимума. Проведен ретроспективный анализ эффективности вероятностного прогноза землетрясений по выделенным фазам 11-летнего цикла, который показал, что в периоды максимума и минимума солнечной активности происходит большее число местных землетрясений, что может служить дополнительным качественным критерием для вероятностного прогноза этих землетрясений.

Введение. Недавние землетрясения в Новой Зеландии и, особенно, в Японии привели к многотысячным человеческим жертвам, а также нанесли многомиллиардный материальный ущерб экономикам этих стран. Кроме того, катастрофическое землетрясение в Японии привело к тому, что остров Хонсю сместился на юго-восток приблизительно на 2,4 м, береговая линия в ряде префектур опустилась до 1,2 м, а земная ось по данным Национального института геофизики и вулканологии Италии и NASA сдвинулась приблизительно на 17 см. Известно, что землетрясения среди всех природных катастроф на земном шаре занимают одно из ведущих мест по разрушительному действию, количеству человеческих жертв и материальному ущербу. Предсказать, а значит предупредить землетрясения на сегодня наука пока не в состоянии. Но изучение процессов, связанных с подготовкой и реализацией землетрясений, изучение особенностей излучения ими сейсмических волн и разработка методов прогнозирования смогут существенно уменьшить их катастрофические последствия.

Известно, что Карпатский регион относится к наиболее активным в сейсмическом отношении территориям Украины [1-3]. В общем, для региона характерны преимущественно землетрясения небольшой силы, гипоцентры которых сосредоточены в земной коре на сравнительно небольших глубинах. И хотя ощутимые местные землетрясения с M=2,5÷4,7 происходят не часто, но из-за малой глубины их очагов они вызывают повреждения строений и материальные убытки в эпицентральных зонах. Территория Закарпатья также подвержена влиянию сильных землетрясений с прилегающих территорий Словакии (M=3,7÷5,4, р-н Гуменне), Венгрии (M=3,8÷5,2, зона Мишкольц – Ньиредьхаза) и Румынии (M=6,2÷6,8, р-н Орадя) [1]. На территории Карпатского региона Украины за исторический период произошли землетрясения с интенсивностью сотрясений в эпицентре от 6-7 (р-ны Берегово, Страбичево, Антоновки, Тячева (с. Угля и др.) до 7-8 (р-н Свалявы) баллов по шкале MSK-64 [1]. Поэтому нахождение дополнительных прогностических критериев и статистически значимых корреляционных связей местной сейсмичности с различными геофизическими процессами представляет практический интерес и является актуальной задачей для региональной сейсмологии.

Постановка задачи. В данной работе, как одна из вероятных причин повышения сейсмической активности в Карпатском регионе в определенные годы, рассматривается

влияние космических факторов, а именно солнечной активности (СА), которая характеризуется числами Вольфа.

Изучению влияния космических факторов на сейсмическую активность различных регионов мира много внимания уделяют разные ученые, например, А. Сытинский, А. Гусев, Ю. Калинин, И. Ананьин, Ю. Серафимова, В. Хаин [4-12] и др. Так в работах А. Сытинського [4, 5] не только отмечена, но и статистически подтверждена зависимость общей сейсмичности Земли и сейсмичности некоторых сейсмоактивных регионов от фазы 11-летнего цикла СА. По данным В. Хаина и Э. Халилова [12] 11-летние и 22-летние циклы СА непосредственно влияют на ход земных процессов, в том числе на сейсмичность. Ряд работ Ю. Буланже, И. Гриббина, Ф. Мачадо [13-15] и др. посвящен изучению статистических связей между параметрами СА и сейсмической активности. Анализ всех этих работ дает возможность сделать ряд обобщений: 1) связь между сейсмичностью Земли и 11-летними циклами СА существует и является статистически значимой, 2) сейсмическая активность отдельных регионов также заметно коррелирует с циклами СА, 3) наиболее высокий уровень сейсмической активности Земли приходится на максимум и минимум 11-летнего цикла СА.

По мнению А. Сытинского [4, 5], зависимость сейсмичности Земли от фаз 11-летнего цикла СА имеет прогностическое значение и на этой основе можно делать долгосрочный вероятностный прогноз уровня сейсмичности Земли, а также разработать прогнозные оценки для отдельных регионов. Исходя из этого, нами поставлена задача исследования связи ощутимых (M≥3, K≥9,4) землетрясений Карпатского региона Украины с фазами 11-летнего цикла СА и оценки возможности использования этой связи для среднесрочного прогноза местных землетрясений.

Методика исследований. Использованная авторами методика исследований имеет свои особенности по сравнению с работами других авторов. Выбор землетрясений с M≥3, K≥9,4 объясняется тем, что они сопровождаются заметным макросейсмический эффектом, поэтому каталог землетрясений такой величины является достаточно однородным, ибо за доинструментальний период наблюдений сейсмические события фиксировались только по макросейсмическому эффекту. То есть, по сравнению с проведенными В.Г. Кузнецовой с соавторами в предыдущие годы подобными исследованиями [16], количество рассмотренных нами событий значительно больше (78 событий), чем при рассмотрении ими землетрясений с M≥4, K≥11,2 (27 событий). Каталог событий с M≥3, K≥9,4 значительно надежнее и однороднее, чем использованный в [16] во втором варианте исследований каталог с K≥7 (M≥1,7). Что касается особенностей методики, то впервые в Карпатском регионе применен новый подход, предложенный Ю.К. Серафимовой [10], согласно которому корреляционный анализ сейсмичности и СА проводится в разрезе отдельных фаз конкретного 11-летнего солнечного цикла. Преимуществом такого подхода, по мнению авторов, является, с одной стороны, определенное сглаживание случайных флуктуаций данных, а с другой – подчеркивание кумулятивного эффекта для конкретных характерных фаз солнечного цикла.

С использованием указанного подхода проведен ретроспективный анализ эффективности данного метода для землетрясений Карпатского региона для 23 полных 11-летних циклов СА (когда в качестве прогностического признака рассматривались относительные уровни сейсмической активности в отдельные фазы 11-летнего солнечного цикла) с учетом реальной длительности каждого конкретного цикла (см. ниже).

Исходными данными для исследования были:

1. Данные о сейсмичности, взятые из каталога [1] землетрясений Карпатского региона Украины и прилегающих территорий (до 1990 г.) с дополнением за последующие годы (рассматривались землетрясения с магнитудами M≥3), которые частично уже были проанализированы в работе [3]. Рассмотрены землетрясения с 1778 по 2006 г., всего 78 событий.

2. В качестве меры солнечной активности использованы среднемесячные и среднегодовые значения чисел Вольфа (W). Число Вольфа – достаточно распространенный показатель активности Солнца, определяемый по формуле [17]:

$$W = k(10g + f), \qquad (1)$$

где: k – коэффициент, характеризующий прибор наблюдения;

g – число групп пятен на диске Солнца в день наблюдений;

f – число отдельных пятен.

Обычно $k>1$. Для анализа использованы данные о среднемесячных и среднегодовых значениях чисел Вольфа Королевской обсерватории Бельгии, размещенные на ее веб-странице [17]. Рассмотрены 23 полные 11-летние циклы СА.

3. Использованы также данные о датах максимумов и минимумов отдельных циклов солнечной активности, которые необходимы для определения продолжительности конкретных циклов солнечной активности (СА), а также для определения продолжительности их стадий роста и спада по методике [10]. При этом учтено, что солнечная активность имеет циклические вариации со средним периодом примерно 11 лет, но продолжительность конкретных циклов может составлять от 8,2 до 15 лет.

Для каждого цикла СА по методике [10] определялись четыре фазы солнечной активности: фаза минимума, фаза роста, фаза максимума, фаза спада. Границы фаз определялись так: стадии роста (между минимальной и максимальной точкой в цикле) и спада (между максимальной и следующей минимальной точкой в цикле) СА делились на четыре равные части каждая, а фазы минимума, роста, максимума и спада состояли из двух соседних участков разделения (рис. 1). Таким образом, фаза минимума состояла из последней четверти стадии спада предыдущего цикла и первой четверти стадии роста следующего цикла СА. Фаза роста состояла из второй и третьей четверти стадии роста, фаза максимума – из последней четверти стадии роста и первой четверти стадии спада, фаза спада – из второй и третьей четверти стадии спада СА.

Далее проведен совместный анализ сейсмической активности с разделенными изложенным способом рядами чисел Вольфа. Для этого анализа определялось количество событий, попадающих в каждую фазу цикла СА, потом было проведено сопоставление разделенного описанным выше образом ряда среднемесячных значений чисел Вольфа 11-летнего цикла СА с датами соответствующих землетрясений Карпатского региона Украины и прилегающих территорий (рис. 2). Такой анализ позволил: 1) выявить статистическую связь между моментами возникновения сильных землетрясений и четырьмя выделенными фазами циклов СА, 2) ретроспективно оценить эффективность вероятностного прогнозирования этих землетрясений в конкретные фазы цикла СА.

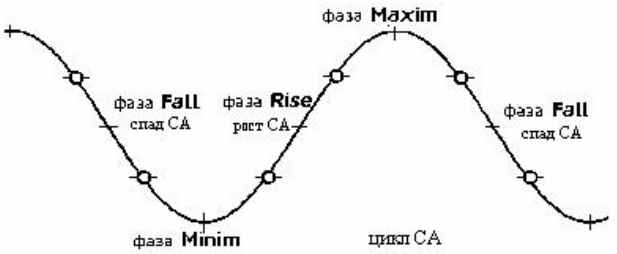


Рис. 1. Схема выделения 4-х фаз в 11-летних циклах солнечной активности.

Задача ретроспективной оценки эффективности данного способа вероятностного прогнозирования решалась по методике А.А. Гусева [5]. Коэффициент эффективности прогноза по этой методике оценивается по формуле:

$$J = \frac{Pi}{Pn}, \tag{2}$$

где: Pi – вероятность возникновения землетрясений в конкретные фазы сейсмического цикла (фазы минимума, роста, максимума и спада);

Pn – средняя вероятность возникновения землетрясений.

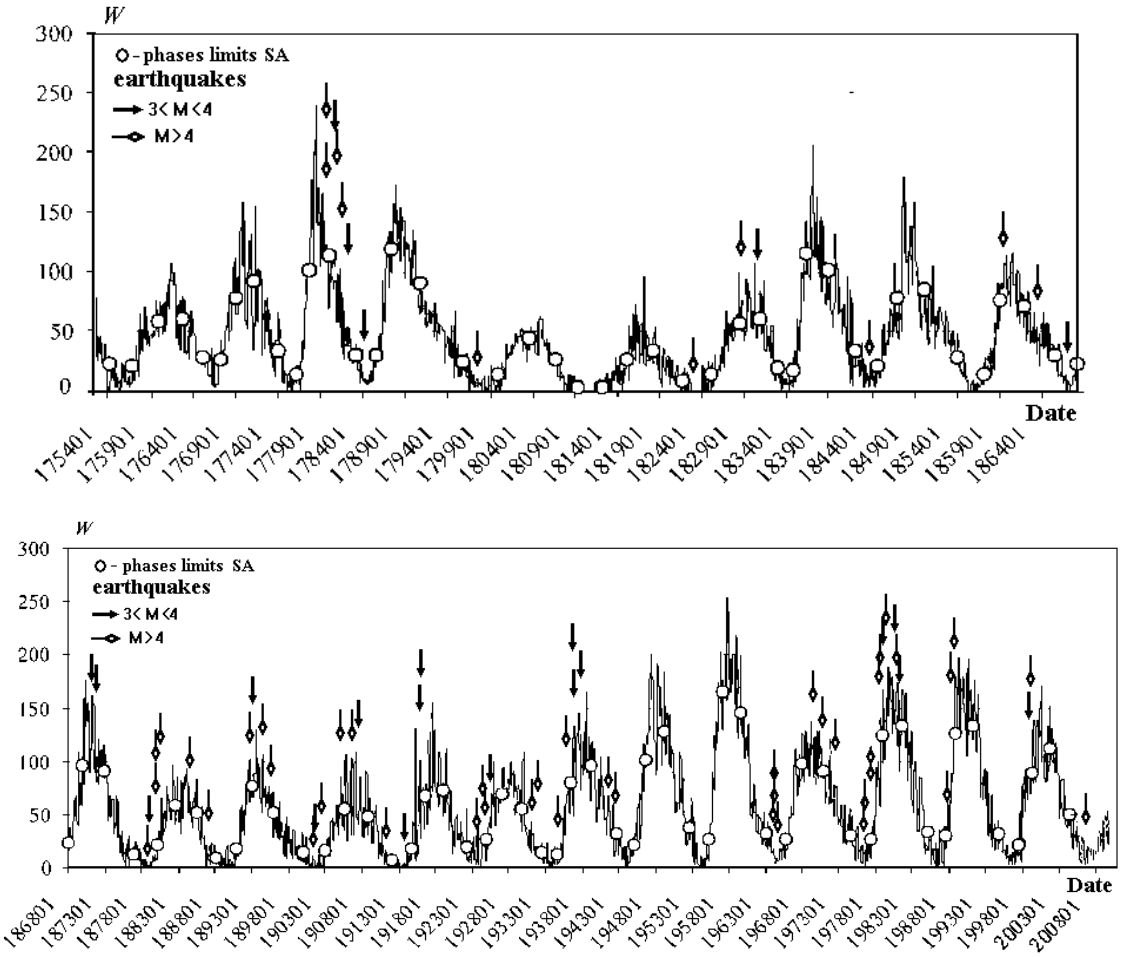


Рис. 2. Совместный анализ ощутимых землетрясений Карпатского региона и фаз 11-летних циклов солнечной активности.

Учитывая то, что фазы отдельных циклов имеют разную продолжительность во времени, и то, что фазы спада в основном длиннее фаз роста (табл. 1), в формулу (2) в знаменатель введен параметр, характеризующий относительную продолжительность фаз (*t/T*), где: *t* – суммарная продолжительность конкретной фазы цикла СА; *T* – суммарная продолжительность всех фаз данного цикла СА. При определении *t* и *T* как суммарной продолжительности неполные фазы циклов не учитывались.

Таким образом, формула (2) приобретает вид:

$$J = \frac{N_\phi}{N_з \frac{t}{T}}, \qquad (3)$$

где: N_ϕ – количество землетрясений, произошедших в конкретной фазе солнечного цикла;

$N_з$ – общее количество землетрясений.

В формуле (3) знаменатель указывает на среднее число землетрясений за время *t*, в случае отсутствия связи между возникновением землетрясений и фазой цикла СА. Таким образом, эффективность по формуле (3) показывает, во сколько раз количество землетрясений в конкретной фазе оказывается больше того количества землетрясений, которые попали бы в данную фазу случайным образом. При случайном попадании землетрясений в фазы циклов СА $J \leq 1$. Следовательно, значение $J \leq 1$ свидетельствуют об отсутствии статистической связи между моментом возникновения землетрясения и определенной фазой цикла солнечной активности. А при значениях $J > 1$ можно говорить о наличии такой связи.

Анализ результатов. Полученные результаты ретроспективной оценки эффективности прогнозирования землетрясений в определенные фазы цикла солнечной активности представлены в таблице. Исследованная группа из 78 землетрясений была проанализирована

совокупно, а затем разделена на две подгруппы – землетрясения с магнитудой M>4 и с магнитудой 3<M<4, их анализ представлен в таблице. Анализируя данные таблицы, можно отметить, что и в целой выборке и в обеих подгруппах землетрясений коэффициент эффективности *J* имеет значение больше 1 в фазе максимума (1,93, 2,49 и 1,62 соответственно) и в фазе минимума (1,12, 1,07 и 1,14 соответственно). Таким образом, прослеживается заметная статистическая связь между выделенными фазами солнечного цикла (особенно, фазой максимума) и сильными землетрясениями региона, и эта связь может быть использована для перспективного анализа сейсмической активности в регионе.

Таблица 1.

Количество землетрясений Карпатского региона Украины в разные фазы циклов солнечной активности

Фазы СА	Длительность фаз СА (мес.)	Землетрясения с					
		M≥3		M>4		3<M<4	
		К-во/%	*J*	К-во	*J*	К-во	*J*
минимум	664	21/27	1,12	7	1,07	14	1,14
рост	556	9/12	0,57	0	-	9	0,87
максимум	696	38/49	1,93	17	2,49	21	1,62
спад	834	10/13	0,42	3	0,37	7	0,45

Также был проведен сравнительный анализ землетрясений из конкретных сейсмоактивных зон с выделенными фазами СА. В этом случае к анализу привлекались землетрясения, моменты возникновения которых были в разных номерах 11-летних циклов СА. Анализ показал следующее: землетрясения в Мукачевской зоне происходят в фазе спада СА, в Береговской зоне – в фазе минимума, в Виноградовской зоне – в фазе роста. Причем, последнее из ощутимых Береговских землетрясений (2006 года), которое не вошло в общий анализ, также совпадает с фазой минимума СА. Отметим, что по данным деформографических наблюдений [19] этот район испытывает сжатие в антикарпатском направлении, а по данным В. Хаина и Э. Халилова [12], именно в минимуме СА происходят землетрясения в таких зонах. Также отметим, что очередной мировой максимум сейсмической и вулканической активности с повышенной интенсивностью (связанный с периодом высокой солнечной активности) прогнозируется В. Хаиным и Э. Халиловым на период 2012-2015 гг.

Следует отметить, что землетрясения происходили не во всех 11-летних циклах СА, а только в 15-ти из 23-х циклов. По нашему мнению, это может быть связано как с определенной неоднородностью представленного каталога, особенно с 1778 по 1880 гг., так и с влиянием других факторов. К ним можно отнести разноранговые региональные тектонические процессы на фоне общей тектонической активности Земли, а также нивелирующее влияние других космических объектов, определенную инертность реагирования Земли на внешние возмущения и т.п.

Очевидно, что вариации СА, которые отображаются числами Вольфа (уменьшение до минимума и увеличение до максимума) не являются единственным или самым полным индикатором изменений СА как фактора влияния на возникновение землетрясений, хотя рассчитанные для них значения параметра влияния во всех исследованных группах землетрясений с M≥3 для двух фаз 11-летнего цикла является статистически значимыми. Ведь солнечно-земные связи обусловлены комплексом влияющих факторов: внезапными вспышками на Солнце, изменением параметров солнечного ветра и межпланетного магнитного поля и т.д. [4]. Интенсивность их разная в фазе минимума и максимума СА. Кроме того, В. Хаин и Э. Халилов считают [12], что повышение СА, которое сопровождается резким усилением напряженности магнитного поля Солнца, индуцирует кольцевые токи в различных слоях Земли (в частности, в астеносфере и литосфере), а далее эти токи вызывают нагрев мантии, увеличение ее пластичности, и как следствие, ускорение конвективных потоков. Ускоренное движение конвективных потоков приводит к дополнительному

увеличению температуры верхней мантии и астеносферы, их тепловому расширению и, как следствие, к относительной интенсификации спрединга, при котором происходит расширение земной коры. И наоборот, при уменьшении солнечной активности величина кольцевых токов, которые индуцируются в мантии, уменьшается, вследствие чего происходит некоторое снижение ее температуры и происходит сжатие Земли, которое сопровождается относительной интенсификацией процессов субдукции. Временное запаздывание процессов интенсификации спрединга/субдукции относительно периодов повышения/понижения солнечной активности составляет 5-7 лет, что связано с инерционностью протекания процессов в Земле. Указанный промежуток времени способствует запаздыванию пульсации Земли на полупериод, относительно 11-летнего цикла солнечной активности. Это приводит к тому, что процесс спрединга активизируется во время спада солнечной активности, в то время, как процесс субдукции активизируется при повышении солнечной активности. Такие выводы позволяют предположить, что периодичность активизации Солнца довольно сложным образом влияет на периодичность геодинамических процессов как на Земле в целом, так и в отдельных (особенно геодинамически активных) регионах.

Спектральный анализ рядов. Для исследования интегральной связи 11-летнего цикла СА с местной сейсмичностью проведен спектральный анализ (преобразование Фурье) рядов чисел Вольфа и количества землетрясений Карпатского региона Украины и прилегающих территорий за 1961-2004 гг.

Анализируя полученные результаты, отметим, что в спектре временного ряда землетрясений региона выявлены выраженные пики на периодах 2,7, 3,0, 3,9-4,2, 4,8, 7,9-10,5, 21-31-63 года. Менее выражены пики на периодах 5,2 и 6,25 года. Поскольку анализировался ряд годовых значений количества землетрясений (со смещением на полгода), периоды меньше 2-х лет не рассматривались, так как в этом диапазоне значительно уменьшается надежность построения спектра (периодограммы).

Спектр чисел Вольфа намного проще – основная спектральная составляющая с периодом 9-10,5 г. по амплитуде в 4-5 раз превышает все остальные пики. Меньшие пики проявляются на периодах 3,3, 4,2, 5,2, 6,26, 15,6, 31-63 года. Хотя рассмотренный нами временной интервал включает практически только 4 последних 11-летних цикла СА, значения периодов в спектре чисел Вольфа хорошо согласуются с данными других авторов. Так в работе В.Е. Хаина и Э.Н. Халилова [12], в которой исследования спектров рядов чисел Вольфа и количества землетрясений проводилось методами скользящих средних в окнах определенной длины, а также методом максимальной энтропии, были выявлены характерные пики на близких к полученным нами периодах (5,6, 8,4, 11,2, 14, 22 лет). Что касается анализа землетрясений по всему миру, то этими авторами получены следующие значения характерных периодов сейсмической активизации: 6, 8, 10-11, 15, 18, 22 лет.

Сравнивая между собой приведенные данные, отметим следующее. Пик повторяемости землетрясений на периодах 7,9-10,5 лет практически совпадает с пиком чисел Вольфа на периодах 9-10,5 лет. Это объективно свидетельствует о существенной корреляционной (а значит и определенной физической) связи между этими явлениями. Дополнительным свидетельством в пользу этого является корреляция спектров СА и сейсмичности на периодах 5,2 и 6,25 года.

Также отметим корреляцию между пиками сейсмичности Карпатского региона и мировыми данными по сейсмичности на периодах 6,25, 7,9-10,5 лет и 6, 8, 10-11 лет соответственно. Это свидетельствует о наличии определенных общемировых закономерностей в этих процессах, а также об объективности результатов спектрального анализа сейсмичности Карпатского региона.

ВЫВОДЫ:

1. При анализе данных за период 1961-2004 гг. установлена связь между выделенными фазами 11-летних циклов солнечной активности и моментами возникновения ощутимых землетрясений с $M \geq 3$ Карпатского региона Украины. Наиболее значимо она проявляется для фаз максимума и минимума 11-летнего цикла солнечной активности.

2. Ретроспективный анализ эффективности прогноза ощутимых землетрясений региона с M≥3 по четырем фазам циклов солнечной активности показал определенную статистическую эффективность такого метода прогнозирования. Величина эффективности прогнозирования для фаз максимума и минимум цикла солнечной активности составляет соответственно 1,93 и 1,12. Установленная корреляционная связь между моментами возникновения местных землетрясений и выделенными фазами циклов солнечной активности может служить дополнительным качественным параметром при вероятностном прогнозировании ощутимых землетрясений в Карпатском регионе Украины.

3. В спектре повторяемости землетрясений региона выявлены значимые пики на периодах 2,7, 3,0, 3,9-4,2, 4,8, 7,9-10,5, 21-31-63 лет и более слабые пики на периодах 5,2 и 6,25 лет. Спектр чисел Вольфа является характерным – основная спектральная составляющая с периодом в 9-10,5 лет по амплитуде в 4-5 раз превышает все другие пики (периоды 3,3, 4,2, 5,2, 6,26, 15,6, 31-63 лет). Эти данные хорошо согласуются с данными других авторов (периоды 5,6, 8,4, 11,2, 14, 22 лет [12, 18]), полученными методом скользящих средних в окнах определенной длины, а также методом максимальной энтропии.

4. Установлена корреляция между пиками сейсмичности Карпатского региона и мировыми данными о землетрясениях (периоды в 6,25, 7,9-10,5 лет и 6, 8, 10-11 лет, соответственно), что свидетельствует о наличии определенных общемировых закономерностей в этих процессах, а также об объективности результатов проведенного анализа.

5. Пик повторяемости землетрясений на периодах в 7,9-10,5 лет хорошо совпадает с пиком чисел Вольфа на периодах 9-10,5, что объективно свидетельствует о существенной корреляционной и определенной физической связи между этими явлениями.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Костюк О., Сагалова Є., Руденська І., Пронишин Р., Кендзера О. Каталог землетрусів Карпатського регіону за 1090-1990 роки // Праці наукового товариства імені Шевченка. – Львів. – 1997. – Т. 1. – С. 121-138.
2. Кендзера О.В., Пронишин Р.С. Сейсмічність Українських Карпат. – В кн.: Дослідження сучасної геодинаміки Українських Карпат / Під ред. В.І. Старостенка. – Київ: Наук. думка. – 2005. – С. 69-80.
3. Назаревич Л.Є., Стародуб Г.Р. Деякі особливості сейсмічного процесу в Карпатському регіоні України (40 років спостережень) // Теоретичні та прикладні аспекти геоінформатики. – Київ. – 2010. – С. 286-299.
4. Сытинский А.Д. Связь землетрясений с солнечной активностью // Физика Земли – 1989. – № 2. – С. 13-30.
5. Сытинский А.Д. О зависимости глобальной и региональной сейсмичности от фазы 11-летнего цикла солнечной активности // Докл. АН СССР. – 1982. – Т. 265, № 6. – С. 1350-1353.
6. Гусев А.А. Прогноз землетрясений по статистике сейсмичности // Сейсмичность и сейсмический прогноз, свойства верхней мантии и их связь с вулканизмом на Камчатке. – Новосибирск: Наука. – 1974. – С. 109-119.
7. Ананьин И.В., Фадеев А.О. О возможных причинах корреляций между изменениями величин сейсмической активности и средними годовыми температурами на поверхности Земли /Атлас Временных вариаций природных, антропогенных и социальных процессов. – М.: Янус-К. – 2002. – Т. 3. – С. 222-234.
8. Калинин Ю.Д. Солнечная обусловленность длины суток и сейсмической активности. – Красноярск: Ин-т физики СО АН СССР. – 1974. – 23 с.
9. Николаев А.В. Проблемы наведенной сейсмичности // Наведенная сейсмичность. – М.: Наука. – 1994. – С. 5-15.
10. Серафимова Ю.К. О связи сильных (M_w≥7,5) землетрясений Камчатки с вариациями чисел Вольфа / Вестник КРАУНЦ. Серия “Науки о Земле”. – 2005. – № 2, вып. 6. – С. 116-122.

11. Хаин В.Е., Гончаров М.А. Геодинамические циклы и геодинамические системы разного ранга и их соотношение и эволюция в истории Земли // Геотектоника. – 2006. – № 5 – С. 3-24.
12. Хаин В.Е., Халилов Э.Н. О возможном влиянии солнечной активности на сейсмическую и вулканическую активность: долгосрочный прогноз // SCIENCE WITHOUT BORDERS. Transactions of the International Academy of Science H & E. – Vol. 3. – 2007/2008. – SWB, Innsbruck. – 2008.
13. Буланже Ю.Д. Некоторые результаты изучения неприливных изменений силы тяжести / Проблемы расширения и пульсации Земли. – М.: Наука. – 1984. – С. 73-84.
14. Gribbin I.K. The next California earthquake. – Nev York: Walker. – 1974. – 136.
15. Machado F.A. A hipotese de uma pulsacso de gravitacao com de il anos // Gareia Orta. Ser. Geol. – 1973. – 1, № 2. – P. 27-35.
16. Кузнєцова В.Г., Максимчук В.Ю., Городиський Ю.М., Нікіфорова Н.М., Пронишин Р.С. Дослідження зв'язків сейсмічності Карпат з фазами 11-річного циклу сонячної активності і з магнітними бурями з раптовим початком // Геофіз. журн. – 2005. – Т. 27, № 5. – С. 848-855.
17. http://sidc.oma.be/html/sunspot.html.
18. Кузьменко Э.Д., Крыжанивский Е.И., Пронишин Р.С., Карпенко А.Н., Чепурный И.В. О цикличности карпатских землетрясений и их связи с солнечной активностью // Геофиз. журн. – 2007. – Т. 29, № 4. – С. 66-76.

УДК 550.34.06

МОДЕЛИ ОЧАГОВ И СЕЙСМИЧНОСТИ СЕВЕРО-ЗАПАДА ЧЕРНОГО МОРЯ.

Пустовитенко Б.Г., д. ф.-м. н, в. н. с., Института геофизики НАН Украины, Симферополь,ул. Студенческая,3, bella@seismoexpert.crimea.ua

Кульчицкий В.Е., к. ф.-м. н, с. н. с., КРП «Крымский экспертный совет по оценке сейсмической опасности по оценке сейсмической опасности и прогнозу землетрясений, г. Симферополь, ул. Ленина, 17, kes@seismoexpert.crimea.ua

Пустовитенко А.А., к. ф.-м. н, с. н. с., Института геофизики Н АН Украины, Симферополь,ул. Студенческая,3,

Северо-западная часть Черного моря, где ведется интенсивная добыча углеводородного сырья и строятся экологически-опасные объекты, относится к сейсмически активным и сейсмически опасным территориям Украины. Только за последние 20 лет здесь произошло более 50 землетрясений различного энергетического уровня. Наиболее сильное землетрясение 7 мая 2008 года с Mw=4.8 и I_0=6-7 баллов ощущалось на юго-западе Одесской области и в Крыму. Излагаются особенности модели очагов землетрясений и сейсмичности шельфовой зоны и подходы к оценке сейсмической опасности морских территорий.

В последнее время в связи с разработкой углеводородного сырья на территории акватории шельфа и строительством экологически опасных объектов возникла необходимость детального изучения сейсмичности и оценки сейсмической опасности северо-западной части Черного моря.

Сейсмическая изученность.

Сейсмическую опасность для территории северо-западной части Черного моря представляют сильные воздействия от землетрясений, возникающих как в местных, так и крупных сопредельных сейсмотектонических структурах. В настоящее время достаточно полно за длительный интервал времени изучена сейсмичность зоны Вранча, района Добруджи и Крымского региона. Шельф северо-западной части Черного моря в

сейсмическом отношении изучен слабо. Доинструментальный период наблюдений характерен практически отсутствием сведений о землетрясениях из этого района. Можно отметить только упоминаемую в документах информацию о землетрясении 1865 года с неуверенными координатами очага $\varphi=44.5^0\pm2^0$, $\lambda=29.5^0\pm2^0$ [1]. За период инструментальных наблюдений в этом районе зарегистрировано несколько десятков слабых землетрясений. Наиболее значительные сейсмические события произошли в 1992 году. Тогда в районе северо-запада на шельфе Черного моря была зарегистрирована серия землетрясений с энергетическими классами K=7.1÷11.5 [2] (см. рис.2б). главный толчок с K=11.5 предварялся двумя афтершоками с K=9.5 и K=10.4 и сопровождалось шлейфом из 18 повторных толчков. При этом наиболее слабые точки на уровне K<8 были зарегистрированы только высокочувствительными станциями « Донузлав» и «Севастополь».

7 мая 2008 года вблизи острова Змеиный произошло самое сильное из зарегистрированных землетрясение с энергетическим классом K=12.7 и магнитудой по сейсмическому моменту M_W=4.8 [3,4]. В Одесской области землетрясение ощущалось с интенсивностью до 4 баллов [5]. Расчетная интенсивность в эпицентре составляла 6-7 баллов. На рис.1 показана карта-схема с эпицентрами землетрясений северо-западной области шельфа Черного моря по региональному каталогу Крыма и газовыми факелами на дне Черного моря по данным работы [6].Распределение сейсмических событий во времени представлено на рис.2.

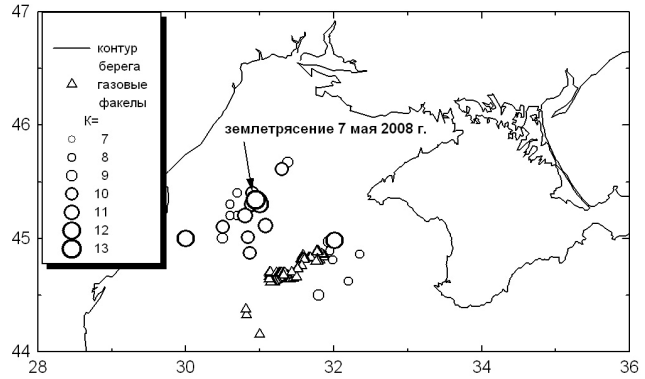


Рис. 1. Карта эпицентров землетрясений северо-западного района шельфа Черного моря (по инструментальным данным).

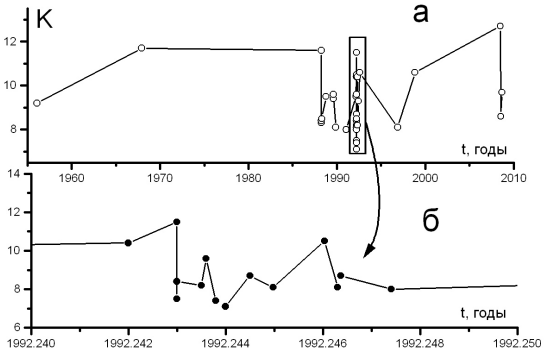


Рис. 2. Распределение во времени землетрясений северо-западной части Черного моря: а – 1955-2010 гг.; б– фрагмент распределения (серия землетрясений 1992 г.)

Таким образом, сейсмичность района представлена неполно и в коротком временном диапазоне. Но, несмотря на это имеющаяся информация позволяет заключить, что регион активен в сейсмическом отношении, здесь возможны местные землетрясения, способные создавать на дне моря сейсмические сотрясения с интенсивностью до 7 баллов. Оценим качество имеющейся сейсмологической информации по состоянию на современный период.

Регистрационные возможности сети сейсмических наблюдений в районе шельфа северо-запада Черного моря.

Представительность сети станций. Плохая сейсмическая изученность шельфа северо-запада Черного моря определяется отсутствием близко расположенных высокочувствительных станций, способных регистрировать слабые землетрясения. Ближайшая сеть, способная регистрировать землетрясения из этого района, существует с 1928 года и расположена на Крымском полуострове. До 90-х годов 20 века информация о зарегистрированной сейсмичности северо-западной части Черноморского бассейна практически отсутствовала. Произошедшие в 1992 году, и затем в 2008 г., землетрясения, заставляют по–новому взглянуть на сейсмичность в этом районе. Даже при наивысшей чувствительности (период 1980-1995 гг.) сейсмическая сеть Крыма позволяла регистрировать только события с энергетическими классами порядка $K\geq8$ [7]. Землетрясения с меньшими энергиями были «прозрачны» для сети и не регистрировались. За 80 с лишним лет инструментальных наблюдений было зарегистрировано только одно

землетрясение с энергетическим классом K~13(M_W ~5). Таким образом, землетрясения с большими энергиями, если они могут быть реализованы, довольно редки и их период повторяемости, по крайней мере, более 100 лет.

В настоящее время Крымская сеть, оснащенная цифровой сейсмической аппаратурой, имеет практически такие же регистрационные возможности для района северо-запада Черного моря, как и при сети с аналоговой аппаратурой [8]. В последнее десятилетие были установлены сейсмические станции в Одессе(с 2008г), Одесской области (п.Степановка), на Южно-Украинской АЭС, на о.Змеиный, которые пока не включены в сейсмическую службу. Расположенные по другую сторону от Крыма эти станции улучшают регистрацию слабых землетрясений северо-западного района Черного моря. При этом область представительных землетрясений с K=7.5 охватывает только часть территории шельфа (рис.3.).

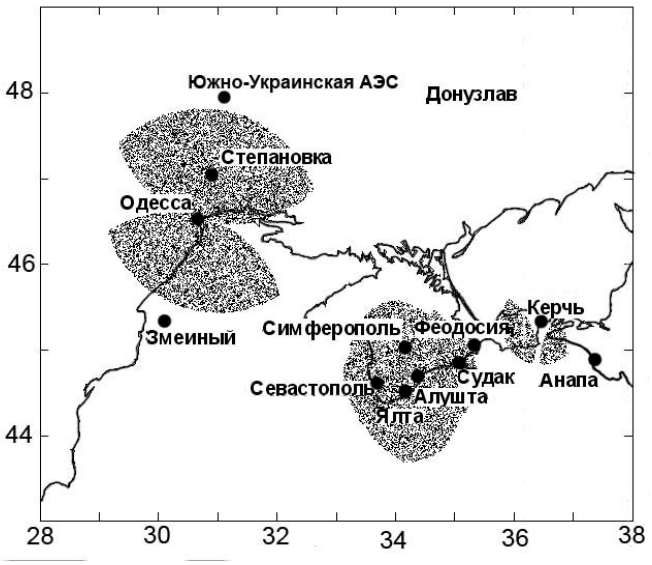


Рис. 3. Области представительности землетрясений энергетического класса К=7.5 (современной состояние).

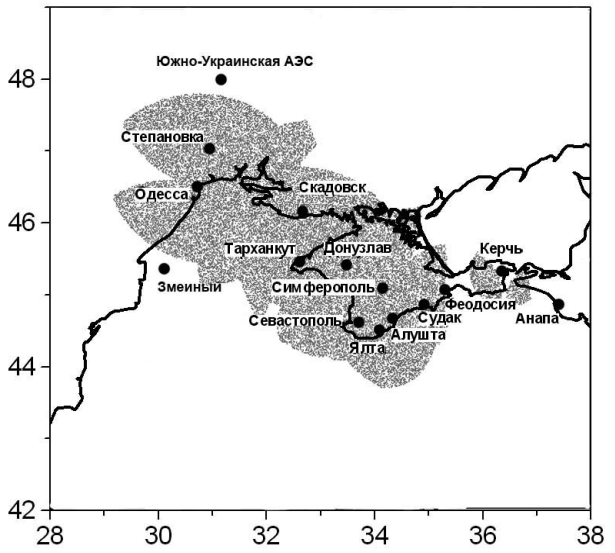


Рис. 4. Области представительных землетрясений энергетического класса К=7.5 (оптимальная система регистрации).

Исходя из логлинейного закон повторяемости землетрясений (см. табл.1) количество незарегистрированных (пропущенных) землетрясений за период наблюдений 1955-2009г из рассматриваемого района составляет порядка 40 событий на уровне K=7–8.

Пополнение статистики по слабым сейсмическим событиям и покрытие всей северо-западной части Черного моря областью представительных землетрясений может быть осуществлено при условии открытия дополнительных пунктов сейсмических наблюдений на Тарханкуте, Донузлаве и в районе Скадовска (рис. 4).

Погрешности определения основных параметров землетрясений. Для существующей сети сейсмических станций в исследуемом районе расчетные погрешности определения географической широты эпицентров землетрясений составляют $\delta\varphi = 0.07^0 \div 0.09^0$, долготы $\delta\lambda = 0.12^0 \div 0.18^0$, глубины – $\delta h = 6 \div 10$ км. Такие погрешности обусловлены, в основном, тем, что станции находятся достаточно далеко от очагов на расстояниях регистрации головных волн, не позволяющих точно локализовать глубину очага. Асимметрия в погрешностях широты и долготы объясняется особенностями расположения сети станций по отношению к очаговой области. Азимутальное окружение очаговой зоны сейсмическими станциями имеют два пустых азимутальных сектора $\approx 40^0 \div 90^0$ и $\approx 120^0 \div 230^0$. Это затрудняет увеличение площади области представительной регистрации землетрясений и уменьшение погрешности в определении основных параметров землетрясений.

Модель сейсмичности.

Анализ информации о землетрясениях северо-западной части шельфа Черного моря позволил определить параметры сейсмического режима (параметры модели сейсмичности): A_6 – сейсмическую активность на уровне магнитуды М=6, b – сейсмическую дробность по

магнитуде (угловой коэффициент графика повторяемости), h – диапазон глубин очагов землетрясений, M_{max} – максимальную магнитуду землетрясения в регионе (см. таблицу).

Таблица. 1.

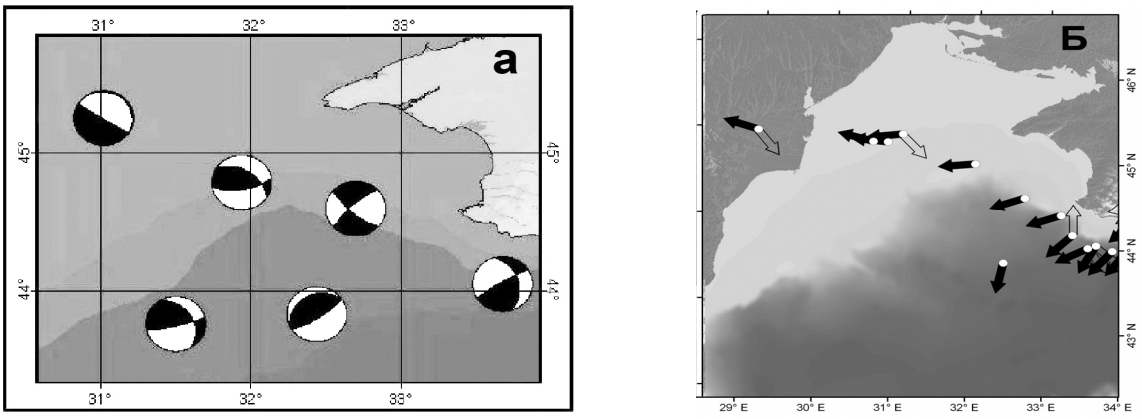
Параметры моделей сейсмичности сейсмоактивных регионов, вносящих вклад в сейсмическую опасность территории северо-западной части Черного моря

Параметр	Крым	Вранча, h>70 км	Вранча, h<70 км	Добруджа	Сев.-зап. шельфа Черного моря	Платформа Украины
A_6	0.007	0.12	0.004	0.005	0.001	0.0001
b	0.79	0.72	0.86	0.86	0.582	0.7
h	5-40	80-200	10-70	10-30	5-15	5-15
M_{max}	6-7.2	7.5-8	6-6.5	5.5-7.0	5.5	4-4.5

Как видно из таблицы, северо-западная часть шельфа Черного моря по своим параметрам сейсмического режима относится к умеренным сейсмическим регионам, в котором сейсмическая активность невелика и превосходит на порядок только сейсмичность платформенной области. Значение сейсмической дробности минимально среди таких же параметров для всех остальных сейсмически опасных для Украины регионов.

Модели очагов землетрясений.

В основу моделей очагов землетрясений шельфа западной части Черного моря положены данные о механизмах очагов наиболее сильных землетрясений (Mw>4) и параметров разрывов, восстановленных по волновым формам записей объемных волн [4, 9].



а **б**

Рисунок 5. Пространственное положение очаговых параметров землетрясений западной части Черного моря: а– диаграммы механизмов; б-направления разрывов

Для большинства изученных землетрясений преобладают всбросо- сдвиговые подвижки с диагональной ориентацией крутопадающих плоскостей разрывов (рис.5,а) и западное, юго-западное направление процессов разрывообразования в очаговых зонах(рис.5.б).

Модели очагов сильных землетрясений сопредельных сейсмотектонических структур (крупных линеаментов), необходимых для интегральной оценке сейсмической опасности, приведены в работе[10]. Для доменов и линеаментов более низкого ранга, для которых очаговые параметры трудно определить, использована модель очагов с произвольной ориентацией разрывов. Такой подход оправдан тем, что вариации в модели очагов вносят наименьшую погрешность в расчетную интегральную интенсивность [11].

Сейсмическая опасность.

Основу современной методологии оценки сейсмической опасности составляют новые представления о сейсмогеодинамике, которая рассматривает сейсмичность как результат деформирования земной коры и литосферы с учетом ее слоисто-блоковой структуры, особенностей прочностных свойств среды, процессов разрушения, фрактального характера

сейсмического процесса, подобия структур на различных иерархических масштабных уровнях [12]. Эта методология применялась при построении карт общего сейсмического районирования (ОСР) территории Северной Евразии, Российской Федерации, Украины [10,12]. Карты ОСР для всей территории Украины вошли в качестве сейсмологической основы в новые нормативные документы "Строительство в сейсмических районах Украины", ДБН В.1.1.12-2006 [13].

Все карты общего сейсмического районирования различных масштабов разработаны только для материковой части и учитывают сейсмичность при строительстве наземных объектов. Для акваторий Черного и Азовского морей карты ОСР не разработаны.

Оценка сейсмической опасности морских территорий имеет свои особенности и трудности. Это связано, прежде всего, с тем, что количественные величины сейсмических воздействий получены на материковой части и их экстраполяция на морскую территорию требует специального обоснования и исследования [14,15].

При оценке сейсмической опасности морских территорий возникают проблемы и трудности, которые частично отсутствуют при исследовании надводной поверхности [15].

1. Каталоги исторических землетрясений, которые определяют статистику сильнейших землетрясений, как правило, неполны и иногда недостоверны.

2. Точность определения координат гипоцентров землетрясений в море меньшая, чем на суше, из-за одностороннего расположения сети сейсмических станций.

3. Подводные участки практически недоступны для прямых геологических и сейсмологических исследований.

4. Типичной особенностью морских площадок, часто отсутствующих на суше, является наличие поверхностного слоя рыхлых, водонасыщенных осадков. Очень трудно установить влияние этих слоев на характер сотрясений донного грунта при землетрясениях.

Недоступность площадок для экспериментальных исследований заставляет прибегать к косвенным оценкам сотрясений от сильного землетрясения. Основным методом при этом служит математическое моделирование. Однако в случае морского дна задача сильно усложняется, так как здесь необходимо учесть влияние слоя водной среды над исследуемой площадкой.

Перечисленные особенности оценки сейсмической опасности шельфовых зон ставят ряд специфических задач, которые необходимо решать [15]:

1. определение влияния толщины водного слоя на интенсивность сотрясений дна;

2. оценка реакции рыхлых обводненных грунтов на сейсмические воздействия и возможности их разжижения;

3. оценка интенсивности гидравлического удара при различных интенсивностях сотрясений дна и возможность возникновения повторных ударов за счет интерференционных явлений в слое воды;

4. оценка возможности возникновения цунами при подводных землетрясениях и их влияния на интенсивности сотрясений дна, оценка вероятности возникновения подводных оползней и т.д.

Необходимо также учесть изменение сейсмического режима в районах эксплуатации подводных месторождений углеводородного сырья. При этом возникает эффект наведенной сейсмичности, который может значительно увеличить величину прогнозируемой интенсивности.

В Украине исследования шельфовых областей с указанных позиций до настоящего времени не проводились. Однако есть некоторые соображения, основанные на экспериментальных фактах [16-20], оправдывающие применение подхода обзорной оценки сейсмической опасности исследуемой морской территории по аналогии с материковой частью Украины. Исследования спектральных мощностей ускорений грунта при землетрясении, зарегистрированного донными и наземными акселерографами на о. Шикотан показывает, что по амплитудному уровню записи мало отличаются [16]. Следовательно, интенсивности сотрясений на суше и на дне примерно одинаковы. Различие состоит только в частотном наполнении спектра. Так на «дне» практически отсутствуют высокочастотные компоненты. Численный эксперимент, оценивающий влияние водного слоя

и водонасыщенности на спектр движения почвы, показывает аналогичное явление затухания высокочастотных компонент [17]. Кроме того, работами по сейсмическому микрорайонированию, проведенными в последние годы с помощью донных сейсмографов на шельфе Черного и Каспийского морей [18-20] показано, что приращения сейсмической интенсивности за счет грунтовых условий на морских территориях находятся в тех же пределах, как и на материковой части.

Исходя из этого, в данной работе применена методика оценки сейсмической опасности территории, ранее принятая для разработки карт ОСР территории Украины [10]. Модель зон возникновения очагов землетрясений (зон ВОЗ) представлены в виде сводной линеаментно-доменной схемы, состоящей из зон ВОЗ юга Украины и Крыма [10], дополненная доменом, простирающимся от западного побережья Крыма и охватывающим исследуемую территорию шельфа. Внутри домена выделена структура с максимальной плотностью эпицентров и *Mmax* =5.5. Для каждой модели зон ВОЗ подбирались модели сейсмичности и модели очагов, описанные выше. Модель затухания интенсивности строилась в соответствии с методикой [21]. При расчетах карт сейсмической опасности учитывалась анизотропии затухания интенсивностей. Для его учета была построена комбинированная модель: анизотропная модель затухания интенсивности (для землетрясений Вранча) и модель со стандартными параметрами затухания интенсивности (для линеаментов и доменов района Добруджи, Крыма и локальных доменов). Затем проводилось суммирование расчетных интенсивностей от всех линеаментов и доменов.

В результате расчетов построены карты сейсмического районирования для периодов повторяемости расчетных интенсивностей 1 раз в 500 и 1000 лет для средних грунтовых условий (рис. 6).

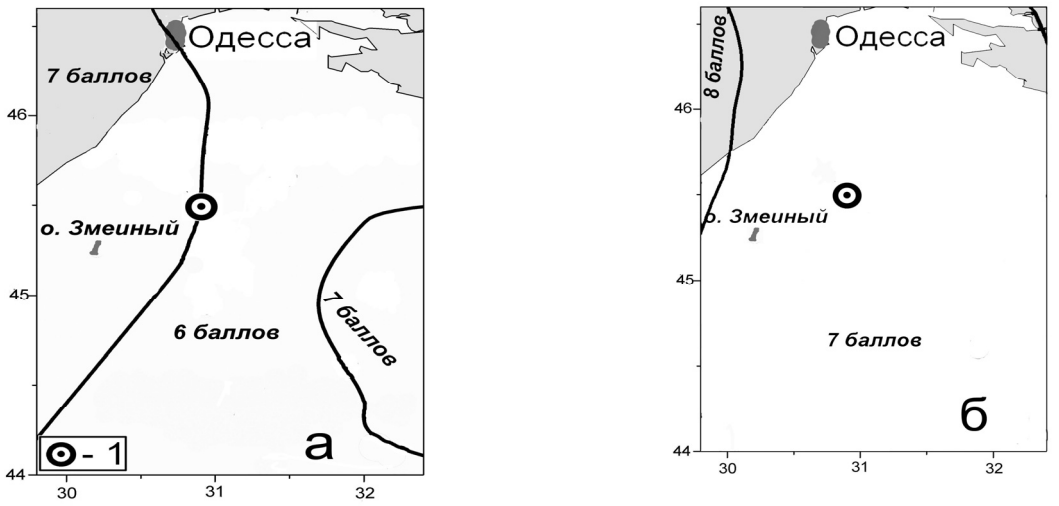


Рис. 6. Карта-схема общего сейсмического районирования территории северо-запада шельфа Черного моря для периодов повторяемости: *а* – 500 лет, *б* – 1000 лет. *1*- эпицентр землетрясения 7 мая 2008 года.

Как видно из карты ОСР, для периода повторяемости 500 лет в западной части исследуемой территории и на морской территории, прилегающей к Крыму, расчетная интенсивность составляет 7 баллов, центральная и северная область относится к 6-ти балльной территории. Землетрясение 7 мая 2008 года произошло позже построенной предварительной карты [22]. Его расчетная интенсивность в эпицентральной зоне составляет 6-7 баллов, а сам эпицентр пространственно попадает на изолинию смены зон интенсивности от 7до 6 баллов. Это свидетельствует о соответствии реальной и расчетной максимальной сейсмичности на карте ОСР, подтверждающей корректность построения карт ОСР для морской территории западного части Черного моря. Для периодов повторяемости в 1000 лет расчетная интенсивность на большей части территории составляет 7 баллов. Это может представлять серьезную угрозу ответственным морским сооружениям.

Приведенные карты общей сейсмической опасности (ОСР) для территории шельфа северо-запада Черного моря носят предварительный (оценочный) характер. Вместе с тем,

уже сегодня при строительстве на выделенных участках экологически опасных объектов (протяженные нефте- и газопроводы и различные другие промышленные морские объекты) необходимо учитывать прогнозные сейсмические воздействия с интенсивностью до 7 баллов. С учетом реальных грунтовых условий на различных участках шельфа расчетная интенсивность может быть увеличена на 1 балл и составить 8 баллов.

Для уточнения полученных оценок требуется проведение и обобщения широкого комплекса детальных геолого-геофизических, сейсмологических, инженерно-геологических, гидрогеологических, геодинамических и др. необходимых изысканий на морских территориях. Недоступность площадок для экспериментальных исследований затрудняет прямые расчеты и приводит к необходимости использовать косвенные оценки сейсмических воздействий от сильного землетрясения. Основным методом при этом может служить математическое моделирование с использованием экспериментальных данных инженерно-геологических изысканий на площадках строительства или протяженных трассах. При этом необходимо будет учесть как физико-механические свойства донных рыхлых отложений, так и влияние мощности слоя водной среды, которая сильно меняется по пространству.

Необходимо также контролировать возможное изменение естественного хода сейсмического режима в районах эксплуатации месторождений полезных ископаемых на шельфе в связи с активизацией потенциально опасных локальных геологических структур Это особенно актуально в связи с положительными прогнозами на нефтегазоносность недр шельфа западной части Черного моря [23] и перспективами дальнейшего промышленного освоения этой территории.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Новый каталог сильных землетрясений на территории СССР.- М.: Наука, 1977.- 536 с.
2. Сейсмологический бюллетень Украины за 1992 г. Симферополь, 1995.-130 с.
3. Сейсмологический бюллетень за 2008 г. – Севастополь, НПЦ ЭКОСИ-Гидрофизика, 2010.-178 с.
4. Пустовитенко Б.Г., Пустовитенко А.А., Капитанова С.А., Калинюк И.В. Очаговые параметры землетрясения 7 мая 2008 г. в районе о.Змеиный (западная часть шельфа Черного моря)// Сейсмологический бюллетень за 2008 г. – Севастополь, НПЦ ЭКОСИ-Гидрофизика, 2010.- С.20-27.
5. Скляр А.М., Князева В.С. Проявление макросейсмического эффекта черноморского землетрясения 7 мая 2008 г. на территории южных областей Украины // Сейсмологический бюллетень за 2008 г. – Севастополь, НПЦ ЭКОСИ-Гидрофизика, 2010.-С. 16-19.
6. Шнюков Е.Ф., Пасынков А.А., Клещенко С.А., Коболев В.П., Любицкий А.А., Захаров З.Г. Газовые факелы на дне Черного моря. – Киев, 1999.–133с.
7. Кульчицкий В.Е, Пустовитенко Б.Г. 80 лет инструментальным сейсмическим наблюдениям в Крыму. История создания, итоги и перспективы.// Геофиз. Журнал. №5.-2008.–С. 9–49.
8. Свидлова В.А., Сыкчина З.Н., Пасынков Г.Д. Оценка представительности землетрясений Крыма по материалам цифровых станций.// Сейсмологический бюллетень за 2009 г. – Севастополь, НПЦ ЭКОСИ-Гидрофизика, 2011.-В печати.
9. Пустовитенко Б.Г., Пустовитенко А.А., Капитанова С.А. Экспериментальные данные о процессах в очагах черноморских землетрясений// Сейсмологический бюллетень за 2005 г. – Севастополь, НПЦ ЭКОСИ-Гидрофизика, 2007.- С.152-163.
10. Пустовитенко Б.Г., Кульчицкий В.Е., Пустовитенко А.А. Новые карты общего сейсмического районирования территории Украины. Особенности модели долговременной сейсмической опасности.// Геофиз. журнал.–№3, т. 28, 2006.- С.54-77.
11. Пустовитенко Б.Г., Кульчицкий В.Е., Пустовитенко А.А.Влияние вариаций сейсмологических параметров на прогнозные характеристики долговременной сейсмической опасности // // Будівельні конструкції, 2006.–С. 281–287.

12. Уломов В.И. Сейсмогеодинамика и сейсмическое районирование Северной Евразии//Вестник ОГГН РАН.-№1.-1999.-С.1-32.
13. «Будівництво в сейсмічних районах України. ДБН України В.1.1.12-2006». – Київ: Мінбуд України, 2006.– 83с.
14. Иващенко А.И., Ким Ч.У., Федоришин М.С. Определение сейсмической опасности на шельфе// Сейсмическое районирование шельфа. Владивосток.–1990. –С. 5-21.
15. Кузин И.П.О сейсмическом районировании шельфов (на примере Охотского моря). // Сейсмическое районирование шельфа. Владивосток.–1990. –С. 66-98.
16. Катренко В.Г., Спирин А.И., Уломов И.В., Фремд В.М., Цыганов В.М., Чилибьева Е.А., Школьников С.А. Регистрация землетрясений донными и наземными акселерометрами на острове Шикотан (Курильские острова) // Сейсмическое районирование шельфа. Владивосток.–1990. –С. 173-188.
17. Spudich P., Orcutt J. Estimation of earthquake ground motions relevant to the triggering of marine mass movement // Marine slides and other mass movement. New York.- Plenum. 1982.-P. 219-231.
18. Ковачев С.А., Кузин И.П., Лобковский Л.И. Первый опыт сейсмического микрорайонирования морского дна с помощью донных сейсмографов//Вулканология и сейсмология.2002.№4.С.1-6.
19. Ковачев С.А., Кузин И.П., Лобковский Л.И. Детальные сейсмологические наблюдения на центральном участке шельфа и континентального склона северо-восточной части Черного моря с помощью донных станций// Физика Земли.-2003. №1.С.21-27.
20. Ковачев С.А., Кузин И.П., Лобковский Л.И. Об оценке сейсмической опасности и сейсмическом микрорайонировании участков строительства морских сооружений на слабосейсмичных акваториях// Вулканология и сейсмология. 2009. 32.-С.67-80.
21. Гусев А.А., Шумилина Л.С. Моделирование связи балл-магнитуда - расстояние на основе представления о некогерентном протяженном очаге // Вулканология и сейсмология. –1999, №4–5. – С.29–40.
21. Пустовитенко Б.Г., Кульчицкий В.Е., Пустовитенко А.А.Об оценке сейсмической опасности морских территорий (на примере северо-западной части Черного моря) // Уроки и следствия сильных землетрясений (материалы международной научной конференции)– Симферополь: ИГ НАНУ, КЭС, 2007–С.147-149.
22. Кабанов В., Поливцев А., Чепиль П., Филатова Т., Щербина В. Прогноз газоперспективных объектов украинской зоны шельфа Черного моря // Проблемы геодинамика и нефтегазоносности Черноморско-Каспийского региона. – Симферополь , 2004.–С.107-116.

УДК 000.000

ПОВТОРЯЕМОСТЬ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ ЗОН ВОЗ КАВКАЗА

Степанов Владимир Васильевич, канд. геол.-мин. наук, главный геолог.
Прибылова Наталья Евгеньевна, инженер 1 кат.
Филиал ОАО «Институт Гидропроект» - «ЦСГНЭО», Волоколамское шоссе, 2, г. Москва, 125993, office@geodyn.ru, т. (495) 727-36-77

В статье представлены результаты исследований повторяемости землетрясений Большого Кавказа на основе сводного каталога землетрясений, по состоянию на 2002 г.

На основе анализа геолого-геофизических данных, каталога исторических землетрясений [6] и каталога инструментально зарегистрированных землетрясений до 2002 г. включительно [1-3] выполнено картирование площадных зон ВОЗ Кавказа по модели Н.В.Шебалина. Зоны

ВОЗ выделены методом картирования эпицентров относительно наиболее сильных землетрясений в зонах региональных тектонических структур и разломов с учетом направлений их падения [4, 5]. Полученная таким образом схема зон ВОЗ Кавказа представлена на рис. 1.

Рис. 1. Схема зон ВОЗ Кавказа.

Максимальное зарегистрированное землетрясение в пределах Большого Кавказа произошло в 1668 году в г. Шемаха в зоне Главного Кавказского разлома, ощущалось с интенсивностью до 6 баллов на большом удалении от эпицентра (п. Терки, г. Астрахань) и оценивается магнитудой M=7.8 [6]. Для оценки магнитуд ($\mathbf{M}_{max}$) вероятных землетрясений Большого Кавказа определенного периода повторяемости проведены исследования годовой повторяемости землетрясений рассматриваемого региона с шагом 0.5M для периодов их представительной регистрации, полученных по графикам хронологического распределения землетрясений данного региона и представленных на рис. 2.

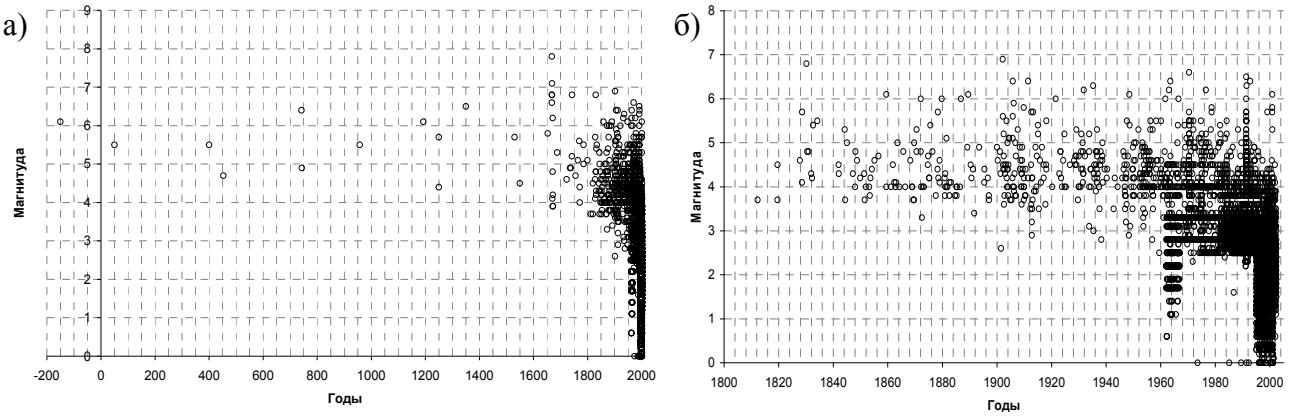


Рис. 2. Хронологическое распределение землетрясений района Большого Кавказа.
***а* - за период с -150 до 2002 г. (T= 2152 года), *б* - с 1812 до 2002 г.**

На графиках отчетливо выделяются этапы развития региональной сейсмологической сети наблюдений Кавказа, различающиеся по уровню M_{min}, позволяющие определить временные границы и продолжительность периодов представительной регистрации землетрясений определенных энергетических классов.

Полученные таким образом количественные характеристики повторяемости землетрясений Большого Кавказа представлены в табл. 1, а график повторяемости землетрясений - на рис. 3.

M	Кол-во N	T, годы	Lg N/ T
2.8 (2.6-3.0)	3598	41	1.943277
3.3 (3.1-3.5)	1516	41	1.567915
3.8 (3.6-4.0)	648	51	1.104005
4.3 (4.1-4.5)	325	51	0.804313
4.8 (4.6-5.0)	170	103	0.217612
5.3 (5.1-5.5)	58	103	-0.24941
5.8 (5.6-6.0)	19	103	-0.73408
6.3 (6.1-6.5)	10	103	-1.01284
6.8 (6.6-7.0)	6	335	-1.74689
7.8 (7.6-8.0)	1	2152	-3.33284

Табл.1. Повторяемость землетрясений региональной зоны Большого Кавказа.

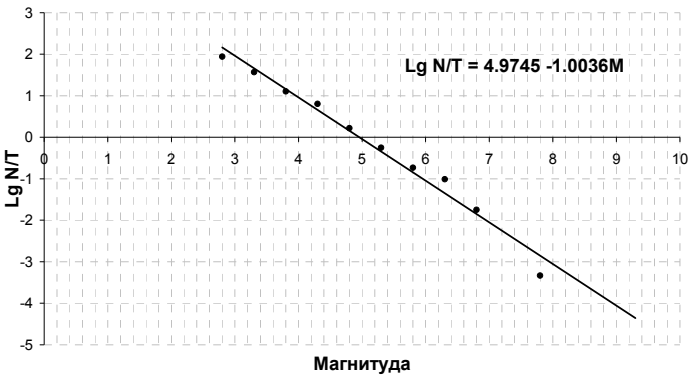


Рис. 3. Годовая повторяемость магнитуд землетрясений Большого Кавказа. (R^2=0.98)

Соотношение годовой повторяемости землетрясений в пределах региона Большого Кавказа характеризуется зависимостью: Lg N/T= 4.9745 – 1.0036*M, в соответствии с которой получены следующие оценки вероятных максимальных магнитуд землетрясений Большого Кавказа для следующих периодов повторяемости: при T=100 лет, M_{100} = 6.9; T=1000 лет, M_{1000}=7.9; T=10 000 лет, M_{10000}=8.9.

Учитывая неоднородность сейсмической активности в пределах региона, для каждой из выделенных зон ВОЗ Большого Кавказа (рис. 1) проведен анализ повторяемости землетрясений. Для целей сейсмостойкого проектирования строительных объектов, размещаемых на конкретных площадках строительства, используется вероятностная оценка возникновения землетрясения на площадке S=1000 км^2 (R=18.5 км).

Количественные характеристики повторяемости землетрясений в зонах ВОЗ Кавказа представлены в таблицах 2 - 9, а сами графики на соответствующих рисунках (рис. 4 - 11).

M	Кол-во N	T, годы	S, тыс км^2	Lg N/ TS
2.8 (2.6-3.0)	150	33	110	-1.38382
3.3 (3.1-3.5)	72	41	110	-1.79684
3.8 (3.6-4.0)	26	98	110	-2.61765
4.3 (4.1-4.5)	19	98	110	-2.75387
4.8 (4.6-5.0)	6	98	110	-3.25447

Табл. 2 Повторяемость землетрясений южной окраины Скифской плиты

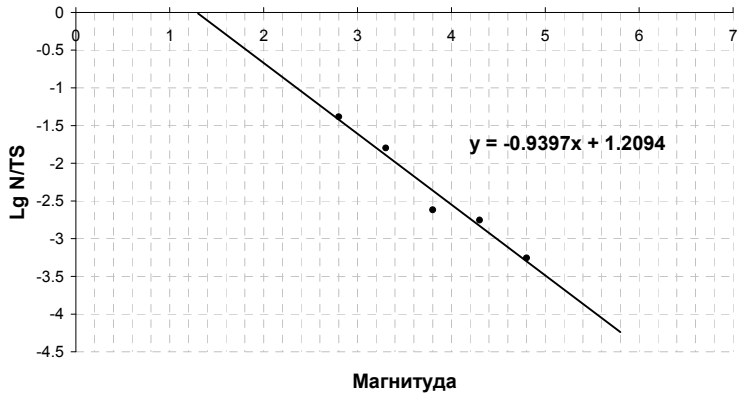


Рис. 4 График повторяемости землетрясений в зоне Скифской Плиты (R^2=0.96)

M	Кол-во N	T, годы	S, тыс км2	Lg N/ TS
2.8 (2.6-3.0)	469	41	22.79	-0.29936
3.3 (3.1-3.5)	189	41	22.79	-0.69407
3.8 (3.6-4.0)	54	41	22.79	-1.23813
4.3 (4.1-4.5)	22	35	22.79	-1.55939
4.8 (4.6-5.0)	6	33	22.79	-2.09811
5.3 (5.1-5.5)	3	43	22.79	-2.51409
5.8 (5.6-6.0)	2	117	22.79	-3.1249

Табл. 3 Повторяемость землетрясений зоны Терско-Каспийского прогиба

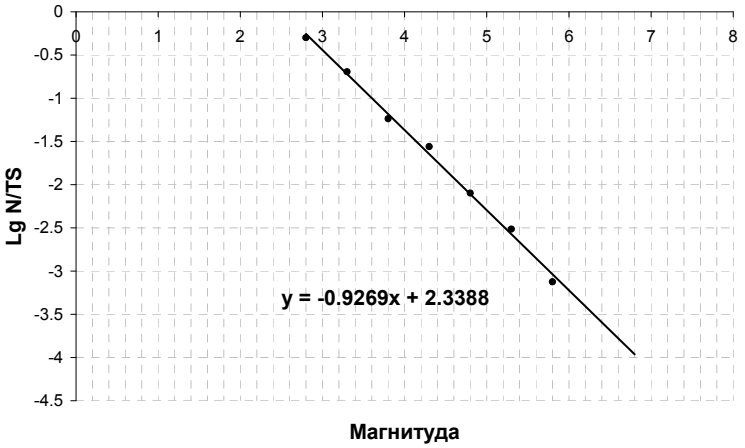


Рис. 5 График повторяемости землетрясений в зоне Терско- Каспийского прогиба (R^2=0.996)

M	Кол-во N	T, годы	S, тыс км^2	Lg N/ TS
2.8 (2.6-3.0)	12	12	12.49	-1.09656
3.3 (3.1-3.5)	6	14	12.49	-1.46454
3.8 (3.6-4.0)	2	51	12.49	-2.5031
4.3 (4.1-4.5)	2	63	12.49	-2.59487
4.8 (4.6-5.0)	2	129	12.49	-2.90612

Табл. 4. Повторяемость землетрясений Минераловодской зоны

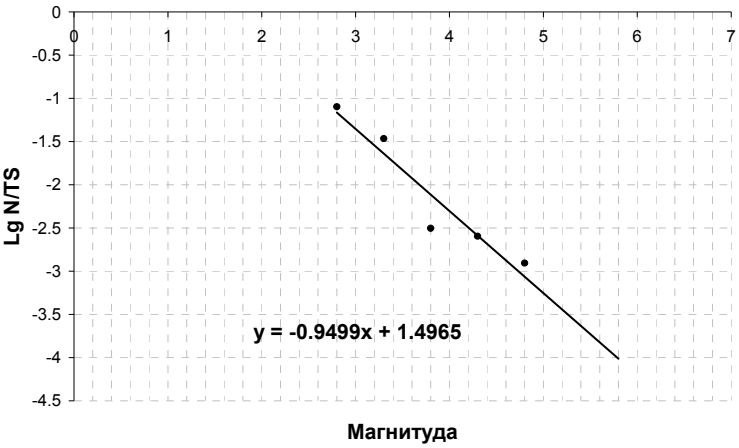


Рис. 6 График повторяемости землетрясений Кавминводской зоны (R^2=0.92)

M	Кол-во N	T, годы	S, тыс. км^2	Lg N/ TS
2.8 (2.6-3.0)	459	21	28.64	-0.11738
3.3 (3.1-3.5)	239	21	28.64	-0.40079
3.8 (3.6-4.0)	151	33	28.64	-0.79651
4.3 (4.1-4.5)	83	53	28.64	-1.26217
4.8 (4.6-5.0)	27	53	28.64	-1.74989
5.3 (5.1-5.5)	18	114	28.64	-2.25861
5.8 (5.6-6.0)	5	114	28.64	-2.81491
6.3 (6.1-6.5)	5	114	28.64	-2.81491
6.8 (6.6-7.0)	2	173	28.64	-3.39399

Табл. 5. Повторяемость землетрясений Владикавказской зоны

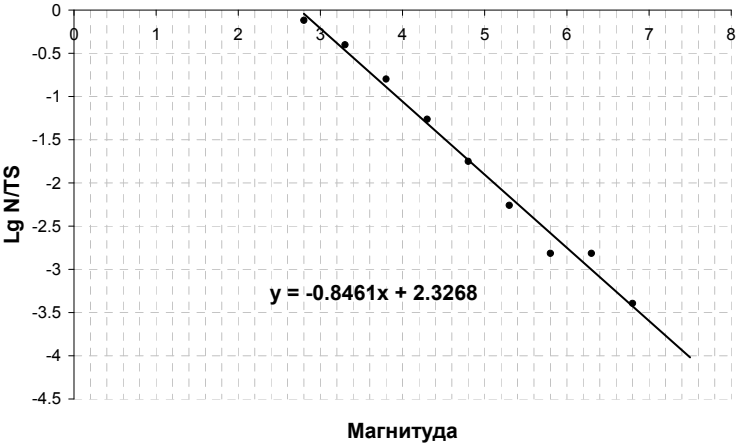


Рис. 7. График повторяемости землетрясений Владикавказской зоны (R^2=0.99)

M	Кол-во N	T, годы	S, тыс км^2	Lg N/ TS
2.8 (2.6-3.0)	16	20	4.16	-0.716
3.3 (3.1-3.5)	4	23	4.16	-1.37876
4.3 (4.1-4.5)	1	124	4.16	-2.71252
4.8 (4.6-5.0)	2	97	4.16	-2.30484
5.8 (5.6-6.0)	1	98	4.16	-2.61032

Табл. 6. Повторяемость землетрясений зоны Пшекиш-Тырнаузского разлома

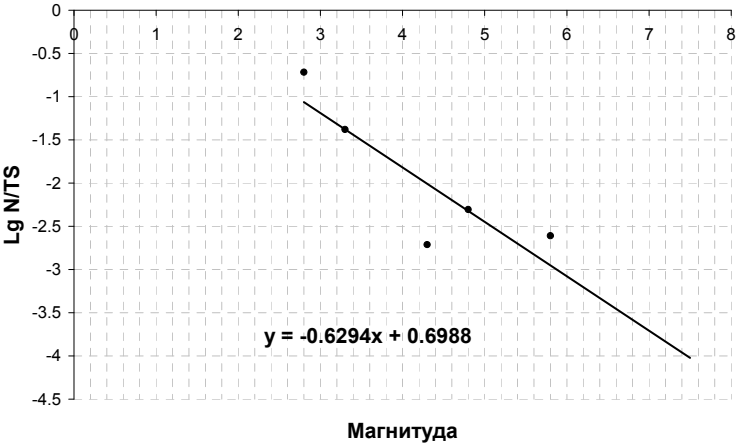


Рис. 8 График повторяемости землетрясений в зоне Пшекиш-Тырнаузского разлома (R^2=0.95)

M	Кол-во N	T, годы	S, тыс км^2	Lg N/ TS
2.8 (2.6-3.0)	86	35	11.16	-0.65723
3.3 (3.1-3.5)	18	12	11.16	-0.87157
3.8 (3.6-4.0)	12	118	11.16	-2.04036
4.3 (4.1-4.5)	5	94	11.16	-2.32182
4.8 (4.6-5.0)	3	159	11.16	-2.77194
5.3 (5.1-5.5)	4	122	11.16	-2.53196
5.8 (5.6-6.0)	2	124	11.16	-2.84006
6.3 (6.1-6.5)	1	1728	11.16	-4.28521

Табл. 7. Повторяемость землетрясений зоны Ахтырско-Черкесского разлома

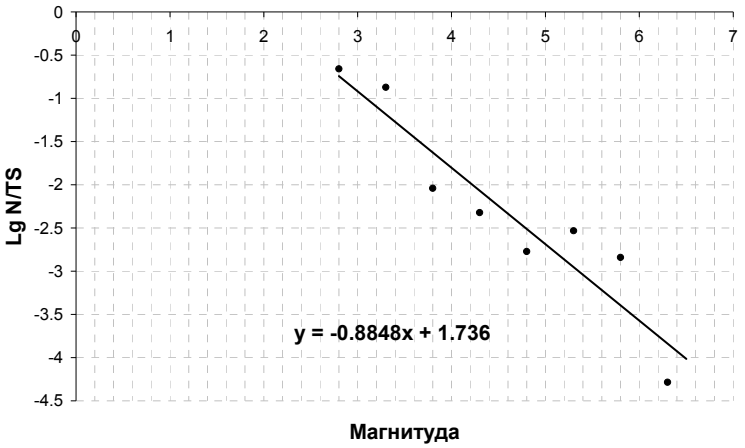


Рис. 9 График повторяемости землетрясений в зоне Ахтырско- Черкесского разлома (R^2=0.88)

Ахтырско-Черкесская зона ВОЗ выделена по геофизическим данным, как зона разломов консолидированного фундамента, не обнажающихся на поверхности. В пределах зоны зарегистрировано наиболее сильное землетрясение с $\mathbf{M}_{max}$=6.0.

M	Кол-во N	T, годы	S, тыс. км^2	Lg N/ TS
2.8 (2.6-3.0)	271	21	34.98	-0.43307
3.3 (3.1-3.5)	95	21	34.98	-0.88832
3.8 (3.6-4.0)	53	37	34.98	-1.38775
4.3 (4.1-4.5)	53	75	34.98	-1.69461
4.8 (4.6-5.0)	19	110	34.98	-2.30646
5.3 (5.1-5.5)	7	99	34.98	-2.69436

Табл. 8. Повторяемость землетрясений Центрально-Кавказской зоны.

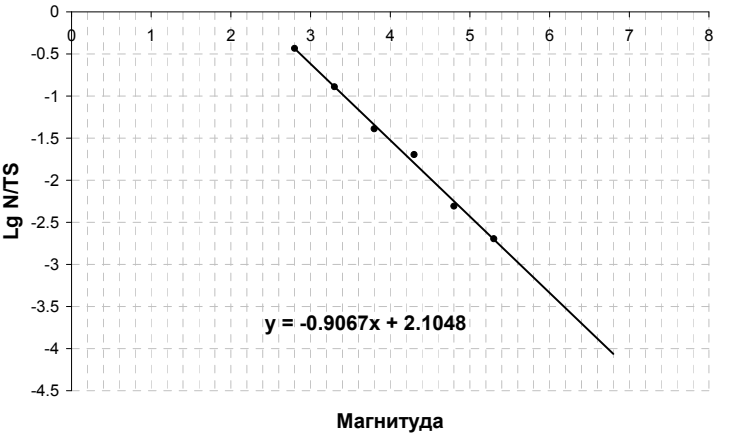


Рис. 10 График повторяемости землетрясений Центрально-Кавказской зоны (R^2=0.996)

M	Кол-во N	T, годы	S, тыс. км^2	Lg N/ TS
2.8 (2.6-3.0)	524	21	62.35	-0.39772
3.3 (3.1-3.5)	237	21	62.35	-0.74231
3.8 (3.6-4.0)	128	21	62.35	-1.00985
4.3 (4.1-4.5)	154	102	62.35	-1.61592
4.8 (4.6-5.0)	52	50	62.35	-1.7778
5.3 (5.1-5.5)	15	52	62.35	-2.33475
5.8 (5.6-6.0)	10	103	62.35	-2.80767
6.3 (6.1-6.5)	7	98	62.35	-2.94096
6.8 (6.6-7.0)	2	101	62.35	-3.49813
7.8 (7.6-8.0)	1	335	62.35	-4.31988

Табл. 9. Повторяемость землетрясений в зоне Главного Кавказского разлома (разломы Южного склона Большого Кавказа).

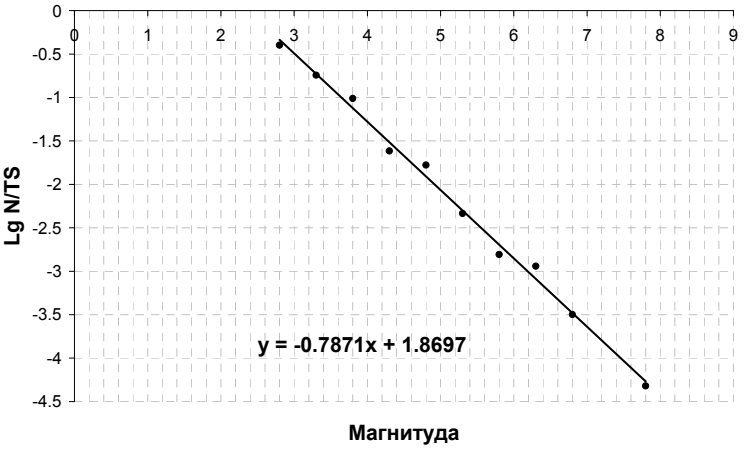


Рис. 11 График повторяемости землетрясений в зоне Главного Кавказского разлома (R^2=0.99)

Полученные соотношения повторяемости и оценки $M_{ПЗ}$ и $M_{МРЗ}$ для периодов повторяемости $T_{ПЗ}$=100, $T_{МРЗ}$=10 000 лет представлены в табл. 10.

Табл. 10.

Сводная таблица соотношений повторяемости и расчетной эпицентральной интенсивности землетрясений региона Большого Кавказа

Наименования зон ВОЗ	Соотношение повторяемости землетрясений определенных магнитуд (n/год, тыс. км^2)	$M_{ПЗ}$ 100 вер.	$M_{МРЗ}$ 10000 вер.
Большого Кавказа	**lgN/TS= 2.3891 - 0.6732*I_0**	6.5	9.5
Большого Кавказа	Lg N/T= 4.9745 – 1.0036***M**	6.9	8.9
Южной окраины Скифской плиты	lgN/TS=1.2094 - 0.9397 *M	3.4	5.5
Терско-Каспийский прогиб	lgN/T=2.3388 – 0.9269*M;	4.6	6.8
Нальчик - Ахтырско - Черкесская	**lgN/TS= 1.736 - 0.8848* M**	5.4	6.5
Минераловодская	**lgN/TS= 1.4965 - 0.9499* M**	3.7	5.8
Владикавказская	**lgN/TS= 2.3268 - 0.8461*M**	5.1	7.5
Пшекиш-Тырнаузская	**lgN/TS=0.6988 - 0.6294*M**	4.5	7.8
Центрально-Кавказская	**lgN/TS=2.1048 – 0.9067*M**	4.9	7.5
Центрально-Дагестанская	**lgN/TS=2.513 – 0.9321*M**	4.2	7.0
Главного Кавказского разлома	**lgN/TS= 1.8697 – 0.7871* M**	4.8	7.3
Терско-Каспийская	**lgN/TS= 2.3388 - 0.9269*M**	5.1	6.8
Малого Кавказа	**lgN/TS= 2.2817 – 0.9284*M**	4.6	6.7

Для оценок вероятной интенсивности землетрясений заданной повторяемости получено региональное соотношение повторяемости эпицентральной интенсивности землетрясений Большого Кавказа: lgN/TS = 2.3891 - 0.6732* I_0, в соответствии с которым на любой площадке S=1000 км^2 оценка интенсивности для T=100 лет составляет I_0=7 баллов; для T=1000 лет - I_0=8.5 баллов; для T=10000 лет - I_0=10 баллов.

Для оценок вероятной интенсивности землетрясений заданной повторяемости в расчетной точке предлагается использовать соотношение повторяемости расчетной интенсивности, нормированной на период повторяемости определенного балла (T_I), вида:

$lgN/T_I = a - b*I_{расч}$.

Для оценок возможной интенсивности землетрясений при известном соотношении повторяемости землетрясений определенных магнитуд, представленных в табл. 10, рассмотрено распределение землетрясений Большого Кавказа по глубине, представленное на рис. 12, 13.

На рис. 12 представлена выборка землетрясений по меридиональному профилю Центрального Кавказа в координатах: 41- 44° N. Масштаб по горизонтали: 0.5° = 55 км. На глубинном разрезе наиболее сейсмоактивный слой прослеживается на глубинах h= (-1) ÷ (-25) км, при минимальных глубинах h= -1 км и максимальных глубинах до h= -70 км. На северной окраине Большого Кавказа в интервале широт 42.5 – 43.2^o N выделяется наклонная сейсмофокальная зона с высокой плотностью очагов землетрясений, с падением на север под Скифскую плиту в районе Ставропольского края.

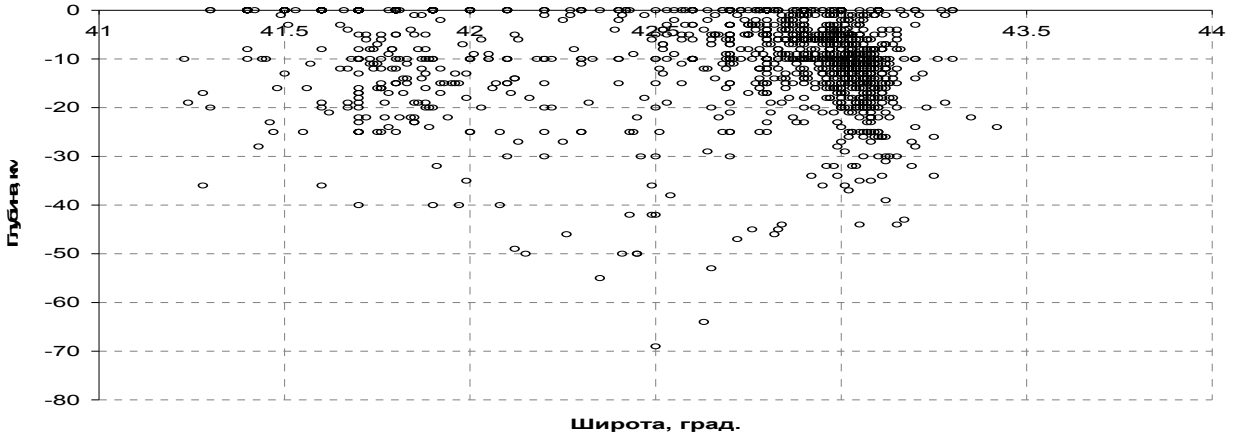


Рис. 12. Глубинное распределение очагов землетрясений Центрального Кавказа по меридиану

На рис. 13 представлен график соотношения магнитуд и глубин землетрясений Большого Кавказа, на котором в интервале магнитуд M=1 ÷ 5.5 отмечается сравнительно равномерное распределение очагов на глубинах от h_{min}= -1 км до h= -20 км, с возрастанием глубины очагов при увеличении магнитуды от M=1 до M=3.

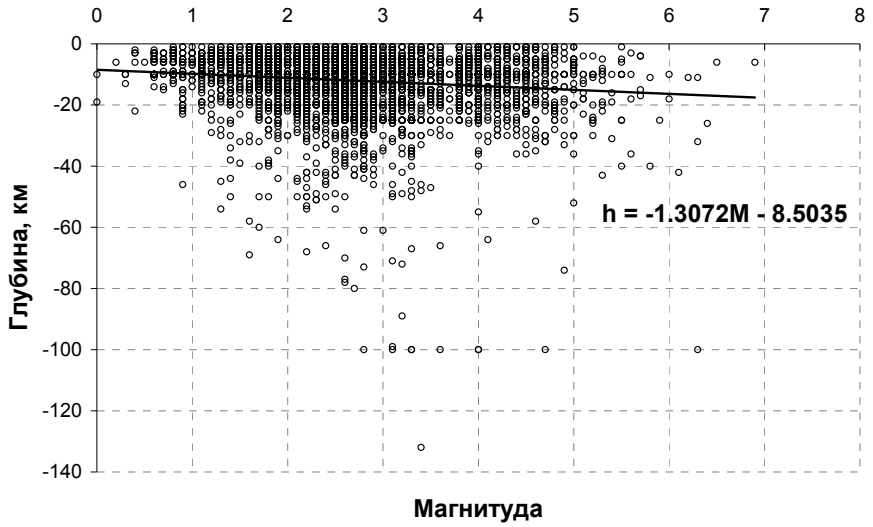


Рис.13. График соотношения магнитуды (M) и глубины (h) очагов землетрясений Большого Кавказа

Начиная с M>5.0 резко уменьшается количество землетрясений, а минимальная глубина очагов возрастает до $h_{min}\approx$ -5 (-4÷-6) км. На основе данного распределения получено соотношение магнитуд и средних глубин землетрясений Большого Кавказа: h_{cp} = -1.3072 *M - 8.5. На основе полученных соотношений M/h_{min} и M/h_{cp} в таблице 10 даны оценки минимальной (h_{min}) и средней (h_{cp}) глубин очагов землетрясений Большого Кавказа и соответствующие им расчетные значения максимальной и средней эпицентральной интенсивности сотрясений в очагах землетрясений зон ВОЗ Большого Кавказа, полученные по соотношению:

$$I_0=1.5M – 3.5 \lg h + 3.$$

Табл.10.

Сравнительная таблица оценок магнитуд землетрясений с периодами повторяемости T=100 лет и T=10 000 лет и соответствующих значений максимальной и средней расчетных интенсивности (I_0) землетрясений при h_{min} и h_{cp} в зонах ВОЗ Большого Кавказа.

Наименования зон ВОЗ	M_{max} набл. за 2000 лет	$\mathbf{M}_{max}$ линеам. карты ОСР-97	$\underline{M_{10000}}$ hcp - hmin	$I_{0\ 10000}$ hcp - hmin	$\underline{M_{100}}$ hcp/hmin	$I_{0\ 100}$ hcp - hmin
Малый Кавказ	6.9	**7.5**	6.8 17-5	9 -11	4.6 14-1	6 -10
Главного Кавказского разлома	7.8	**7.5**	7.3 18-5	9.5 -11	4.8 15-1	6 - 10
Центрально-Кавказская	5.4	**5.5**	6.3 16-5	8 -10	4.6 14-1	6 - 10
Центрально-Дагестанская	5.8	**6.5**	7.0 17-5	9 -11	4.8 15-1	6 -10
Пшекиш-Тырнаузская	5.6	**7.0**	7.8 19-5	10 - 12	4.5 14-1	6 -10
Владикавказская	6.8	**7.5**	7.5 18-5	10 - 12	5.1 15-1	6.5 -10
Терско-Каспийская	6.0	**6.5**	6.9 17-5	9 - 11	4.6 14-1	6 -10
Нальчик-Черкесско-Ахтырская	6.0	**7.0**	6.5 16-5	8.5 - 10	4.2 14-1	5 - 9

В результате проведенных исследований получены эмпирические соотношения повторяемости землетрясений на территории Большого Кавказа, позволяющие на предварительных стадиях проектирования проводить вероятностные оценки: магнитуд

землетрясений заданной повторяемости, минимально возможных и средних глубин очагов землетрясений и расчетной интенсивности землетрясений для заданных уровней сейсмического риска.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. "Землетрясения в СССР" - ежегодники за 1962-1991 гг. М.: Наука, 1964-1997.
2. "Землетрясения в Северной Евразии" - ежегодники за 1992-2002 гг. Москва, Обнинск, 1997-2008.
3. Новый Каталог сильных землетрясений на территории СССР с древнейших времен до 1975 г. М.: Наука, 1977, 536 с.
4. Степанов В.В. Сейсмотектоническая карта Европейской части, Урала и Кавказа, м-ба 1:1000 000, ВГФ, 2000.
5. Степанов В.В. Типизация сейсмотектонических структур для оценки их сейсмического потенциала. Сб. статей М.В.Гзовский и развитие тектонофизики. Наука. 2001
6. Shebalin N.V., Tatevossian R.E. Catalog of strong earthquakes (Mi6) for the global seismic hazard assessment program test area "Caucasus"/Historical and Prehistorical Earthquakes in the Caucasus. Editer by D.Giardind and S.Balassanian. NATO ASI Series, vol. 28 Dordrecht. 1997, P. 210-232.

УДК 550.34.012

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОГНОЗНЫХ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ СИЛЬНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ КРЫМА.

Пустовитенко Б.Г., д.р ф.-м.н, в.н.с. Калинюк И.В., вед. инж., Мержей Е.А., аспирант

Институт геофизики НАН Украины, Симферополь, ул. Студенческая,3, bella@seismoexpert.crimea.ua

В соответствии с ДБН В.1.1-12:2006 расчет высотных зданий и ответственных сооружений на сейсмические воздействия должен выполняться с использованием прямого динамического метода с применением акселерограмм, в том числе синтезированных. Излагается разработанная методология и методика построения прогнозных акселерограмм сильных землетрясений Крыма на основе региональных статистических свойств очаговых параметров и динамических особенностей объемных волн.

Постановка задачи.

Во многих сейсмоопасных регионах мира с высокой частотой повторяемости сильных землетрясений в практике расчета сейсмических нагрузок используются записи реальных акселерограмм, записанных приборами при сильных движений грунта вблизи очаговых зон и районов нового строительства. В Крыму таких записей не имеется. В связи с этим для выполнения требований новых нормативных документов ДБН [1], регламентирующих при проектировании высотных и ответственных зданий применять прямой динамический метод расчета с использованием акселерограмм, возникла задача разработки косвенного полуэмпирического метода и методики моделирования прогнозных сильных воздействий с использованием представительной статистики о параметрах местных слабых землетрясений.

Для юга Крыма с прогнозной интенсивностью 8–9 баллов [2] и интенсивно развивающимся рекреационным и жилищным строительством эта задача является особо актуальной.

Основные методы прогноза сильных воздействий и возможность их использования в Крыму

При построении акселерограмм допускается использовать существующие методы [3], которые можно объединить в три основные группы: а) методы, использующие записи акселерограмм землетрясений максимального расчетного уровня, имевших место вблизи площадки (1), или имеющиеся аналоговые сейсмограммы удаленных сильных землетрясений

(2); б) методы, основанные на моделях разлома: теоретический (3) и полуэмпирический (4); в) методы, использующие стандартные спектры: синтезирование расчетных акселерограмм и спектров действия с установленными оценками параметров движений грунта при расчетных воздействиях во временной или спектральной форме (5). Иногда также применяется метод подбора акселерограмм из мировой базы данных с близкими сейсмотектоническими условиями и моделями землетрясений. Однако существуют определенные трудности поиска аналогов, отвечающих всем региональным особенностям сейсмичности.

Особенности сейсмического режима в Крымском регионе с большим периодом возникновения землетрясений максимальных магнитуд не позволяет использовать наиболее эффективный метод (1). Подход (2), предложенный в виде акселерограмм в ДБН [1], построенных по записям глубокофокусных землетрясений зоны Вранча на больших эпицентральных расстояниях [4] не может быть применен в Крыму с другими сейсмогеодинамическими условиями возникновения землетрясений, моделью очагов и пути распространения сейсмических волн. Методы (3) и (4) позволяют получить надёжные результаты, учесть грунтовые условия, сложный механизм разрушения в очаге и компенсируют недостатки метода (2). Именно эти идеи положены в основу моделирования акселерограмм для Крыма.

Динамические характеристики возможных сейсмических колебаний грунтов на площадке проектируемого строительства зависят от пяти основных факторов [3]:

1–положения активных разломов и их параметров (длина, глубина заложения, направление движения, скорость движения); 2–положения зон возникновения очагов землетрясений (ВОЗ) и их параметров (максимальная магнитуда, мощность сейсмогенного слоя, модель очага, параметры сейсмического режима); 3–удаленности площадки от центра активного разлома или зоны ВОЗ; 4–характеристики затухания интенсивности сейсмических волн и изменения спектрального состава колебаний на пути распространения колебаний от потенциального очага землетрясения до площадки; 5–сейсмических характеристик грунтовых условий площадки (скорости распространения продольных и поперечных сейсмических волн, их декрементов затухания, плотности и мощности слоев грунта).

Разнообразие перечисленных факторов делают невозможным провести точный теоретический расчёт прогнозных акселерограмм, велосиграмм или сейсмограмм сильных землетрясений. В то же время влияние всех этих факторов заложено и содержится в реальных записях сейсмических колебаний многочисленных местных слабых толчков, в частности в Крыму.

Моделирование сильных сейсмических воздействий

Один из способов реализации метода (4), описанного в статье [5], основан на выборе типичного землетрясения, на основе экспериментальных зависимостей динамических параметров (периодов и амплитуд объемных волн, длительностей колебаний и др.) и спектральных характеристик смещений (угловой частоты спектра, максимума спектральной плотности) от энергии землетрясения [6] и на выполнении закона подобия слабых и сильных землетрясений [7]. Эти зависимости получены по аналоговым записям смещений от слабых Крымских землетрясениях на сейсмических станциях Крыма за период с 1955 по 2008 гг. в диапазоне энергетических классов K_n=7-13 (магнитуд M=1.5-5). Зависимости представлены линейными регрессиями в билогарифмическом масштабе [6] и указывают на существующую закономерность подобия динамических и спектральных характеристик в широком диапазоне энергий землетрясений. Можно полагать, что такое подобие сохраняется и для землетрясений с максимально возможными энергиями. Такой подход позволяет сохранить «образ землетрясения» как в спектральной, так и во временной области.

Опишем кратко этапы построения акселерограмм. Из имеющихся сейсмограмм относительно слабых сейсмических событий выбираются записи «типичных» землетрясений, зарегистрированных на ближайшей сейсмической станции к исследуемому объекту строительства. Запись «типичного» землетрясения должна удовлетворять следующим условиям: район очага – ближайшие сейсмогенерирующие структуры (зоны ВОЗ) с максимальными магнитудами (M_{max}); глубина очага соответствует преобладающим глубинам в данной структуре; динамические параметры (отношения амплитуд A_S/A_P и

периодов T_S/T_P) продольных *(P)* и поперечных *(S)* волн должны соответствовать преобладающим долговременным значениям распределений; периоды T_P и T_S, относительная длительность максимальных колебаний $\tau_{1/3}$, общая длительность записи D – отвечают полученным по экспериментальным данным зависимостям этих параметров от энергетического класса или магнитуды $T_P(K)$, $T_S(K)$, $\tau_{1/3}(K)$, $D(K)$ и попадают в интервал среднеквадратичных отклонений относительно линии их аппроксимации; форма спада амплитуд со временем $A(t)$ и изменения периодов $T(t)$ не противоречат сводным огибающим для совокупности землетрясений. Кроме этого спектральный состав колебаний «типичного» землетрясения должен подчиняться следующим требованиям: амплитудный спектр «истинного» колебания соответствует модели Брюна со спадом спектральной плотности по квадратичному закону [8]; энергетический спектр имеет один максимум; спектральная плотность в длиннопериодной части спектра Ω_0 и угловая частота f_0 попадают в интервал среднеквадратичных отклонений относительно линии аппроксимации корреляций $\Omega_0(K)$ и $f_0(K)$.

По сейсмограмме «типичного» землетрясения рассчитывается комплексный спектр записи и переводится в комплексный спектр «истинного» ускорения почвы с учётом частотных характеристик сейсмической аппаратуры на данной станции.

По зависимостям для спектральных характеристик $\Omega_0(K)$ и $f_0(K)$ спектры ускорений трансформируются на энергетический класс K_{max} моделируемого сильного землетрясения, которое может создать на данной сейсмической станции сотрясения с заданной интенсивностью. Затем горизонтальные компоненты ускорения перепроектируются на направления R («очаг-исследуемая площадка») и T (ортогональное к направлению R).

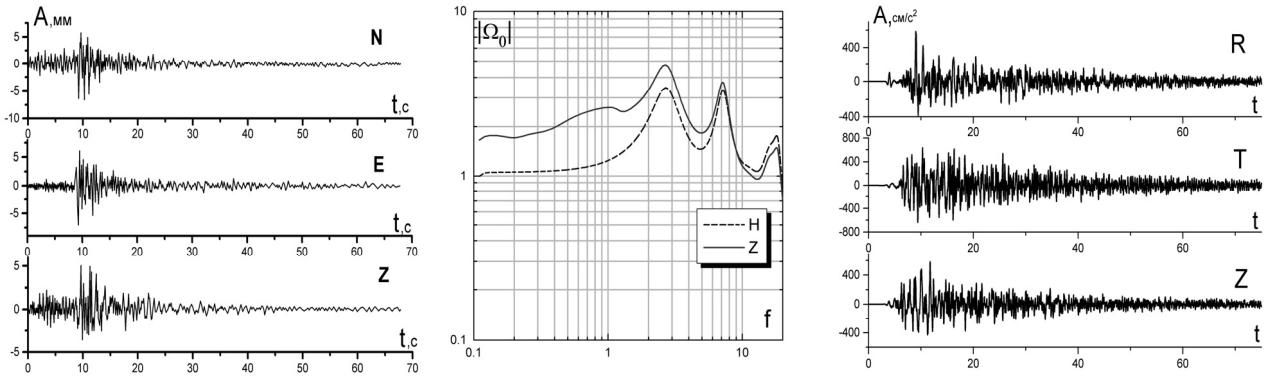
Далее из точки регистрации полученные акселерограммы «переносятся» на исследуемую площадку строительства, при этом используются рассчитанные по алгоритму Ратниковой Л. И. [9] спектральные характеристики среды с использованием экспериментальных данных инженерно-геологических изысканиях.

Полученные акселерограммы нормируются на пиковые ускорения, соответствующие расчетным сейсмическим интенсивностям, затем проверяется соответствие результатов всем зависимостям для динамических характеристик записей сейсмических волн и характерным распределениям периодов и амплитуд вдоль записей и проводится окончательная корректировка акселерограммы.

Описанная методика была апробирована на пяти объектах в Крыму, расположенных в городах: Симферополь, Ялта, Керчь, Севастополь.

Пример расчетной акселерограммы для площадки строительства в г. Севастополь

Пункт, для которого рассчитывались акселерограммы, необходимые для проектирования ответственного многоэтажного здания, расположен в районе г. Севастополя на его Северной стороне. В качестве «типичной» взята аналоговая трехкомпонентная запись землетрясения 31.10.1977 г. в 13 ч 57 мин 56 сек по Гринвичу, полученная на сейсмической станции «Севастополь» на эпицентральном расстоянии 63 км (рис.1а). Параметры очага φ=44.00^0N , λ=33.6^0E, h=25 км, K=8.3. Очаг землетрясения расположен в основной зоне ВОЗ (Одесско-Синопской) с магнитудой M_{max}=7.0 [2] и мощностью сейсмоактивного слоя h=15-30км. Выбранная запись отвечает всем критериям, перечисленным выше, потому следует полагать, что ее волновые формы содержат полную необходимую информацию о параметрах очага, глубинной среды, трассы на пути распространения, частотно-временном составе сейсмических колебаний, которые могут быть перенесены в область сейсмических воздействий при сильных землетрясениях. Рассчитанные передаточные характеристики среды представлены на рисунке 1.б, а расчётная акселерограмма на рисунке 1в. Максимальные амплитуды ускорения на R, T и Z компонентах синтетической акселерограммы составляют соответственно 6.2, 6.4 и 5.4 м/с^2, что соответствует расчётному землетрясению на площадке с интенсивностью I=9.1.



а) б) в)

Рис.1. Запись типичного землетрясения (а), амплитудно-частотная характеристики среды под площадкой (б), расчетная акселерограмма (в) для объекта строительства в г. Севастополе.

Спектры ускорений прогнозного землетрясения представлены на рисунке 2. Обращает на себя внимание следующий факт. На спектрах выделяются максимумы на частотах в районе 2.8÷3 Гц, 5.3÷7.5 Гц (по трем компонентам *R, T, Z*). Если сравнить эти данные с АХЧ среды (рис. 1б) с собственными частотами колебаний 2.6 и 7.1 Гц, то можно заключить, что выделенные максимумы в спектрах акселерограмм на частотах более 2 Гц обязаны, вероятно, этим резонансным частотам среды. Максимумы приращений интенсивностей на частотах около 3 Гц были также выделены при анализе микросейсм, записанных на площадке строительства. Эти согласованные результаты говорят в пользу того, что частота в 3 Гц является преобладающей резонансной частотой слоистой структуры грунтов под исследованной площадкой строительства.

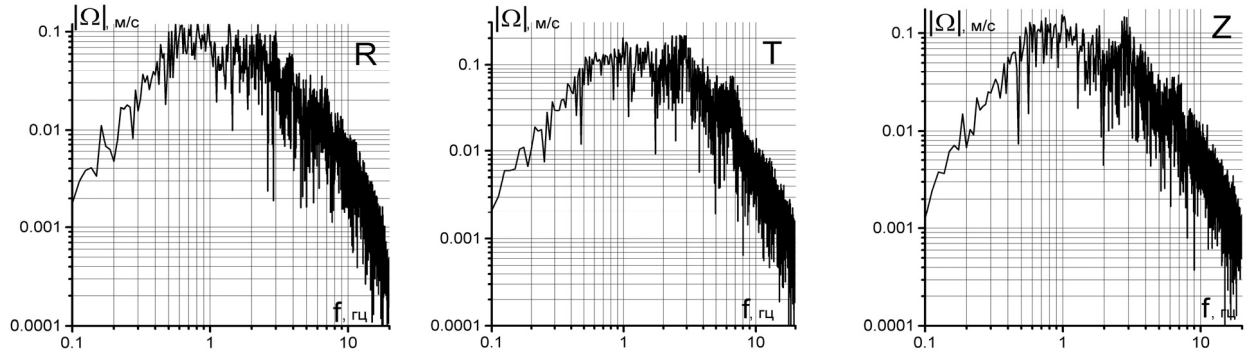


Рис.2. Амплитудные спектры ускорений прогнозируемого землетрясения на площадке строительства.

Анализ характеристик акселерограмм из ДБН [1]

В нормативном документе ДБН В.1.1-12:2006 приведены акселерограммы, для расчета сейсмических нагрузок на здание динамическим методом, полученные по записям сильных движений от глубокофокусных очагов зоны Вранча (с глубинами более 100км) на больших эпицентральных расстояниях сейсмическими станциями с различными свойствами подстилающих пород [4]. Крымские землетрясения возникают в земной коре на глубинах преимущественно 20-25км и регистрируются близкими станциями, расположенными в основном на скальных грунтах, на малых эпицентральных расстояниях. Все это приводит к существенным различиям в волновых формах записей этих двух групп землетрясений. Рассмотрим некоторые характеристики акселерограмм из ДБН и пересчитанные из них смещения почвы.

Сравниваются огибающие (рис.3а), построенные по радиальным *(R)* и тангенциальной *(T)* составляющим акселерограмм, рассчитанные полуэмпирическим методом для площадок (с учетом грунтовых условий), расположенных в городах Симферополь (SIM), Ялта (YLT), Севастополь (SEV) и Керчь (KER) с акселерограммами взятыми из ДБН по номерами №1(VB1) и №4(VB4). Форма огибающей зависит от множества параметров, из которых наиболее сильное влияние оказывает магнитуда, эпицентральное расстояние и строение

среды. Видно, что огибающие VB1 и VB4 соответствуют записям событий с большими эпицентральными расстояниями.

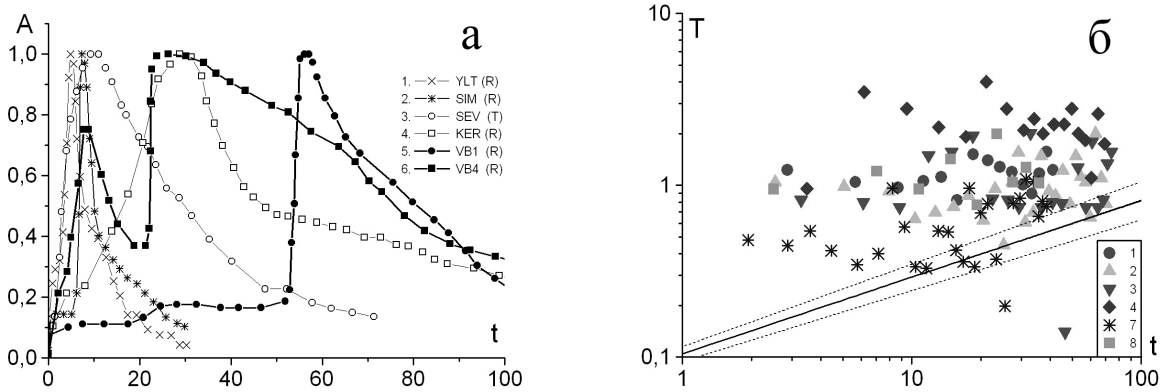


Рис. 3. Динамические параметры акселерограмм: а) Огибающие акселерограмм; б) Распределение периодов смещений вдоль записей.

Так как в среде присутствует затухание, то с увеличением длительности на записи сейсмограммы должны уменьшатся амплитуды и увеличиваться периоды. На рис.3(б) сплошной линией нанесена зависимость $T(t)$ с допустимым отклонением, построенная для группы землетрясений энергетического класса К=8 и фиксированными эпицентральными расстояниями $\Delta = 23-32$ км от с./станции «Ялта». С увеличением энергетического класса общий уровень периодов по зависимости $T(t)$ также увеличивается, а тенденция увеличения периодов с течением времени должна сохраниться. Разными маркерами на рис. 3(б) обозначены периоды, соответствующие замеренным на радиальных составляющих записей смещений, пересчитанных из акселерограмм, обозначенные в соответствии с таб. 2.10 из [1]. Как видно из рис. 3б, не только не наблюдается какой-либо общей тенденции изменения периодов T вдоль времени, но и внутри каждой записи периоды изменяются случайным образом.

На рис.4 (а, б) показаны региональные зависимости относительной длительности максимальных колебаний ($\tau_{1/3}$) и периодов T_s (для смещений) с допустимым отклонением, на которые нанесены точки, соответствующие определённым по замерам параметрам в записях смещений, полученным пересчётом из акселерограммам.

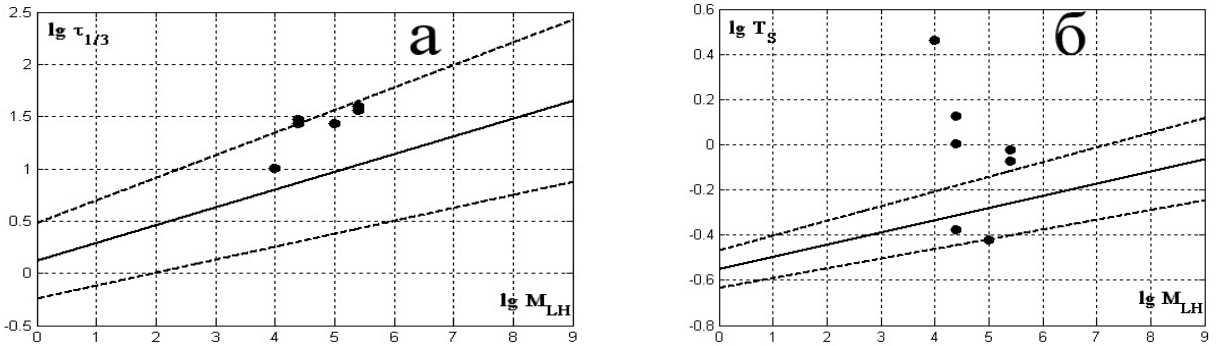


Рис. 4. Региональные зависимости для Крыма: а) зависимость для смещений $\tau_{1/3}(M_{LH})$; б) зависимость периода T_s в максимуме волны S от M_{LH}

Можно отметить, что для большинства акселерограмм анализируемые параметры не соответствуют региональным данным.

Одной из основных спектральных характеристик очагов землетрясений [7], для которых определены региональные зависимости, является угловая частота спектра f_0, характеризующая геометрические размеры очага.

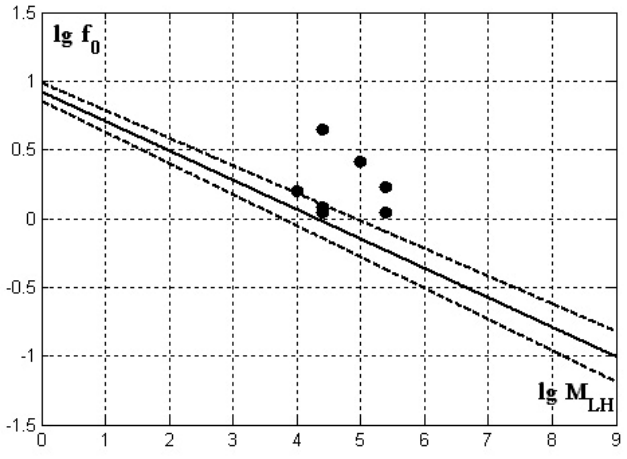
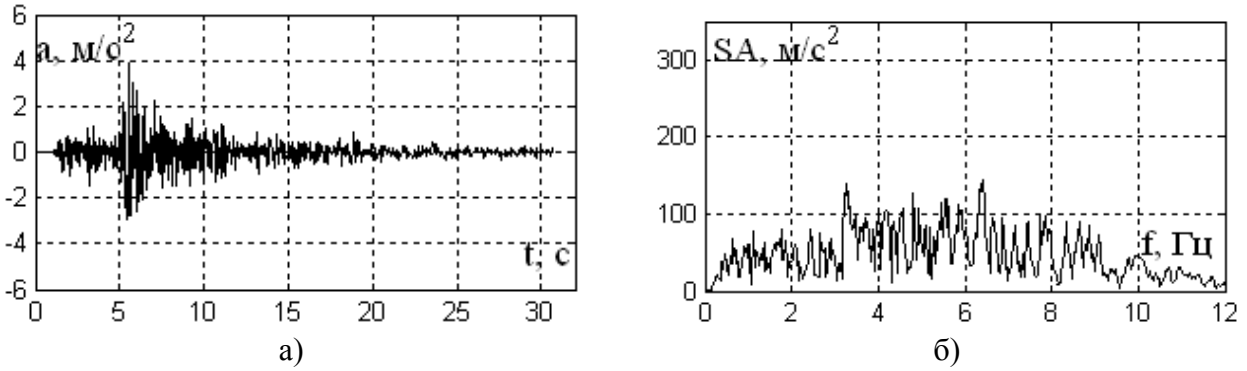


Рис. 5. Региональная зависимость угловой частоты $f_0(M_{LH})$

На рис. 5 нанесена сплошной линией региональная зависимость $f_0(M_{LH})$, и отмечены точки, соответствующие замерам по смещениям записей из [1]. Большинство точек, расположены выше доверительного интервала региональной зависимости, что свидетельствует о присутствии в записи смещений высоких частот, а как следствие делают акселерограмму более высокочастотной. В тоже время, для высотных зданий наиболее опасные значения частот лежат в более низкочастотной области.

Оценка влияния грунтовых условий на входящий сейсмический сигнал.

Как было показано выше, нельзя использовать записи сейсмических событий, полученные в пункте регистрации, удалённом от площадки проектируемого строительства, поскольку такие записи не будут удовлетворять местным зависимостям. Но даже если создать базы синтетических акселерограмм для каждого населённого пункта, всё равно эти акселерограммы нельзя использовать для расчётов сейсмических нагрузок при проектировании объектов с привязкой к конкретной сейсмической площадке. Геологическое строение среды под площадкой строительства оказывает значительное влияние на проходящий сейсмический сигнал, усиливая или ослабляя определённые частоты, поэтому его влияние необходимо учитывать при расчёте синтетических акселерограмм. Чтобы показать это, рассмотрим прохождение сейсмической волны через геологические среды с различным строением. В качестве входящего сейсмического сигнала взята R-компонента акселерограммы, рассчитанной для реального объекта проектируемого строительства в г. Ялта (рис.6а).



а) б)

Рис. 6. Компонента акселерограммы, взятая в качестве исходного сейсмического сигнала (а), и её спектр (б)

Модели строения сейсмических сред, через которых пропускался сейсмический сигнал, взяты с реальных площадок строительства в Ялте, Севастополе и Симферополе. Выбирались такие площадки, под которыми известно строение среды до глубины не менее 30 м. Грунты под этими площадками относятся к I, II и III категории по сейсмическим свойствам. Передаточные характеристики сред под исследованными площадками строительства и спектральные амплитуды результирующих сейсмических колебаний на поверхности представлены на рисунке 7.

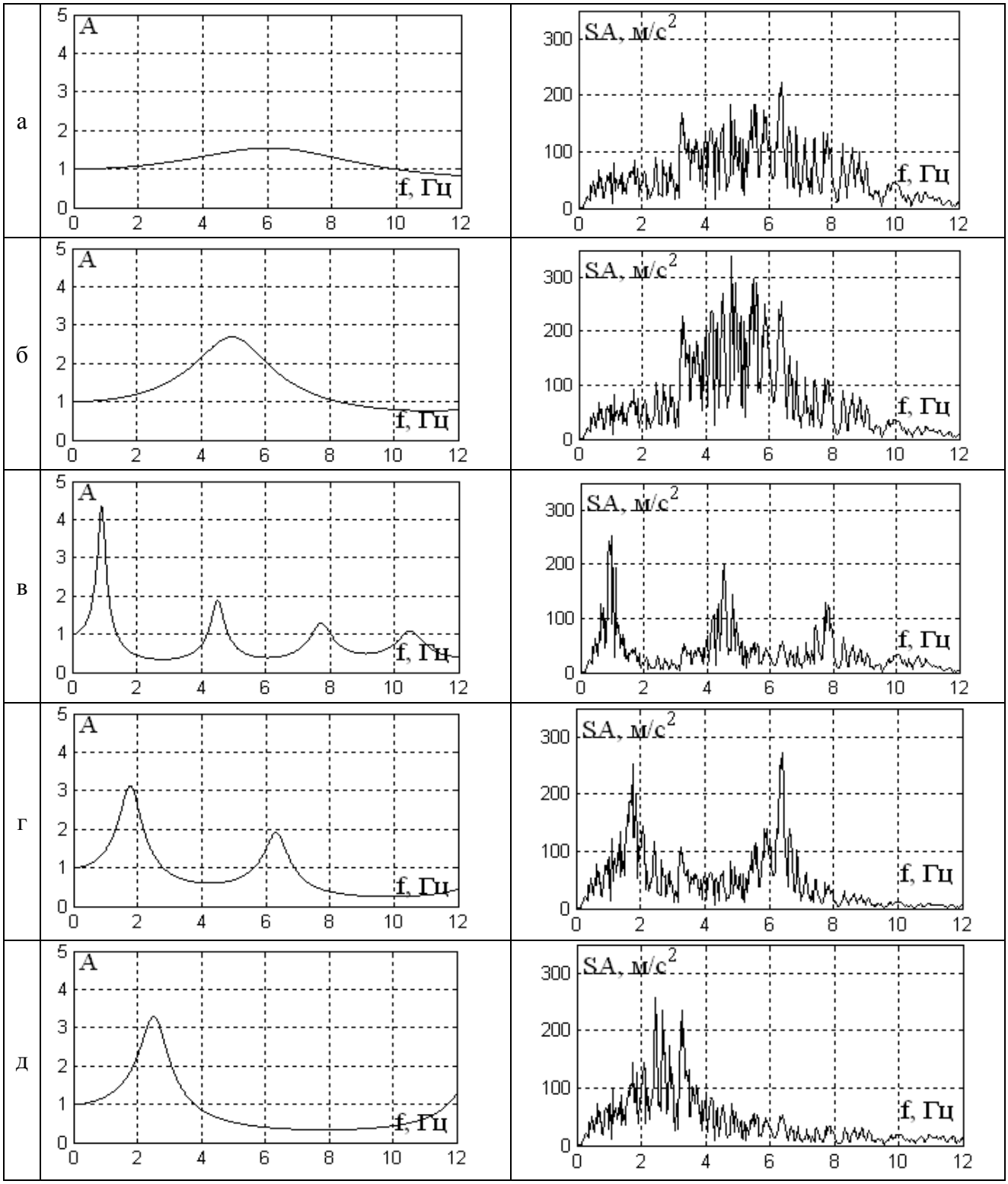


Рис. 7. Передаточные характеристики сред под площадками строительства (слева) и спектральные амплитуды результирующих сейсмических колебаний на поверхности (справа): а) площадка сложена грунтами I категории; б) II категории; в, г, д) III категории по сейсмическим свойствам.

Полученные результаты показывают значительное различие в спектрах результирующих колебаний не только при изменении категории грунтов (рисунок 7(а-в)), но и в приделах одной категории (рисунок 7(в-д)) с различным сочетанием физико-механических свойств грунта в каждом слое пород и мощностей этих слоев.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Для расчета сейсмических воздействий сильных землетрясений на ответственные и высотные здания в Крыму предлагается методика, использующая полуэмпирический метод пересчёта записей относительно слабых сейсмических событий в акселерограммы, соответствующие землетрясениям с расчётной интенсивностью на исследуемой площадке. Использование при моделировании акселерограмм статистических свойств спектральных и динамических параметров совокупности относительно слабых толчков и их зависимостей от энергии землетрясений обеспечивает полноту охвата региональных факторов, которые могут влиять на прогнозные воздействия. Поскольку спектральные характеристики грунта локальных вносят существенный вклад в характер сейсмических колебаний, необходимо проводить инженерно-геологические изыскания и сейсмическое просвечивание площадок строительства до глубин не менее 30м.

Комплект акселерограмм, приложенных к ДБН, содержит записи, не удовлетворяющие местным динамическим и спектрально- временным характеристикам сейсмических колебаний и их зависимостям от энергии землетрясений. Кроме того, при выборе и масштабировании акселерограмм, приложенных к нормативному документу, не учитывается влияние среды под площадкой. Поэтому использование комплекта акселерограмм из ДБН при проектировании ответственных и высотных зданий в Крыму не допустимо.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Будівництво в сейсмічних районах України. ДБН В.1.1-12:2006. – Київ: Мінбуд України, 2006.– 83с.
2. Пустовитенко Б.Г., Кульчицкий В.Е., Борисенко Л.С., Поречнова Е.И. Общее сейсмическое районирование территории Крыма (ОСР-98) // Геофизический журнал, 1999, N 6.–С.3-15.
3. Определение исходных сейсмических колебаний грунта для проектных основ РБ-06-98 Федеральный надзор России по ядерной и радиационной безопасности (Госатомнадзор России).//М.: 2000. 69 с.
4. Бабик К.Н. К вопросу использования реальных записей землетрясений в расчетах зданий на сейсмические воздействия. // Будівельні конструкції: зб. наук. праць.-К.:ДП НДІБК, 2006. – Вип. 64.-С.491-498
5. Пустовитенко Б.Г., Калинюк И. В., Мержей Е.А., Пустовитенко А.А. Методология и методические основы моделирования сейсмических воздействий на высотные здания в Крыму // Будівельні конструкції: зб. наук. праць.-К.:ДП НДІБК, 2010. – Вип. 73.-С.316-323
6. Пустовитенко Б.Г., Пантелеева Т.А. Спектральные и очаговые параметры землетрясений Крыма. Киев.- Наукова думка.-1990.-252 с.
7. Пустовитенко Б.Г. О подобии очагов слабых и сильных землетрясений Крыма// Сучасні небезпечні процеси. Вплив на довкілля. Нові технології прогнозування та захисту (Матеріали 2 науково-техніч.. конференції)- НПЦ «Екологія. Наука.Техника»- Київ-2004. С 59-61
8. Brune J.N. Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes. J. Geophys. Res. 1970, 75, No 20. P.4997-5009.
9. Ратникова Л.И. Методы расчета сейсмических волн в тонкослоистых средах. М.: Наука.-1973.–124 с.

УДК 550.343

КАЧЕСТВЕННОЕ ПОДОБИЕ ОСОБЕННОСТЕЙ ДИНАМИКИ СЕЙСМИЧНОСТИ В ПЕРИОД ПОДГОТОВКИ СИЛЬНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ АНАЛОГАМ В РЕШЕТЧАТЫХ МОДЕЛЯХ ТИПА БТВ

Спиртус Владимир Борисович, к.ф-м.н., ст.н.с., Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, bella@seismoexpert.crimea.ua, 54-59-80.

Пустовитенко Бэлла Гавриловна, д.ф-м.н., в.н.с., Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, bella@seismoexpert.crimea.ua, 54-59-80.

На основе экспериментального изучения динамики сейсмичности в период подготовки сильных землетрясений Крыма, Средиземноморья и других сейсмоактивных регионов Мира установлено фундаментальное свойство: миграция (стягивание) относительно слабых толчков к зоне очага будущего сильного землетрясения. Это свойство на качественном уровне может быть объяснено в рамках решетчатых моделей типа БТВ.

Введение. Интенсивно развивающимся в последние годы направлением является модель самоорганизующейся критичности, введенная Баком, Таном и Висенфельдом **(БТВ)** [1]. Решеточная модель, имитирующая обрушение кучи песка, реализованная с использованием клеточно-автоматной идеологии, оказалась достаточно простой и в тоже время универсальной [2-3], в силу чего, она нашла широкое применение в моделировании сейсмичности [4-7].

Имитируемые свойства сейсмичности в моделях типа **БТВ** – это наличие двух масштабов времени и локальность взаимодействия при распространении землетрясений [3]. «Медленное» время можно связать с движением тектонических плит с характерной скоростью порядка нескольких сантиметров в год. На фоне этого процесса землетрясения, вызывающие иногда на один - два порядка большие смещения, события почти мгновенные. Локальность взаимодействия, присущая клеточным автоматам, физически соответствует перераспределению посредством диффузии накапливаемой величины (будем говорить далее не о песке, а об энергии) по соседним областям. Перераспределение происходит при достижении определенного порога энергии. При этом может возникнуть лавина – несколько актов "пересыпания", относящихся к одному моменту медленного времени.

В стандартных моделях энергия внутри области сохраняется, а диссипация происходит на границе. Через некоторый промежуток времени в **БТВ –** моделях устанавливается состояние динамического равновесия, характерное для самоорганизованной критичности (**SOC**)[5]. Для системы, достигшей **SOC**, критическое состояние описывается степенным законом [8], что соответствует известному в сейсмологии закону повторяемости землетрясений Гутенберга - Рихтера [9].

В большинстве работ при исследовании моделей **БТВ** рассматриваются законы повторяемости лавин и предсказуемость крупных событий на основе прогностических алгоритмов [2,10-11]. В настоящей работе исследуется пространственно-временная миграция геометрических центров возникающих лавин, изучается стягивание событий низкого ранга к месту будущего крупного. Последнее явление ныне достоверно установлено, как *фундаментальное свойство* сейсмичности [12].

Краткое описание явления стягивания в период подготовки реальных землетрясений.

Для описания пространственно-временной динамики слабых толчков в период подготовки сильных землетрясений введена функция *r(t)*, построенная по дискретным значениям r_i, где $r_{i(i=1,2,..N)}$ – расстояние между эпицентром сильного (главного) землетрясения и каждым *i*-тым эпицентром последовательно произошедших, предшествующих и последующих слабых толчков [13-14]. Было установлено, что после сильного землетрясения и окончания афтершоковой последовательности эпицентры слабых толчков перемещаются из очаговой зоны на периферийные участки: r_i увеличиваются вплоть до предельных значений r_{max} в некоторый момент t_{max}. Сейсмичность в данной очаговой зоне в это время ослабевает, наступает фаза сейсмического "затишья". Затем процесс начинает вновь смещаться (стягиваться) к очаговой зоне, постепенно локализуясь в ней ($r_i \rightarrow r_{min}$). Перед

главным толчком иногда вновь наступает сейсмическое "затишье" –полное отсутствие слабых толчков. На рис.1 даны примеры графиков миграции эпицентров предшествующих толчков к зоне будущих сильнейших землетрясений, произошедших в разных сейсмоактивных регионах Земли.

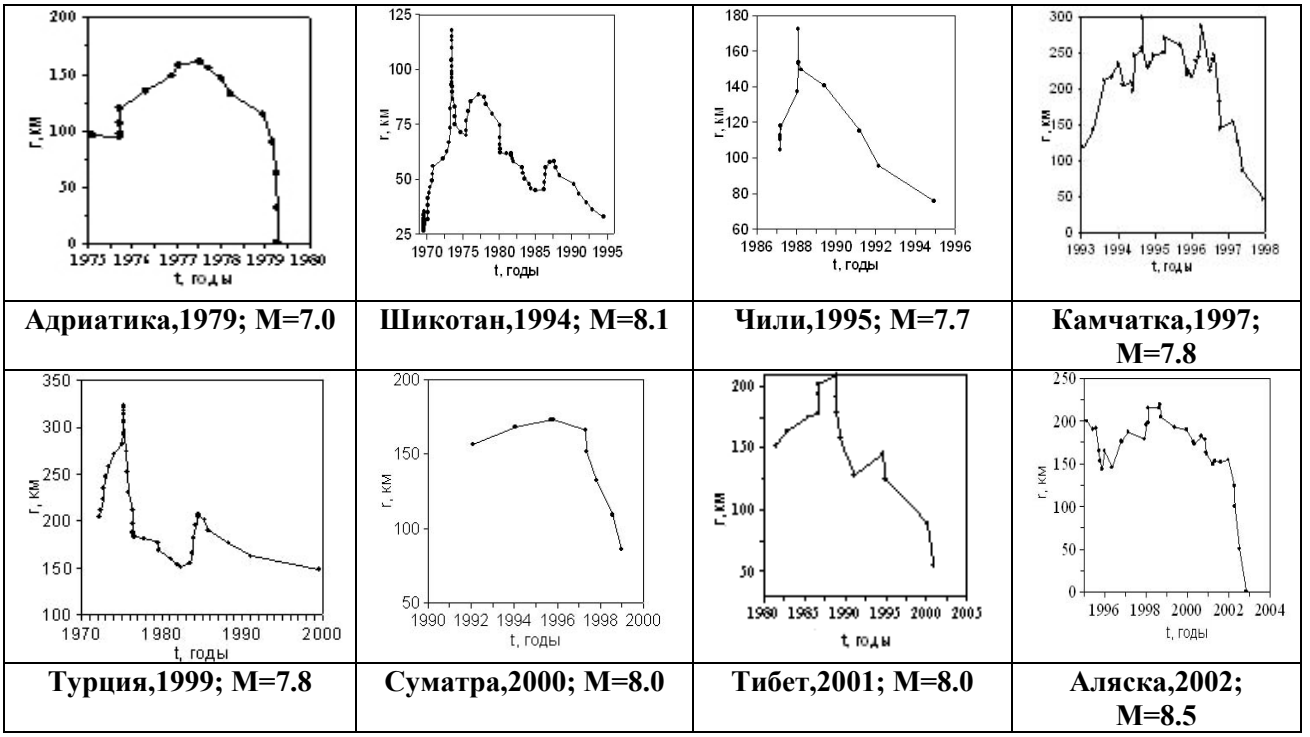


Рис. 1. Примеры миграции эпицентров слабых толчков к очаговой зоне сильного землетрясения с магнитудой *Mw* >7.0.

При этом к слабым отнесены сейсмические события, отличающиеся от главного ттолчка по энергии на 2–4 порядка и локализованные на площади (в структуре), соизмеримой с зоной подготовки землетрясения данного ранга магнитуд. Количественные характеристики функций *r(t)* оказались различными для землетрясений разного энергетического уровня: чем сильнее было главное землетрясение, тем на большее расстояние r_{max} удалялись эпицентры слабых событий и тем больше было время t_{max} между r_{max} и моментом главного толчка. Временное изменение значений r_i слабых толчков от r_{max} до r_{min} (процесс "стягивания") было положено в основу методики локализации зон будущих сильных землетрясений, впервые отработанной на примере динамики сейсмичности Крымского региона [13-14]. В дальнейшем методика совершенствовалась и была применена не только для ретроспективной проверки выявленного свойства миграции слабых толчков к зоне сильного, но и успешно опробована на реальный среднесрочный прогноз землетрясений[12, 14, 15]. В результате исследований процессов подготовки умеренных землетрясений Крыма, сильных средиземноморских и катастрофических Мира были установлены их общие свойства: в период подготовки землетрясений всего диапазона магнитуд наблюдается явление миграции (стягивание) эпицентров фоновой сейсмичности к зоне будущего главного разрыва; сформированные прогнозные очаговые зоны имеют линейные размеры, близкие к размерам очагов землетрясений соответствующих рангов магнитуд; эпицентры реализованных землетрясений находятся внутри выделенной прогнозной зоны очага (рис.2).

Описание теоретической модели. Рассматривается квадратная решетка со стороной в L клеток. Энергетическое состояние каждой ячейки h_{ij} может меняться со временем. Совокупность чисел h_{ij} образует текущую *конфигурацию*. Целое число h_{ij} находится в интервале (0, H) , где $H \geq 2-$ некоторое пороговое значение. В каждый момент времени в фиксированную ячейку (i_*, j_*) добавляется «квант» энергии.

$$h_{i_* j_*} \to h_{i_* j_*} + 1 \qquad (1)$$

Если для какой-либо ячейки достигается порог H, то она считается *перегруженной* и начинается процесс в *быстром времени*. Этот процесс может состоять из ряда актов перераспределения энергии, сбрасываемой перегруженными ячейками своим соседям. (Две ячейки решетки считаются *соседними*, если они имеют общую сторону. Внутренние ячейки имеют четырех соседей. Не угловые граничные ячейки – трех, а угловые – двух).

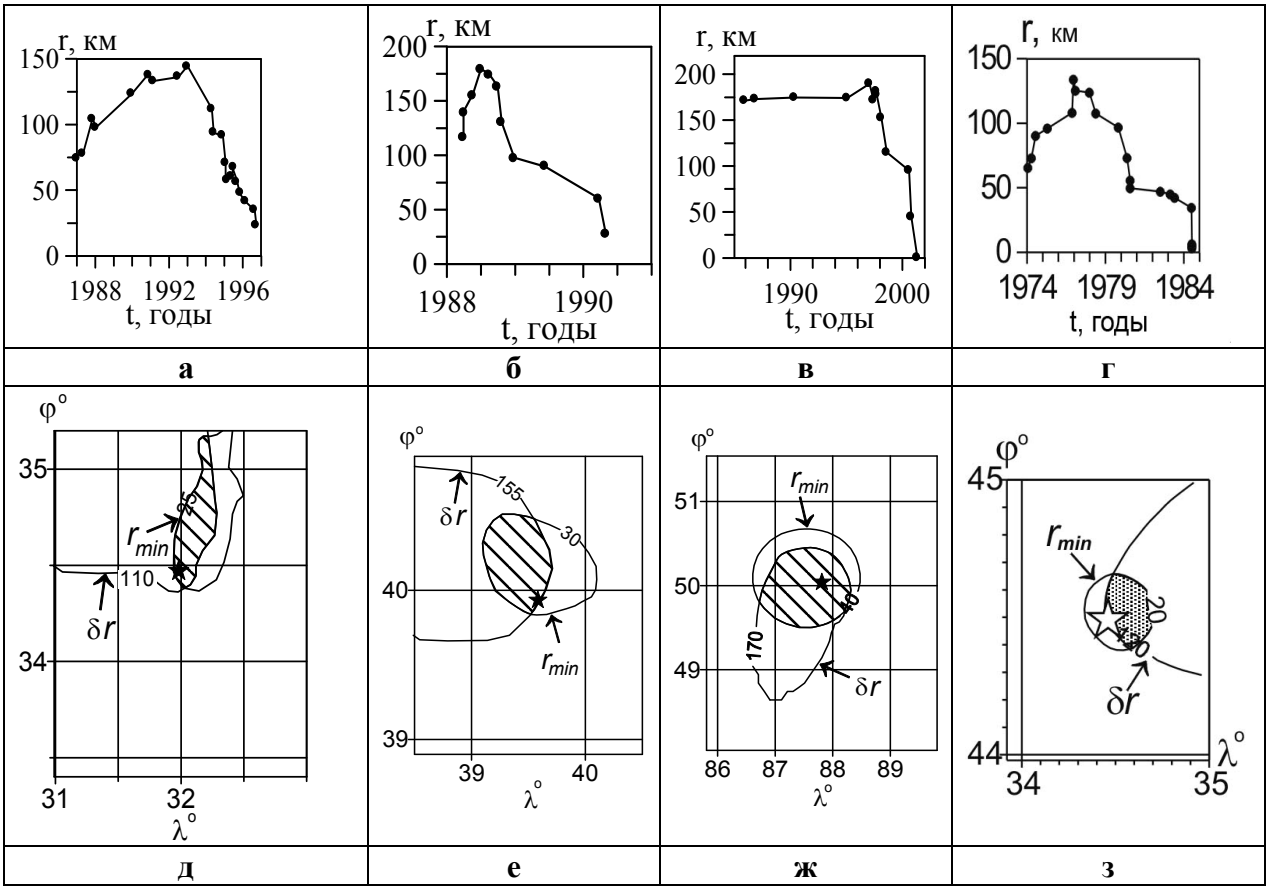


Рис.2. Примеры локализации зон подготовки землетрясений: Средиземное море,1996г, *Mw* =5.6; Турция, 1992, *Mw* =6.7; Алтай, 2003г, *Mw* = 7.5; Крым, 1984г *Mw* = 4.2: а-г – графики *r(t)* относительно главных толчков; д-з –прогнозные зоны (отмечено штриховкой) по параметрам графиков *r(t)*. Звездочкой отмечены эпицентры реализованных землетрясений.

Если перегруженная ячейка является *диссипативной*, то ее энергия изменяется следующим образом:

$$h_{ij} \to h_{ij} - 4 - D_{ij}\,. \qquad (2)$$

При этом «соседи» $c(i,j)$ перегруженной ячейки (i,j) получают приращение энергии

$$h_{\mathrm{c(i,j)}} \to h_{\mathrm{c(i,j)}} + 1\,. \qquad (3)$$

На границе решетки, когда число соседей перегруженной ячейки меньше четырех, имеет место *граничная* диссипация энергии. Нетрудно видеть, что внутри решетки энергия сохраняется.

Одновременно с процессом моделирования, начинающимся с некоторой начальной конфигурации h_{ij}^0, создается каталог событий – возникающих кластеров перегруженных ячеек. Каждая запись каталога содержит время возникновения лавины t, число перегруженных ячеек s - *размер* лавины и координаты геометрического центра кластера. В данной работе расчеты проводились для нулевой начальной конфигурации $h_{ij}^0 = 0$ и фиксированного параметра $H = 4$. Всего рассчитано 6 каталогов модельных событий, из них 2 для случая с **ДД.**

На основе сформированного каталога проводилось сканирование по времени миграции геометрических центров лавин. При этом для каждой ячейки в заданном временном

интервале определялся максимальный размер связанного с ней события. Он использовался в дальнейшем для наглядного представления пространственно-временной динамики событий.

Для расчета эволюции общей энергии в решетке $W(t)$ и размера лавин $s(t)$ применялся алгоритм sandpile.m (автор Wolfgang Schwanghart).

Исследование стягивания событий низкого ранга к месту будущего крупного основано на расчете функции $r(t)$ [12]. Как было описано выше, эта функция строится по набору дискретных значений: расстояний между эпицентром сильного (главного) землетрясения и каждым эпицентром последовательно произошедших слабых толчков. В приложении к модельному каталогу для этой цели необходимо задание испытуемой ячейки (i_c, j_c) - центра крупного события и интервала размеров лавин $(s_{\min}, s_{\max})$, в пределах которого вычисляется вышеупомянутая функция. Как и в методике для реальной сейсмичности, оказалось необходимым предварительное сглаживание функции $r(t)$.

Одна из эффективных процедур фильтрации высокочастотных шумов, типа возникающих в гравиметрической аппаратуре, связана с использованием ядерного сглаживания [16]. Новые сглаженные значения для момента времени t вычисляются как средние арифметические $2N$ взвешенных значений взятых на интервале времени $[t - N*\delta t, t + N*\delta t]$, где δt - величина шага. Весовые коэффициенты выбирались с использованием окна фон Ханна (функция 'hanning' из TOOLBOX пакета MATLAB).

Результаты модельных расчетов. На рис. 3-4 представлены результаты расчетов общей энергии в решетке и размера лавин как функции времени для двух случаев. Величина энергии после переходного процесса (накопления достаточного количества «песка») выходит на средний уровень $W_a(t)$ и далее колеблется вокруг него. Таким образом, устанавливается в решетке состояние SOC. Нетрудно видеть, что величина W_a и максимальный размер событий определяются размером решетки L(рис.3).

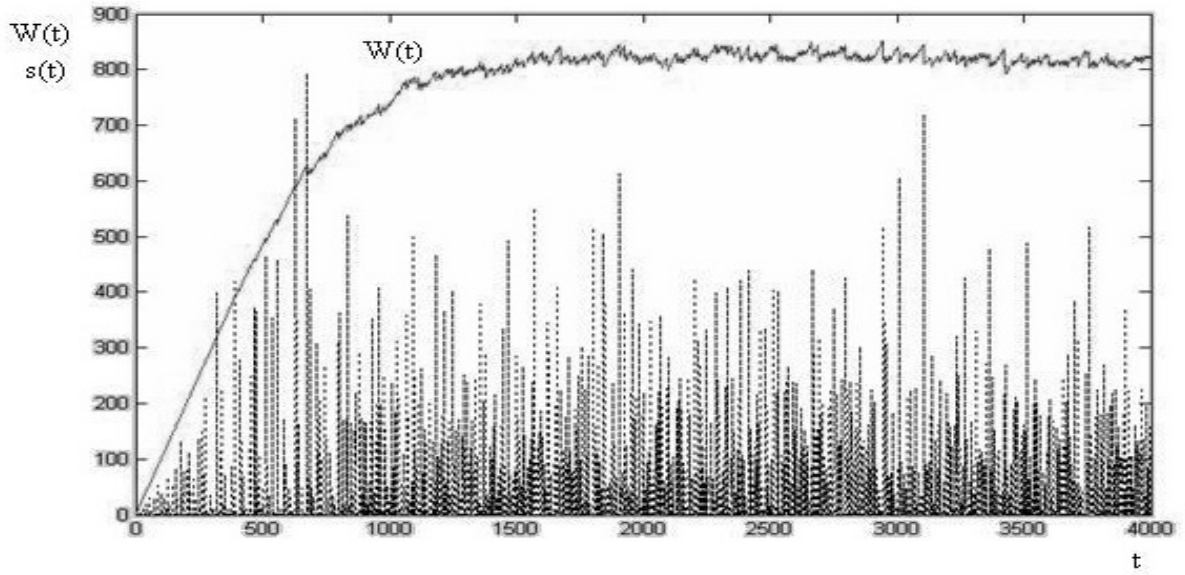


Рис.3. Изменение во времени общей энергии в решетке $W(t)$ и размера лавин $s(t)$.

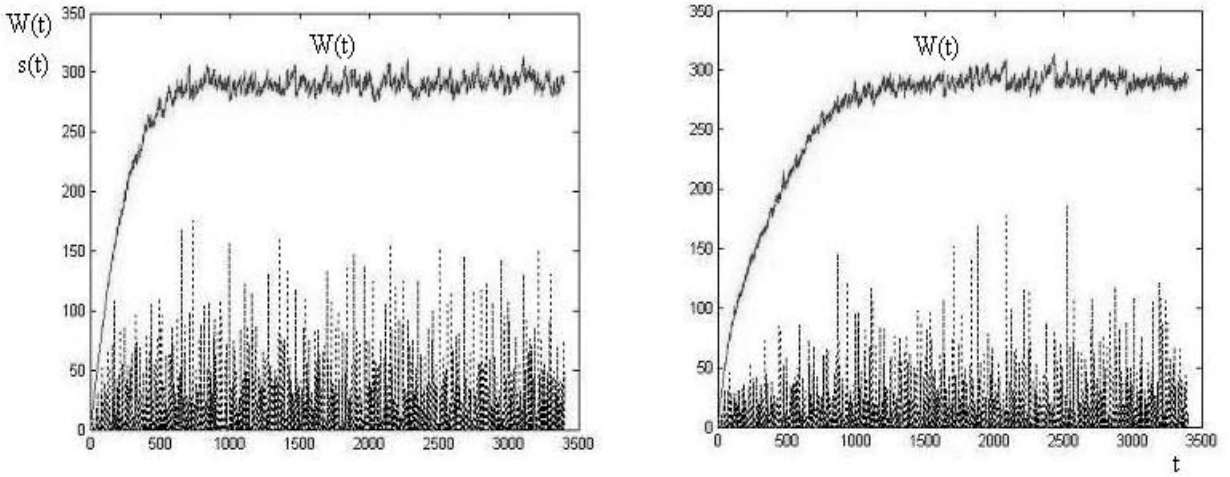
Параметры: $L = 20$, $i_* = 10$, $j_* = 8$.

Здесь имеется прямая аналогия с сейсмичностью, где существует связь величины предельной энергии землетрясения $E_{\max}$ с размерами блоков, аккумулирующих эту энергию. Например, для максимального реализованного в каждом блоке Черноморского региона землетрясения получена зависимость [15]:

$$\lg S = (0.44 \pm 0.04) \lg E_{\max} - 1.99 \pm 0.45) \qquad (S - \text{км}^2,\ E \text{ - дж})$$

Для решетки большего размера также длиннее продолжительность переходного процесса, который включает интервал постепенного нарастания до максимума размера событий (рис.3).

Кроме размера решетки на длительность переходного процесса, временной ход и частоту лавин существенно влияет выбор ячейки (i_*, j_*). Инверсии этой ячейки относительно осей симметрии квадратной решетки все эти вещи оставляют неизменными: играет роль только расстояние от центра решетки. При большей близости к центру короче время выхода на состояние SOC, больше крупных событий и выше частота их повторения (рис.4).



а **б**

Рис.4. Изменение во времени общей энергии в решетке $W(t)$ и размера лавин $s(t)$.
Параметры: $L = 12$, **а -** $i_* = 7$, $j_* = 4$; **б -** $i_* = 4$, $j_* = 10$.

Пространственно-временная миграция геометрических центров возникающих лавин исследовалась путем сканирования по времени. Рассмотрение ограничено пределами решетки. Расчеты показывают, что кластер максимальных размеров событий со временем смещается к центру квадрата. Размеры этого кластера, его связность, конфигурация обрамляющих областей заметно варьируют (рис.5).

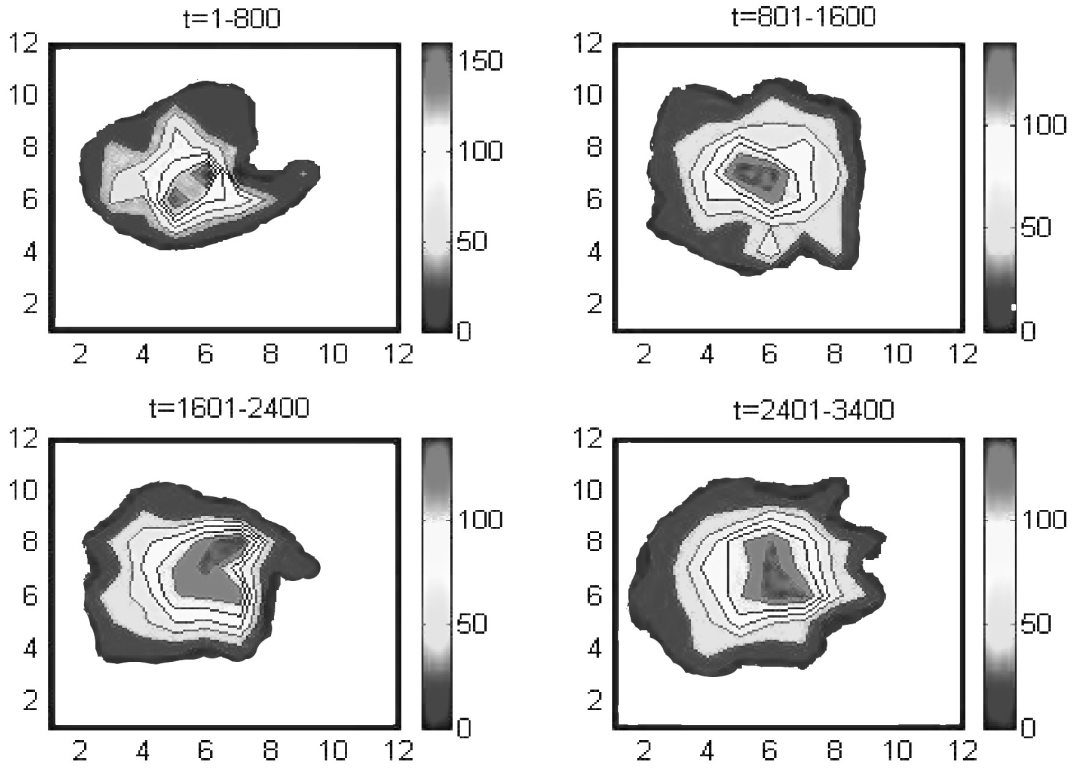


Рис.5. Пространственно-временная динамика кластера максимальной активности лавин.
Параметры: $L = 12$, $i_* = 7$, $j_* = 4$.

В рассматриваемых моделях типа **БТВ**, как правило, имеет место стягивание событий низкого ранга к месту будущего крупного. Этот эффект иллюстрирует рис.5. Вычисления проведены для ранее рассмотренного случая, когда наблюдается более высокая частота повторения сильных событий ($s(t)$ см. рис.4а). Разный выбор испытуемых ячеек (i_c, j_c), взятых вблизи центра квадрата, где сосредоточены события максимальных размеров, приводит к заметно отличающимся картинам поведения сглаженной функции $r_{han}(t)$ (рис.6).

На рис.6,б имеется ряд глубоких минимумов функции $r_{han}(t)$. Для $t > 2000$ отмеченные особенности, видимо, связаны с крупными событиями, относящимися к моментам времени 2349, 2679, 2997, 3215, 3300 . На рис.6в также выделяются лавины на временах 2349, 2997, 3215, имеющие своими центрами ячейки, смежные с испытуемыми. Но, кроме того, появляются нули $r(t)$ и глубокие минимумы функции $r_{han}(t)$, ассоциируемые с событиями на временах 994, 1362 и 1414, 1781 и 1844, 2506. Центры данных событий или совпадают с ячейкой (7,6), или являются ее соседями, во всяком случае, эти клетки не смежны с ячейкой (6,7).

Приведенный пример представляется убедительным аргументом в пользу наличия в данной модели **БТВ** эффекта стягивания событий низкого ранга к месту будущего крупного.

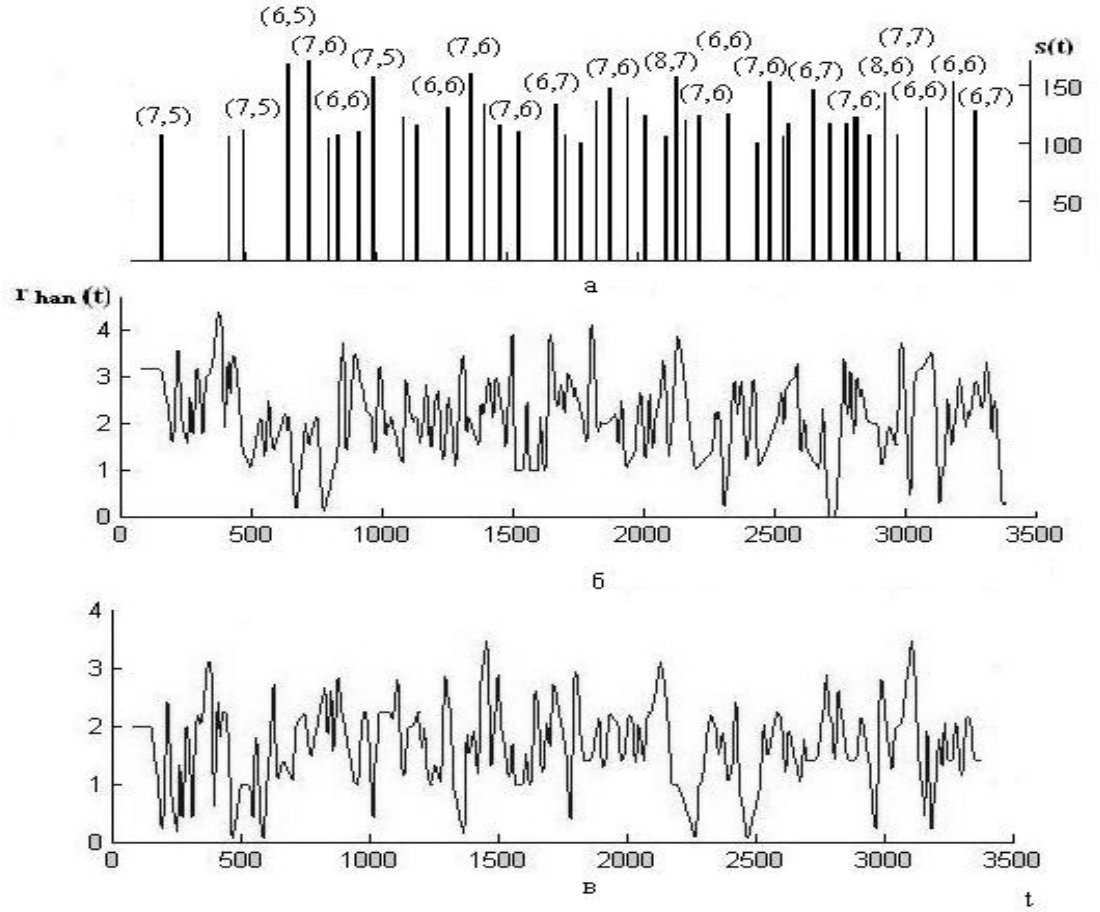


Рис.6. Изменение во времени размера лавин $s(t)$ с указанием геометрических центров событий (а). Сглаженная функция $r_{han}(t)$ расстояний от этих центров до определенной ячейки (i_c, j_c) (б,в). Использован интервал размеров лавин $(s_{\min}, s_{\max})$.

Параметры: $L = 12$, $i_* = 7$, $j_* = 4$; $s_{\min} = 40$, $s_{\max} = 80$; **б -** $i_c = 6$, $j_c = 7$; **в -** $i_c = 7$, $j_c = 6$.

Естественно, настоящий подход, как и другие алгоритмы прогноза, не дает стопроцентных гарантий успеха: возможны пропуски цели и ложные тревоги. Так, в нашем примере, на рис.6б пропущено событие на времени 1695, на рис.6в не выявлены сильнейшая лавина на времени 740 $(s = 176)$, крупные события на временах 1897, 1964. Впрочем, что

касается расчетов $r(t)$ и $r_{han}(t)$. для времен до установления состояния **SOC**, то этим результатам, видимо, не следует придавать большое значение.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ.

Особенностью рассмотренных в статье моделей типа **БТВ** является произвольное расположение ячейки, куда втекают порции энергии. Оказалось, что расстояние от места подтока энергии до центра решетки влияет не только на время выхода на **SOC**, размеры лавин и частоту событий. Это расстояние во многом определяет также картину пространственно-временной динамики характерного кластера максимальной активности. Последний с течением времени мигрирует к центру решетки и подобно наблюдаемой сейсмической активности может иметь сложную фрактальную структуру. Кроме степенного закона повторяемости лавин в моделях SOC [8], аналогичного известному в сейсмологии закону, оказалось, что модели типа БТВ скрывают и другие присущие сейсмическому процессу недавно открытые закономерности. Наиболее значимым результатом, по нашему мнению, является нахождение в модели типа БТВ эффекта стягивания событий низкого ранга к месту будущего крупного. Ныне достоверно показано, что такой сценарий типичен для всех сейсмоактивных районов мира и на этой основе разработан среднесрочный предвестник землетрясений [12,15]. Представляет интерес в дальнейшем детальнее исследовать этот предвестник для разных модификаций моделей **БТВ,** а также применительно к клеточно-автоматным моделям, с различающейся скоростью подтока энергии для разных ячеек [17].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Bak P., Tang C., Wiesenfeld K. Self-Organized Criticality: An Explanation of $1/f$ Noise //Phys .Rev. Lett. – 1987. 59. – P.381-384.
2. Шаповал А.Б., Шнирман М.Г. Прогноз крупнейших событий в модели образования лавин с помощью предвестников землетрясений// Физика Земли– 2009. №5.–С.39-46.
3. Шаповал А.Б., Шнирман М.Г. Диссипативная детерминированная модель БТВ с активизационным сценарием сильных событий // Физика Земли– 2009. №5.–С.47-56.
4. Manna S.S. Two-state model of self-organized criticality // J. Phys. A. – 1991. –24. - P. 1363-1369.
5. Olami Z., Feder H., Christensen K. Self-organized criticality in a continuous, non-conservative cellular automaton modeling earthquakes // Phys. Rev. Lett. – 1992. – 68. – P. 1244-1247.
6. Bak P. How nature works: the science of self-organized criticality. Springer-Verlag. New-York. Inc. – 1996. –205 p.
7. Шаповал А.Б., Шнирман М.Г. Сценарий сильных событий в модели накопления песка // Вычисл. сейсм. - 2002. –33.–С.267-277.
8. Dhar D. Self-organized critical state of sandpile automaton models // Phys.Rev.Lett. – 1990. - 64. - P. 1613-1616.
9. Gutenberg G., Richter C.F. Magnitude and energy of earthquakes // Ann. Geophys. – 1956. – 9. –P. 1-15.
10. Repke S.L., Carlson J.M. Predictability of self-organizing systems // Phys. Rev. E. – 1994. 50.– P. 236-242.
11. Blanter E.M., Shnirman M.G., Le Mouel J.L. Temporal variation of predictability in a hierarchical model of dynamical self-organized criticality // Phys. Earth. Plan. Int. – 1999. - 111.– P.317-327.
12. Пустовитенко Б.Г., Поречнова Е.И. О процессах формирования очаговых зон сильных землетрясений //Геофизический журнал.– 2008.–30. – №5. –С.73-90.
13. Пустовитенко Б.Г., Каменобродский А.Г. Исследования процессов подготовки землетрясений по распределению эпицентров слабых толчков // Геофиз. журнал.–1984.– т. 6, № 4.– С. 44–62.

14. Каменобродский А.Г., Пустовитенко Б.Г., Поречнова Е.И. Пространственно–временные распределения эпицентров слабых толчков как индикатор подготовки сильных землетрясений // Физика Земли.– 1987.– № 10.– С. 3–13.
15. Пустовитенко Б.Г. Сейсмические процессы в Черноморском регионе и сейсмическая опасность Крыма: Автореф. дис. д-ра физ.-мат. наук. – Киев, 2003. –41 с.
16. Хардле В. Прикладная непараметрическая регрессия. – Москва: Мир, 1993. – 349 с.
17. Кузнецов И.В. Прогноз сильных событий в моделях клеточных автоматов на основе решения обратной задачи //Вычисл.сейсмология; Вып.31. –М.: Наука. –2000.-С.212-220.

УДК 550.34+624.04

СОВРЕМЕННЫЕ ЗАДАЧИ И ВОЗМОЖНОСТИ СЕЙСМОИЗОЛИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Г.Н. Бугаевский, докт. физ.-мат. наук, профессор,
Национальная академия природоохранного и курортного строительства
В.А. Ерошенко, докт. техн. наук, профессор
Национальный технический университет «КПИ»

С учетом цифровых записей землетрясений определена задача пространственного сейсмоизолирования зданий и сооружений

механическая сейсмоизоляции, лиофобные системы, диссипаторы, межфазная поверхность

Необходимость сейсмоизоляции зданий была осознана сотни лет назад [1]. Научная постановка этой задачи сформировалась только во второй половине 20-го столетия [2]. Можно назвать многие десятки инженерных предложений об устройстве сейсмоизоляций. Об одном из них, разработанном в Японии, стало известно из средств массовой информации в 80-х годах. Это предложение было представлено в 1990 г. на международной конференции в Москве специалистами из Италии. Речь идет о каучуково-металлических многослойных «подушках», устанавливаемых между корпусом здания и фундаментом. В настоящее время Интернет демонстрирует эффективность такого предложения − возможность горизонтальных упругих динамических деформаций подушек на десятки сантиметров с возвращением здания к устойчивому положению равновесия после снятии деформирующих усилий. Правда, их применение не имеет аналитических оснований [3-6]. Кроме того, оно требует тщательной инструментальной проверки [7, 8].

С точки зрения инженерного решения эти предложения интересны, хотя они не основаны на достаточно общих теоретических положениях. Кроме этого, из практики сейсмометрических наблюдений известно, что при сильных землетрясениях вертикальные составляющие сейсмических движений часто (в частности, при спитакском землетрясении 1988 г.) оказываются существенно больше горизонтальных. Цифровые сейсмометрические записи при реальных относительно слабых событиях свидетельствуют о том, что на опасных эпицентральных расстояниях (до 100 км) первые 17-20 секунд, т.е. при прохождении продольных сейсмических волн угол выхода сейсмических лучей может составлять 75-85 градусов, при котором луч является практически вертикальным [9, 10].

На рис.1 приведена цифровая запись реального землетрясения на расстоянии около 100 км, в которой верхние две линии представляют записи горизонтальных компонент, нижняя − вертикальную. Вступление поперечных волн значительно расширяет геометрию воздействий.

Символами P и S отмечены вступления продольной и поперечной волн.

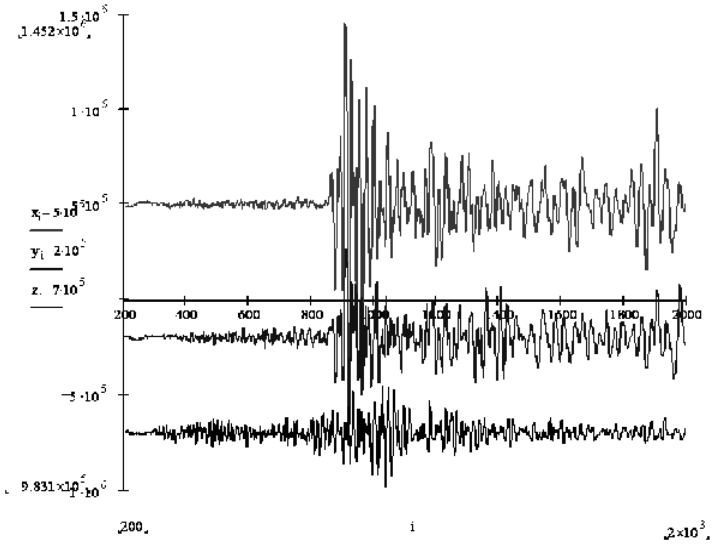
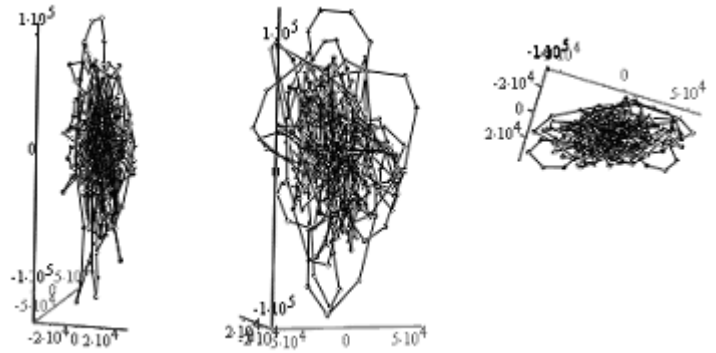


Рис.1. Цифровая запись землетрясения.

На рис.2 изображе-ны соответствующие рис.1 три проекции траектории волны *P* (*а* и *б* в вертикальных плоскостях, *с* – в гори-зонтальной), из кото-рых следует, что поляризацию про-дольной волны можно считать эллиптиче-ской с преобладанием большой оси, ориентировка которой практически вертикальна

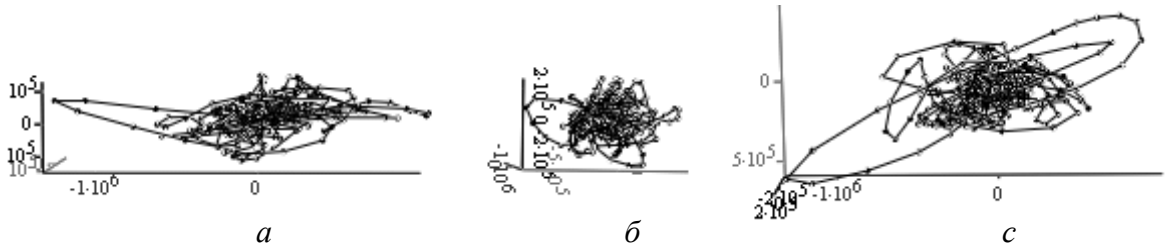
.

.



а *б* *с*

Рис. 2. Три проекции траектории, соответствующей записи *P*-волны рис.1.



а *б* *с*

Рис. 3. Три проекции траектории, соответствующей записи - волны рис.1

(На рис. 2 и 3 *с* – проекции в горизонтальной плоскости). Из сравнения схем *а, б* и *с* на рис. 2 и 3 следует, что поперечные волны могут создавать вертикальные смещения не меньшего значения, чем продольные, а горизонтальные – с амплитудами, на порядок большими, чем продольные. Ясно, что пространственная картина ***сильных*** сейсмических движений не может принципиально отличаться от описанных. Поэтому, с одной стороны, в строительных нормах роль типов волн должна быть учтена, с другой – при разработке систем изоляции следует учитывать трехмерный характер сейсмического движения.

1. Сейсмоизоляция горизонтальных воздействий.

Большинство из существующих и предлагаемых устройств смейсмоизоляции (СИ) представляют собой результат остроумных инженерных догадок н конструктивных решений.

В большинстве случаев эти предложения не имеют научного обоснования с точки зрения физико-математических методов моделирования поведения объектов на СИ. В авторских свидетельствах и патентах не упоминается также эксперимент, направленный на исследование устройств с помощью натурного моделирования с физическими средствами моделирования.

По-видимому, одним из немногих исключений из этого правила являются СИ, основанные на использовании принципа изоляции, предложенного Назиным [4].

В 1970 – 1972 гг. В.В. Назиным разработана система СИ, представляющая набор сфероидальных тел типа "чечевицы" (СИЧ), укладываемых по периметру фундамента, между нижней поверхностью подвального перекрытия и верхней поверхностью фундамента. Каждая СИЧ является "усечённым" шаром из которого вырезан экваториальный пояс той или иной толщины. При горизонтальных сейсмических движениях грунта СИЧ играет роль развязывающей прокладки. В силу инерции масса здания должна оставаться в состоянии близком к покою, в результате фундамент перемещается в сейсмической волне и создаёт общее для всех СИЧ качение переменных направлений, амплитуд и частот. Поскольку центру масс здания в положении покоя соответствует минимум потенциальной энергии относительно начального неподвижного уровня фундамента, качение здания на СИЧ приводит к увеличению потенциальной энергии. Их геометрические параметры таковы, что это качение сопровождается относительными колебаниями здания и фундамента, при котором центр масс здания движется относительно фундамента по укороченной циклоиде, испытывая периодические подъёмы и опускания около устойчивого положения равновесия. В результате этого часть сейсмической энергии расходуется не на разрушение здания, а на эти относительные колебательные движения. Отметим, что дальнейшее развитие принципа Назина позволяет многократно уменьшить давление на область контакта СИ, не меняя сам принцип устройства.

Наиболее важным в этом предложении является то, что работа устройства допускает аналитическое описание [5], позволяющее оптимизировать эффективность сейсмоизоляции с учетом реальных геофизических условий сейсмоопасного региона в конкретных грунтовых условиях, реальных физических и геометрических параметров объекта, подлежащего изолированию.

В практике сейсмологических и инженерно-сейсмометрических наблюдений принято считать, что вращательными движениями грунта при прохождении сейсмических волн можно пренебречь. Из теории сейсмических волн, в частности, поперечных следует, что это предположение является неверным. Однако инструментальных средств достаточной чувствительности для измерений поворотов грунта или зданий пока нет. Вращательными движениями устройств СИЧ вокруг горизонтальных осей можно пренебречь, так как энергия движений этих устройств на два-три порядка меньше кинетической энергии движения зданий (попытки В.В. Назина учесть эту энергию смысла не имели). В то же время, их качение создает особенности пространственного движения самого изолируемого объекта.

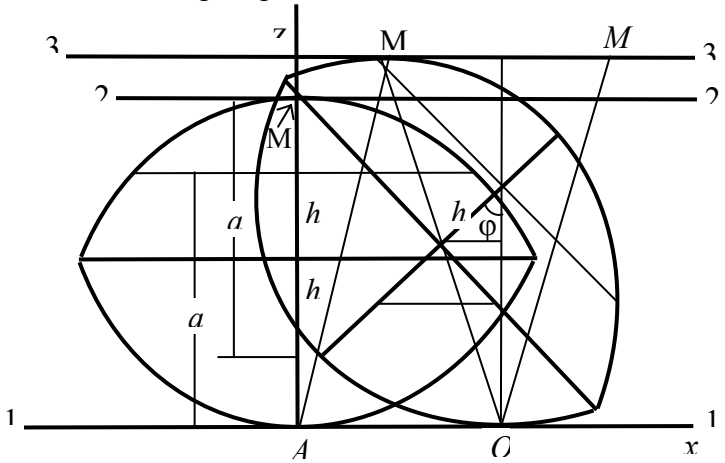


Рис.4. Схема СИЧ

Пусть 1–1 (рис.4) есть опорная поверхность фундамента, 2–2 есть нижняя опирающаяся на СИЧ поверхность корпуса здания в положении покоя, 3–3 – та же поверхность в состоянии движения, AM_0 - минимальный диаметр СИЧ, совпадающий с осью симметрии СИЧ в состоянии равновесия. В результате поворота СИЧ на угол φ точка M_0 переходит в положение M устройства СИЧ и в положение M' поверхности 3–3. Поэтому $\overrightarrow{AM'} = \overrightarrow{AO} + \overrightarrow{OM'}$ или $\vec{r}_M = \vec{r}_o + \overrightarrow{OM'}$. Рассматривая движение точки M' в пространстве, получим, в

общем случае:

$$x_{M'} = a\varphi + 2h\sin\varphi;$$
$$y_{M'} = a\phi + 2h\sin\phi;$$
$$z_{M'} = 2a - 2h\left(\cos\varphi + \cos\phi\right);$$
$$\dot{x}_{M'} = \left(a + 2h\cos\varphi\right)\dot{\varphi};$$
$$\dot{y}_{M'} = \left(a + 2h\cos\phi\right)\dot{\phi};$$
$$\dot{z}_{M'} = 2h\left(\dot{\varphi}\sin\varphi + \dot{\phi}\sin\phi\right).$$

при этом $\left(z_{M'}\right)_{\max} \le 2a$. Отсюда

Отметим, что в этих выражениях координата z отражает движение по вертикали, связанное с геометрией устройства СИ, а не с действительным сейсмическим движением.

Нетрудно показать, что кинетическая энергия изолируемого тела есть:

$$T = \frac{P}{2g}\left[\left(a - 2h\cos\varphi\right)^2\dot{\varphi}^2 + \left(a - 2h\cos\phi\right)^2\dot{\phi}^2 + 4h^2\left(\dot{\varphi}\sin\varphi + \dot{\phi}\sin\phi\right)^2\right].$$

Тогда уравнение Лагранжа 2-го рода для обобщенной координаты φ имеет вид:

$$\ddot{\varphi} - \frac{4h\left(a\sin\varphi + h\sin\varphi\cos\varphi\right)}{a^2 + 4h^2 + 4ah\cos\varphi}\dot{\varphi}^2 - \frac{4h^2\dot{\phi}\sin\phi\cos\varphi}{a^2 + 4h^2 + 4ah\cos\varphi}\dot{\varphi} +$$
$$+ 4h^2\frac{\ddot{\phi}\sin\phi\sin\varphi + \dot{\phi}^2\cos\phi\sin\varphi}{a^2 + 4h^2 + 4ah\cos\varphi} + 2gh\sin\varphi = 0. \qquad (1)$$

Аналогичным является уравнение и для координаты ϕ. Опираясь на уравнение (1), описывающее движение системы с координатами φ и ϕ, рассмотрим частный случай движения с координатой только φ. Считая $\phi = 0,\ \dot{\phi} = 0,\ \ddot{\phi} = 0$, получим:

$$\ddot{\varphi} - \frac{4h\left(a\sin\varphi + h\sin\varphi\cos\varphi\right)}{a^2 + 4h^2 + 4ah\cos\varphi}\dot{\varphi}^2 + \frac{2gh\sin\varphi}{a^2 + 4h^2 + 4ah\cos\varphi} = 0.$$

При углах $\varphi \le 5°$: $\ddot{\varphi} - \frac{4h\left(a+h\right)}{\left(a+2h\right)^2}\dot{\varphi}^2\varphi + \frac{2gh\varphi}{\left(a+2h\right)^2} = 0$, т.е. $\ddot{\varphi} + \frac{2gh - 4h\left(a+h\right)\dot{\varphi}^2}{\left(a+2h\right)^2}\varphi = 0$

Если $\dot{\varphi} \ll 1$, то частота колебаний объекта на СИЧ: $k = \frac{\sqrt{2gh}}{a+2h}$. Отсюда следует, что при $h \to 0$, т.е. при приближении формы СИЧ к шару, период колебаний изолируемого объекта может быть получен сколь угодно большим.

Из этого упрощенного частного случая видно, что для конкретных геофизических условий региона – с учетом нижнего предела частоты сейсмического воздействия и (вообще говоря) параметров изолируемого здания рассмотренный принцип позволяет обеспечить защиту зданий от горизонтальных сейсмических сил инерции.

2. Перспективы изолирования вертикальных сейсмических движений.

Вместе с тем, до настоящего времени не существует механических способов защиты зданий и сооружений от вертикальных воздействий. С одной стороны, устройства должны обеспечить устойчивость положения равновесия при отсутствии сигнала, с другой – достаточно свободную развязку на частотах хотя бы от 0.1-0.2 до 20 Гц при амплитудах вертикальных колебаний грунта на низких частотах 10 см и более.

Появление новых материалов - гетерогенных лиофобных систем (ГЛС) [11,12] как эффективных диссипаторов механической энергии - открывает перспективы создания принципиально новых антисейсмических устройств и систем [13-15], отличающихся компактностью, большой удельной (объёмной и весовой) способностью рассеивать энергию подземных толчков в широком диапазоне частот возмущения [14,15].

Указанная выше ГЛС – это ансамбль «жидкость – капиллярно-пористая матрица, несмачиваемая этой жидкостью» (контактный угол смачивания «жидкость-твёрдое тело» θ > 90°). Практически несжимаемая матрица характеризуется открытым поровым пространством с объёмом $V_{ïîð}$ и чрезвычайно развитой поверхностью Ω. Жидкость может войти в поровое пространство матрицы только *принудительно* под давлением интрузии $Ð_{èíò}$, равным или больше, чем капиллярное давление Лапласа [16]

$$P_{Ë} = 2\sigma \cdot \cos(\theta / r) \qquad (2)$$

где: $\sigma \cdot \cos\theta$ - поверхностное натяжение жидкости на границе с твёрдым телом (здесь и далее используется модуль $\cos\theta$), а r – радиус пор и капилляров матрицы.

Если конденсированной гетерогенной системе после сжатия предоставить степень свободы, то она под действием молекулярных сил отталкивания *самопроизвольно* расширится под давлением экструзии $Ð_{ýêñ} < Ð_{èíò}$ (кластеры жидкости *самопроизвольно* выйдут из порового пространства) – система *самопроизвольно* увеличит объём, т.е. вернётся в исходное состояние. Цикл «сжатие-расширение» ГЛС закончится эффективным рассеиванием механической энергии $Å_{äèñ}$ в количестве

$$Å_{äèñ} = (Ð_{èíò} - Ð_{ýêñ}) \cdot V_{ïîð} = Í \cdot V_{ïîð}. \qquad (3)$$

В качестве жидкостей можно использовать воду и водные растворы, соли, расплавы, низкотемпературные эвтектики и сплавы металлов [11,12,16]. В качестве носителей чрезвычайно развитых поверхностей матрицы с открытой пористостью: силикагели, силохромы, алюмо-силикаты, пористые стёкла, алунд, цеолиты и другие носители [11-16].

Явление эффективной диссипации энергии с помощью реальной ГЛС (гидрофобизированный силикагель – вода) хорошо изображается с помощью PV -изотермы процесса «сжатие-расширение» на рис.5 (площадь, ограниченная ветвями $Ð_{èíò}$ и $Ð_{ýêñ}$, характеризует рассеянную энергию $Å_{äèñ}$).

Гистерезис $Í$ в реальных ГЛС может достигать значения $H = (0{,}80 - 0{,}95) \cdot Ð_{èíò}$ [12,16,17]. С учётом этого параметра, а также значений $Ð_{èíò} \approx 200$ бар, неудивительно, что удельная диссипирующая способность ГЛС (≈ 6 Дж/см^3) в 100 раз превышает аналогичный показатель для *вязких* масел, применяющихся в традиционных *гидравлических* амортизаторах для автомобилей [18] и в *гидравлических* антисейсмических устройствах.

Диссипаторы механической энергии с использованием *сухого трения* также проигрывают устройствам с использованием ГЛС по показателю диссипирующей способности и эксплуатационной надёжности (ведь использование рабочего тела «трущиеся твёрдые поверхности» сопряжено с его катастрофическим разрушением и с необходимостью его частой замены, не говоря уже об опасном и в ряде случае недопустимом интенсивном выделении тепла в зонах контакта трущихся тел).

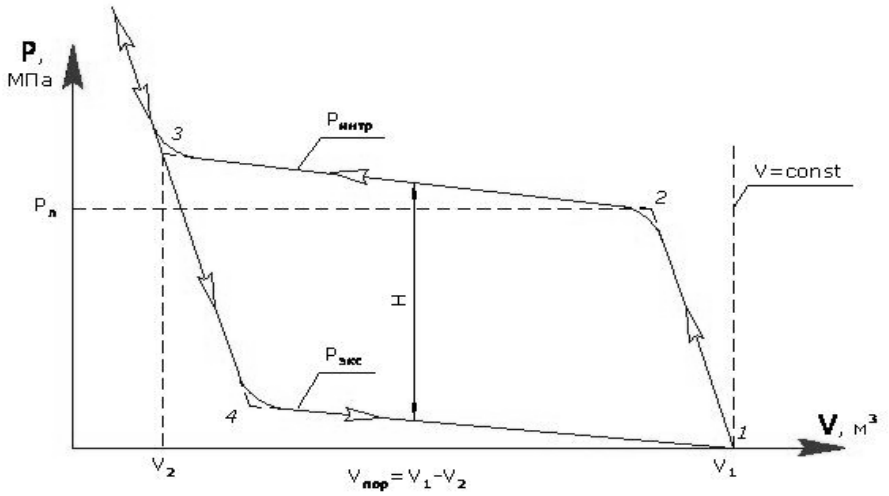


Рис. 5

Итак, в основе механизма диссипации энергии с помощью ГЛС используется *новый физико-энергетический принцип* [11,12,14-16,19]: наличие гистерезиса по давлению в процессах сжатия-расширения ГЛС. *Рабочим телом* в строгом термодинамическом смысле этого понятия является *межфазная поверхность* Ω в ГЛС. Это объясняет уникальные термодинамические свойства, экологическую привлекательность и надёжность эксплуатации устройств на базе ГЛС [13-15,19]. Достичь удельной диссипативной мощности 30-50 Вт/см^3 ГЛС с использованием экологически чистых компонентов «жидкость-матрица» не представляет технологических трудностей и проблем [14,15]. Нижний предел линейных перемещений рабочих органов устройств характеризуется миллиметрами и не имеет верхнего предела [13-15].

Достигнутая в настоящее время степень изученности физических и термодинамических свойств ГЛС [11,16,17,20-22] позволяет синтезировать их под конкретную инженерную задачу с гарантией получения заданных характеристик антисейсмических устройств и систем.

На примере поразительной способности *живых* коралловых рифов эффективно сопротивляться разрушающему действию штормов и цунами можно показать, что Природа миллионы лет назад «нашла» самый рациональный способ рассеивания механической энергии без создания критических механических напряжений в защищаемом объекте – в остове кораллового «стола» рифа [23,24]. Оказывается, что систему «живой коралловый риф – прилегающие объёмы океанской воды» можно рассматривать как «природную» ГЛС (с уточнением, что речь идёт на этот раз о «гетерогенной *гидро*фобной системе»). В самом деле, коралловый риф характеризуется чрезвычайно развитой межфазной поверхностью Ω «вода – внутренняя полость кораллового полипа (кишечно-полостное существо) объёмом $V_{ïîð}$». Ротовое отверстие и микроканал живого полипа с радиусом *r* покрыто низкоэнергетическим *органическим* веществом янтарного цвета (высшие жирные кислоты типа стеарина), несмачиваемым водой и нерастворимым в ней [25,26] , поэтому ротовой канал живого полипа является *гидрофобным*. Это обстоятельство роднит наши ГЛС с тем, что «придумала» Природа.

Покажем, как живой коралловый риф «сопротивляется» разрушению под действием океанской волны с кинетической энергией $Å_â$:

$$Å_â = mW^2/2, \qquad (4)$$

где: *m* – масса волны, *W* – её скорость.

Из предположения, что кинетическая энергия $E_в$ полностью гасится рифом в результате её расходования на совершение различной механической работы (в том числе, на работу

изотермического образования межфазной поверхности Ω - работу Гиббса: $\sigma \cdot \Omega \cdot \cos\theta$), покажем, благодаря каким свойствам ГЛС выживает коралловый риф. Одновременно проанализируем роль *интенсивных* (F, P, σ) и *экстенсивных* (x, $V_{ïîð}$, Ω) параметров термодинамических систем в формировании величины механической энергии (работы)

$$Å_â = mW^2 / 2 = F \cdot x = Ð_Ë \times V_{ïîð} = \sigma \cdot \Omega \cdot \cos\theta, \qquad (5)$$

где: F – сила, например, приложенная к бетонному блоку береговой защиты; x − перемещение или его деформация.

В силу большой механической прочности бетона (большой модуль Юнга) его деформация под действием океанской волны будет ничтожна ($x \approx 0$), что приведёт к громадному росту усилия в точке удара волны в бетон (см. равенство (5)): $F \to \infty$, что вызовет сверхкритические напряжения в бетоне и он разрушится…Защитное сооружение из бетона рискует быть разрушенным…

В силу малой величины поверхностного натяжения жидкости σ (для морской воды она несколько больше, чем для дистиллированной) громадная энергия океанской волны может быть поглощена только за счёт громадной величины *экстенсивного* параметра системы - межфазной поверхности Ω (см. формулу (5)). Коралл имеет такую поверхность, поэтому он погасит удар волны при отсутствии больших механических напряжений в своём остове…

Та же ситуация складывается при рассмотрении выражения $Ð_Ë \cdot V_{ïîð}$ в формуле (5): малое значение *интенсивного* параметра $Ð_Ë$ (из-за малого значения σ и умеренной величины r - см. формулу (2)) должно компенсироваться большой величиной экстенсивного параметра – объёма $V_{ïîð}$: коралловый риф обладает им, поэтому выживает…

Если в силу ряда причин (в том числе загрязнение прилегающих водных масс) коралл погибает, его поровое пространство становится *гидрофильным* [20]. Морская вода при этом самопроизвольно (беспрепятственно) входит в поровое пространство рифа и навсегда остаётся там: система «коралловый риф – морская вода» становится конденсированной – несжимаемой [23,24]. Первая же океанская волна разрушит «мёртвый» риф из-за возникновения громадных механических напряжений в его каркасе (см.(5)).

При проектировании и создании инженерных систем по защите от землетрясений хорошо было бы поучиться этому искусству у Природы…

В силу конструктивной простоты и эксплуатационной надёжности инженерных систем по защите зданий и сооружений, а также стабильности рабочих характеристик ГЛС и диссипаторов энергии на их основе можно рассчитывать на заметное расширение спектра конструктивных решений, вплоть до реализации таких, которые немыслимо найти с использованием *традиционных* методов диссипации механической энергии, основанных на применении, как правило, лишь эффектов *жидкого* и *сухого* трения.

Для ответа на вопросы об экономической эффективности сочетания механических систем, например, типа сейсмоизоляции на «чечевицах» (СИЧ) и гетерогенных лиофобных систем (ГЛС) предстоит провести испытание совместной составной конструкции. Проверка этой конструкции, конечно, должна быть сделана на искусственном механическом источнике и должна сопровождаться инструментальной регистрацией эффективности устройства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кириков Б.А. Избранные страницы истории сейсмостойкого строительства. М., Мир,1993. 344 с.
2. Назин В.В. Некоторые конструктивные мероприятия, уменьшающие сейсмическое воздействие на здания. В сб. Сейсмичность, сейсмическая опасность Крыма и сейсмостойкость строительства. Материалы Всесоюзной конференции. Академия наук УССР, Институт геофизики. К., «Наукова думка», 1972, с.147-159.

3. Бугаевский Г.Н. Пространственная сейсмоизоляция ответственных объектов. В сб. "Геоэкологические и медико-экологические проблемы промышленно-городских агломераций", ч.1, Симферополь, Изд. КИПКС, 1994, с. 75-76.

4. Бугаевский Г.Н. Сейсмостойкое здание. Патент No 2066362, М., Роспатент, Бюллетень No 25, 10.09.96.

5. Бугаевский Г.Н., Балашов А.В. Моделирование сейсмоизоляции сооружения. В сб. Формирование окружающей среды на урбанизированных территориях
Крыма. Ч.1.Симферополь, КИПКС. 1996, с. 71-72.

6. Bugaevsky G.N., Stepanyuk A.Yu., Alekseenko A.A., Yezyk V.G., Lyaschenko A.A. Engineering-seismometric diagnosing of buildings and constructions. Proceedings of the second russian-chinese regional seminar on earth-quake engineering. May.1992. Moscow. Russia Serviceprogress Ltd., pp. 67-76.

7. Бугаевский Г.Н. Экспериментальное изучение реакции сооружения на механическое воздействие. Строительство и техногенная безопасность. Сб. науч. тр., вып. 9. Симферополь, КАПКС, 2004, с. 44-51

8. Бугаевский Г.Н. Основы сейсмологии и динамической теории сейсмостойкости. Симферополь, ИТ «АРИАЛ», 2010. 256 с.

9. Бугаевский Г.Н., Спрожецкий В.В. Алгоритм поляризационной фильтрации сейсмического сигнала на основе соотношения, определяющего осевой момент инерции. Строительство и техногенная безопасность. Сб. науч. тр, вып. 26. Симферополь, НАПКС, 2008, с. 34-37.

10. Бугаевский Г.Н. Матричная средне-взвешенная поляризация сейсмических колебаний
Строительство и техногенная безопасность. Сб. науч. тр, вып. 29. Симферополь, НАПКС, 2009, с. .89-95.

11. Ерошенко В.А. Термодинамика вдавливания жидких металлов в жёсткие пористые матрицы//Капиллярные свойства и адгезия сплавов: Сб. научных трудов Академии наук Украинской ССР, Изд-во «Наукова Думка», 1987, с.100-109

12. Eroshenko V.A. Heterogeneous Structure for Accumulation or Dissipation of Energy, Process to Use it and associated Devices, Int. Patent WO 96/18040, 13.06.1996

13. Eroshenko V.A. Damper with high dissipating Power, Int.Pat. WO 01/55616 A1, August 2, 2001, p.1-33

14. Eroshenko V.A. A new Paradigm of mechanical Energy Dissipation. Part 1: Theoretical Aspects and practical Solutions, // vol.221, N°3/2007, Journal Proceedings of Mechanical Engineers, Part D: Journal of Automobile Engineering, p. 285-300.

15. Eroshenko V.A., Piatiletov I.I., Coiffard L. and Stoudenets V.P. A new Paradigm of mechanical Energy Dissipation. Part 2: Experimental Investigation and effectiveness of a novel Damper //vol.221, N°3/2007, Journal Proceedings of Mechanical Engineers, Part D: Journal of Automobile Engineering, p. 301-312.

16. Ерошенко В.А. Необычные свойства одной сложной термодинамической системы // Доклады АН Украинской ССР, серия А,1990, N°10, с.79-82

17. Coiffard L. and Eroshenko V.A. Temperature Effect on Water Intrusion/Expulsion in grafted Silica Gels // Journal of Colloid and Interface Science, 2006, 300, p. 304-309

18. Раймпель Й. Шасси автомобиля: Амортизаторы, шины и колёса. Пер. с нем. под ред. Златовратского О.Д. // М. Машиностроение, 1986, - 320 с.

19. Ерошенко В.А. Термомолекулярная энергетика // Промышленная теплотехника, Изд. Ан УССР, N°1-3, с.22-25.

20. Eroshenko V.A. and Stoudenets V.P. The Influence of developed interfaces upon the heterogeneous Nanosystem thermal capacity // Composites: Part A, 2002, 33, p.1349-1353.

21. Coiffard L., Eroshenko V.A and Grolier J.-P. Thermomechanics of the Movement of Interface in Heterogenous Lyophobic Systems //AIChE Journal, April 2005, Vol.51, N°4, p. 1246-1257.

22. Coiffard L. and Eroshenko V.A. Temperature Effect on Water Intrusion/Expulsion in grafted Silica Gels // Journal of Colloid and Interface Science, 2006, 300, p. 304-309.
23. Ерошенко В.А. Роль термодинамических и космических факторов в строении, функционировании и распределении коралловых рифов//Препринт: Институт биологии южных морей им. А.О.Ковалевского, Академия наук Украины; Севастополь, 1993, 44 с.
24. Ерошенко В.А. Роль термодинамических и космических факторов в эволюции коралловых рифов // Российский химический журнал, 1995, том XXXIX, N°2, с.72-84.
25. Бордовский О.К. Органическое вещество морских и океанических осадков в стадии раннего диагенеза. М.: Наука, 1974, 104 с.
26. Сребродольский Б.И. Коралл. М.: Наука, 1986, 134 с.

УДК 536.7; 550.34

ПРИМЕНЕНИЕ РЕПУЛЬСИВНЫХ КЛАТРАТОВ ДЛЯ УСТРОЙСТВ И СИСТЕМ ОБЕСПЕЧЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ СООРУЖЕНИЙ

Ерошенко В. А., д.т.н., проф.; Студенец В. П., к.т.н., доц.;
Пятилетов И. И., вед. инж.; Щученко В. Ю., магистрант.
НТУУ «КПИ», 03056 Киев, пр. Победы 37, eroshenko@kpi.ua

Приводятся сведения о новом гетерогенном рабочем теле, представляющем собой межфазную поверхность в лиофобной системе «капиллярно-пористая матрица – жидкость». Даны его термодинамические особенности и показаны преимущества по сравнению с традиционными рабочими телами. Новое рабочее тело позволяет создавать суперкомпактные антисейсмические устройства и системы, не имеющие аналогов в мировой практике. Приводятся примеры конструктивных решений.

Эффективность и надёжность антисейсмических устройств и систем во многом определяется природой рабочего тела, с помощью которого вначале преобразовывают механическую энергию подземных толчков в тепловую, а затем последнюю рассеивают в окружающее пространство, предотвращая тем самым разрушение защищаемого объекта. Как правило, в качестве рабочих тел используют твёрдые тела (генерация тепла сухим трением) или жидкости (тепло вязкого трения). Заметное выделение тепла достигается в процессах деформации вязко-упругих тел (природные и синтетические каучуки) и течения полимерных материалов, например, эластомеров через сужающие устройства**.**

В конце 90-тых годов XX столетия было впервые предложено использовать в термомеханических системах в качестве рабочего тела *межфазную поверхность* «жидкость-твёрдое тело» в гетерогенных лиофобных системах [1-3]. Последние представляют собой ансамбль «жидкость - капиллярно-пористая матрица, несмачиваемая этой жидкостью» (контактный угол $\theta > 90°$). Используются матрицы с открытой пористостью и чрезвычайно развитой поверхностью (100-1000 $м^2$/г матрицы): силикагели, алюмосиликаты, пористые стёкла, пористый алунд, цеолиты и другие твёрдые носители развитой поверхности. В качестве жидкости можно применять воду и водные растворы, соли, расплавы, низкотемпературные сплавы металлов и эвтектики.

В терминологическом ряду использовали много вариантов названия новых рабочих тел (гетерогенные лиофобные системы - ГЛС, гетерогенные рабочие тела - ГРТ, репульсивные клатраты - РК), но остановились на последнем как более кратком и хорошо отражающем физическую и термодинамическую сущность процессов, протекающих в этих телах [4]. Термин «клатраты» (*лат*. решётка, тюрьма) позаимствован из химии и физической химии, где его применяют в отношении химически нейтральных *соединений включения* A+B =AB [5]. В *традиционных* клатратах молекула B входит в пространственную нишу сложной молекулы A и *остаётся там навсегда* (благодаря стерическим эффектам), образуя соединение включения AB. В *репульсивных клатратах* капиллярно-пористая матрица с открытым поровым пространством играет роль сложной молекулы A, а жидкость,

внедряемая в матрицу, играет роль молекулы В. Принципиальное отличие репульсивных клатратов от *традиционных* заключается в том, что процессы *входа и выхода* кластеров жидкости из порового пространства матрицы становятся возможными и обратимыми по координате «объём» - РК работает как молекулярная пружина: *интрузия* жидкости в поровое пространство осуществляется *принудительно*, а её *экструзия* происходит *самопроизвольно* [6]. Физическую сущность нового рабочего тела поясняет рис.1.

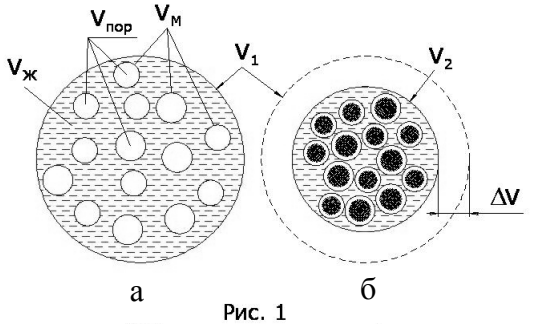


Рис. 1
(Обозначения в тексте)

Как видно, гетерогенная система с начальным объёмом V_1 состоит из жидкости (объём $V_ж$) и капиллярно-пористой матрицы (объём $V_м$) в виде дискретных пористых частиц с их суммарным объёмом открытого пористого пространства $V_{пор}$. В силу фобности системы (контактный угол > 90) жидкость не может самопроизвольно войти в поровое пространство матрицы (рис.1а). Но если к системе приложить внешнее давление, равное или выше капиллярного давления Лапласа, то жидкость заполнит поровое пространство (рис.1б) и образовавшаяся межфазная поверхность «жидкость – твёрдое тело» Ω станет местом сосредоточения *избыточной поверхностной энергии* $E_\Omega = \sigma\Omega\cos\theta$: конденсированная система, не изменив объёма своих составляющих смогла накопить механическую энергию. Как видно, уменьшение объёма системы dV произошло не в результате деформации жидкости или твёрдого тела» (их объём остался практически неизменным), а в результате принудительной интрузии жидкости в поровое пространство матрицы [7].

На рис.2 представлены PV-изотермы сжатия-расширения гетерогенной системы с уникальной способностью диссипировать механическую энергию: давление принудительной интрузии P_{int} намного больше давления P_{exp} самопроизвольного выброса кластеров жидкости из порового пространства матрицы.

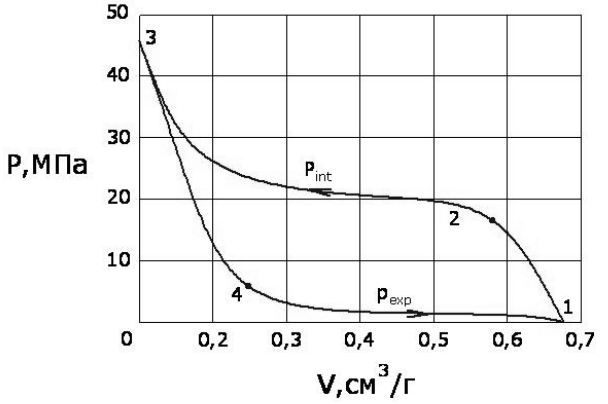


Рис. 2
(Обозначения в тексте)

В цикле «сжатие-расширение» легко просматриваются следующие процессы: процесс сжатия 1-2 конденсированной системы (упругая деформация её составляющих), когда пористое пространство матрицы остаётся ещё незаполненным (так как давление, приложенное к системе, остаётся ниже капиллярного давления Лапласа); процесс 2-3 принудительной интрузии кластеров жидкости в поровое пространство матрицы – развитие громадной удельной межфазной поверхности «жидкость-твёрдое тело» благодаря преодолению барьера «капиллярное давление Лапласа»; процесс 3-4 самопроизвольного

расширения конденсированной части системы (благодаря её упругости), когда кластеры жидкости ещё остаются внутри порового пространства системы; процесс 4-1 самопроизвольного выброса кластеров жидкости при давлении экструзии P_{exp}, меньше, чем давление интрузии P_{int}, - самопроизвольное сокращение межфазной поверхности и возврат гетерогенной системы в начальное состояние. Налицо явление гистерезиса $H = P_{int} - P_{exp}$. Площадь, заключённая между изотермами P_{int} и P_{exp}, характеризует рассеянную механическую энергию $E = H \cdot (V_1 - V_2) = H \cdot V_{пор}$, где $V_{пор}$ – объем порового пространства.

Среди множества необычных полезных свойств репульсивных клатратов [7] можно отметить тот факт, что энергия рассеивания $E = H \cdot V_{пор}$ внешних механических возмущений не зависит от скорости приложения возмущений в широком диапазоне ее изменения. Динамические испытания РК в рабочих камерах автомобильного амортизатора [8-10] показали их высокую диссипирующую способность, вплоть до частоты возмущений 22 Гц для амплитуд колебаний штока амортизатора в диапазоне: 0 – 80 мм. Удельная энергопоглощающая способность РК на 2 порядка превышает аналогичный показатель технических масел (вязких рабочих жидкостей), применяемых в гидравлических демпферах. Удельная мощность характеризуется величинами 20÷50 Вт/(см^3 РК). Благодаря этим показателям можно создавать суперкомпактные антисейсмические устройства и системы, не имеющие аналогов в мировой практике.

На рис.3 показана система сейсмозащиты промышленного резервуара. На этом и последующих рисунках, с целью их упрощения, не показаны пружины возврата, включённые параллельно диссипаторам энергии – демпферам (наряду с традиционными пружинами могут быть использованы и таковые на базе РК с минимальным гистерезисом Н [6]). Итак, бак 1 с нефтепродуктом 2 (рис.3) покоится на множестве гидроопор 3, образующих с помощью трубопроводов 4 общую гидросистему, заполненную техническим маслом 5. Каждая гидроопора А выполнена в виде телескопических цилиндров 6-7, коаксиальный зазор 8 между которыми позволяет цилиндру 6, жёстко связанному с днищем бака 1, перемещаться и в горизонтальном направлении относительно цилиндра 7, жёстко связанного с фундаментом 9. Резино-кордные мембраны 10 предотвращают утечку масла 5 из гидросистемы. В гидроопоре А располается гетерогенное рабочее тело 11 (рис.1), капсулированное в гибкую полимерную оболочку 12, чтобы изолировать его от технического масла 5.

В процессе подземных толчков «подвижные» цилиндры 7 (рис.3) отслеживают движение земной коры (фундамента 9) и их перемещения относительно «неподвижных» цилиндров 6 вызывают «сжатие-расширение» ГРТ (рис. 2.) с эффектом существенного рассеивания механической энергии. При этом инерционный бак 1 остаётся практически неподвижным, а его корпус не испытывает дополнительных механических напряжений, связанных с подземным толчком.

На рис.4 представлена система защиты жилого здания 1 от подземных толчков, сопровождаемых перемещением почвы 2 в пространстве 3D. Как и прежде, диссипация энергии происходит с помощью ГРТ (репульсивных клатратов). Многочисленные гидроопоры 3 состоят из двух телескопически соединённых цилиндров 4-5 со сферическими днищами 6-7, перекатывающимися на подпятниках 8-9. Система уплотнения 10 предотвращает утечку технического масла 11 из замкнутого объёма пар 4-5. Внутри цилиндров 4-5 размещают в качестве элемента, диссипирующего механическую энергию, ГРТ 12, капсулированное в гибкую полимерную оболочку 13. Перемещение почвы 2 в любом направлении XYZ вызывает «сжатие-расширение» ГРТ в оболочке 3 и, следовательно, *принудительное* образование и *самопроизвольное* сокращение межфазной поверхности, сопрождающееся диссипацией энергии (рис.2). Каркасообразующие механические элементы и кладка жилого здания 1 не испытывают при этом опасных механических напряжений.

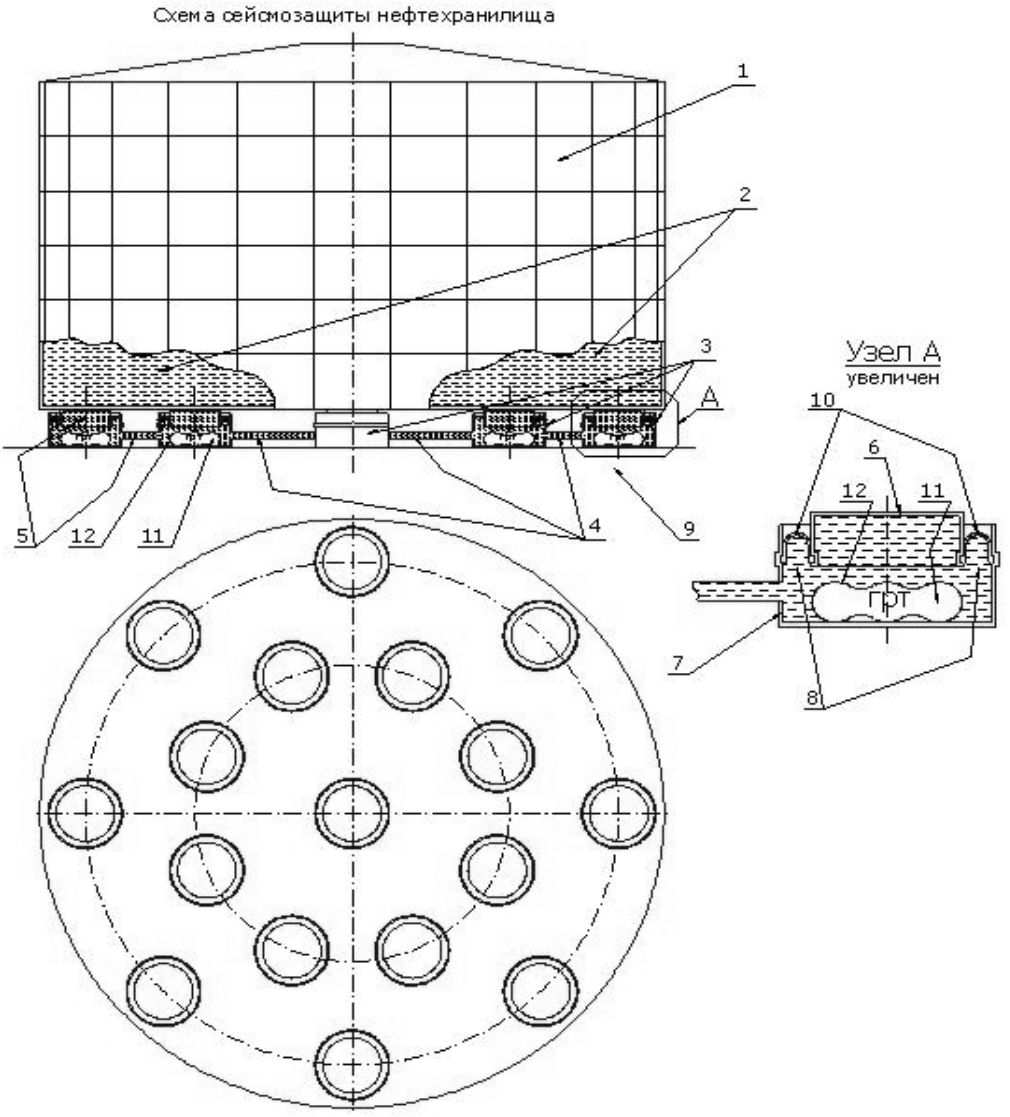


Рис. 3
(Обозначения в тексте)

Защита мостов, виадуков и самых разнообразных дорожных развязок от землетрясения представляет сложную конструкторско-технологическую задачу. На рис.5 представлено одно из возможных решений применительно к мосту с большой транспортной нагрузкой. С целью обеспечения максимальной комфортности и безопасности для участников движения, а также защиты моста от разрушения, энергопоглащающие устройства 1, аналогичные ранее рассмотренным (рис.), расположены на двух горизонтах: первый горизонт – между пролётом моста 2 и быком 3 и второй - между быком 3 и основанием 4. Нижние «чаши» 5 демпфирующих устройств на двух горизонтах, расположенных поперёк проезжей части дороги, гидравлически соединены трубопроводами 6 и 7, содержащими дроссели 8 и 9.
Верхние «перевёрнутые стаканы » 10 и 11 жёстко соединены, соответственно, с пролётом 2 и быком 3. Предполагается, что масса пролёта 2 намного больше массы отдельного быка 3. В этих условиях перемещение основания 4 (грунта) влево вызовет наклон быка 3 вправо (см. верхний горизонт строения моста на рис. 5а). В силу большой инерционности пролёта 2 последний останется на месте: в левом верхнем демпфере 1 произойдёт сжатие РК, а в правом верхнем демпфере на том же верхнем горизонте – расширение РК. Одновременное протекание процессов «сжатие-расширение» РК означает завершение цикла, т.е. рассеивание энергии на верхнем горизонте. Аналогичные явления происходят на нижнем горизонте, но по правилам косой симметрии: в правом нижнем демпфере (рис. 5а) происходит сжатие РК, а в левом на том же горизонте – расширение РК. Результирующий эффект этих процессов на

нижнем горизонте – эффективное рассеивание механической энергии подземного толчка. С учётом одновременности процессов, происходящих на двух горизонтах антисейсмической системы, получаем *удвоение* величины рассеянной энергии. Это гарантирует быстрое и эффективное рассеивание энергии подземного толчка, т.е. обеспечивает комфорт и безопасность для участников движения по пролёту 2 (рис.5). Аналогичные эффекты происходят в случае движения почвы - основания 4 вправо (наклон быка влево), но с обратными знаками. При вертикальном перемещении основания 4 эффективное рассеивание энергии толчка происходит с учётом плоскопараллельности движения основания 4 по отношению к пролёту 2.

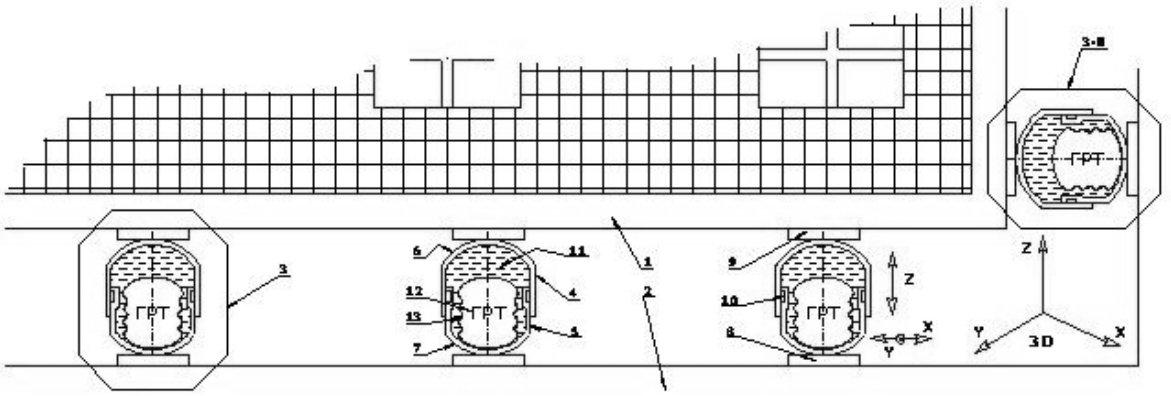


Рис. 4
(Обозначения в тексте)

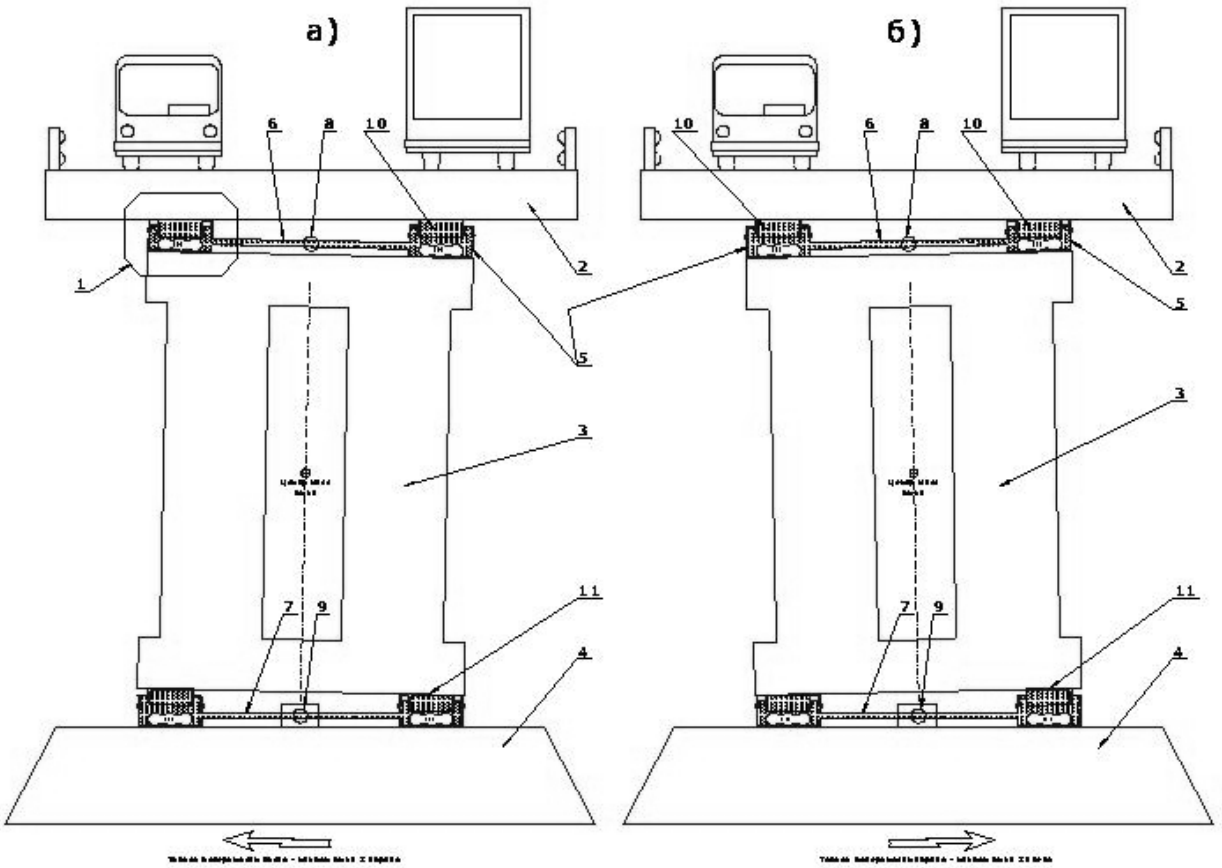


Рис. 5
(Обозначения в тексте)

Современный уровень знаний физических и термодинамических свойств гетерогенных лиофобных систем [2,6,7,11-13], а также имеющийся опыт их синтеза с заданными эксплуатационными характеристиками [3,4,8-10], позволяют проектировать, создавать и испытывать новый класс более компактных антисейсмических систем с использованием ГЛС – репульсивных клатратов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ерошенко В.А. Гетерогенная термодинамическая система, цикл Ерошенко преобразования тепловой энергиив механическую и устройства для реализации. Патент СССР-Россия, N°1,254,811 (1981)
2. Ерошенко В.А. Термодинамика вдавливания жидких металлов в жёсткие пористые матрицы// Капиллярные свойства и адгезия сплавов:Сб. научных трудов Академии наук Украинской ССР, Изд-во «Наукова Думка», 1987, с.100-109
3. Eroshenko V.A. Heterogeneous Structure for Accumulation or Dissipation of Energy, Process to Use it and associated Devices, Int. Patent WO 96/18040, 13.06.1996
4. Eroshenko V.A. Repulsive clathrates. A new operational Material for efficient seismic Isolation //Proceedings of International Post-SMITR Conference «Seismic Isolation, passive Energy Dissipation and active Control of seismic Vibrations of Structure» // Taormina, Sicily, Italy, August 25 to 27, 1997, p.783-794
5. Lehn J.-M. La chimie supramoléculaire (in French), 1997, Edition : De Boeck et Larcier, Paris, 279 p.
6. Eroshenko V., Regis R.-C., Soulard M. and Patarin J. Les systems héteérogènes “eau-zéolthe hydrophobe”: de nouveaux resorts moléculaires// C.R.Physique, 2002,N°3, p.111-119
7. Ерошенко В.А. Необычные свойства одной сложной термодинамической системы // Доклады АН Украинской ССР, серия А,1990, N°10, с.79-82
8. Eroshenko V.A. Damper with high dissipating Power, Int.Pat. WO 01/55616 A1, August 2, 2001, p.1-33
9. Eroshenko V.A. A new Paradigm of mechanical Energy Dissipation. Part 1: Theoretical Aspects and practical Solutions, // vol.221, N°3/2007, Journal Proceedings of Mechanical Engineers, Part D: Journal of Automobile Engineering, p. 285-300.
10. Eroshenko V.A., Piatiletov I.I., Coiffard L. and Stoudenets V.P. A new Paradigm of mechanical Energy Dissipation. Part 2: Experimental Investigation and effectiveness of a novel Damper //vol.221, N°3/2007, Journal Proceedings of Mechanical Engineers, Part D: Journal of Automobile Engineering, p. 301-312.
11. Eroshenko V.A. and Stoudenets V.P. The Influence of developed interfaces upon the heterogeneous Nanosystem thermal capacity // Composites: Part A, 2002, 33, p.1349-1353
12. Coiffard L., Eroshenko V.A and Grolier J.-P. Thermomechanics of the Movement of Interface in Heterogenous Lyophobic Systems //AIChE Journal, April 2005, Vol.51, N°4, p. 1246-1257
13. Coiffard L. and Eroshenko V.A. Temperature Effect on Water Intrusion/Expulsion in grafted Silica Gels // Journal of Colloid and Interface Science, 2006, 300, p. 304-309.

УДК 721.011.12; 699.841

ПРИМЕНЕНИЕ РЕЗИНОМЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОПОР ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ МЕТОДОМ НАДСТРОЙКИ

Морозова Елена Викторовна старший преподаватель кафедры МДК,

Овчаренко Валентина Николаевна студентка группы ЭУН-501

Национальная академия природоохранного и курортного строительства; ул. Павленко, 5 , Симферополь, 95000, АРК, Украина; e-mail: elmorozoff@ukr.net; тел: 0503973240

С введением в действие нового нормативного документа по строительству в сейсмических районах площади территорий Украины, являющиеся опасными в сейсмическом отношении, значительно расширились. В ходе реконструкции типовых жилых зданий необходимо обеспечение их сейсмостойкости. В работе выполнена оценка сейсмостойкости типового пятиэтажного здания с надстройкой. Предлагается обеспечивать сейсмостойкость реконструируемого здания методом установки резинометаллических опор в месте опирания надстройки на существующее здание.

Решение проблем сейсмической безопасности является одной из важнейших задач социально-экономического развития сейсмоактивных регионов. Каждая сейсмическая катастрофа уникальна по своим природным параметрам, социально-экономическим и экологическим последствиям. Уровень катастрофы зависит от многих факторов, главными из которых являются: параметры произошедшего землетрясения; степень сейсмостойкости зданий; возможность возникновения вторичных опасных эффектов (разжижение грунта, цунами, оползни, селевые потоки, изменение дебита и состава водных источников, пожары и выбросы ядовитых веществ); готовность государственных органов к незамедлительным спасательным и восстановительным работам. Игнорировать сейсмическую опасность при рассмотрении перспектив социально-экономического развития государства недопустимо.

Более 120 тыс. км^2 территории Украины (около 20%) относятся к сейсмически опасным территориям. В них проявляются землетрясения интенсивностью 6-9 баллов по шкале MSK-64. На сейсмоопасных территориях проживает 10,9 млн. человек (около 22% от всего населения страны), в том числе: в зонах 6-бальной сейсмической активности - 7,98млн. человек (15.5%), 7-бальной - 2,16 млн. человек (4,2%), 8-9 бальной - 0,79 млн. человек (1,5%). Условия современного строительства в сейсмических районах осложняются также наличием опасных геологических процессов (наводнения, оползни, смерчи, карсты и др.). Общая сейсмическая активность Украины характеризуется несколькими сейсмоактивными зонами: Карпатский регион (зона Вранча в Румынии); Крымско-Черноморский регион; Сейсмоактивные зоны юго-запада Восточно-Европейской платформы и дельты Дуная (район Добруджа). Потенциально-возможные землетрясения интенсивностью от 6 до 9 баллов охватывают АР Крым, Закарпатскую, Черновицкую, Винницкую, Кировоградскую, Львовскую, Одесскую, Тернопольскую и Хмельницкую области Украины.

В связи с введением ДБН В.1.1-12:2006 с 01.02.07 «Строительство в сейсмических районах Украины» возросла актуальность повышения сейсмостойкости зданий и сооружений при их реконструкции. Во-первых, во многих районах повышена расчетная сейсмическая интенсивность на 1 балл (иногда, на 2 балла, например, для г. Керчи и прилегающих к нему территорий), во-вторых, повышены требования к расчету как при определении сейсмических нагрузок, так и при оценке несущей способности конструкций. Основную массу жилого фонда Украины составляют 5 этажные дома первых массовых серий, которые проектировались и строились без учета антисейсмических мероприятий, либо по заниженным требованиям к сейсмостойкости. Значительная часть этих зданий имеет достаточный запас прочности на воздействие обычных нагрузок, при практически полном моральном износе. В ходе реконструкции таких зданий необходимо рассматривать комплекс вопросов: ликвидацию морального износа; увеличение полезной площади; экономное использование площади застройки; улучшение архитектурной выразительности фасадов; в том числе и обеспечение сейсмостойкости зданий после реконструкции.

Одним из наиболее перспективных методов обеспечения заданной сейсмостойкости здания является использование резинометаллических опор (РМО) для его сейсмоизоляции. РМО – упругий элемент, состоящий из слоев полимерного материала (резины, неопрена и т.д.) и металла. Для предотвращения чрезмерной осадки зданий под нагрузкой от собственного веса опоры выполняют жесткими в вертикальной плоскости. В то же время они обладают малой жесткостью в горизонтальной плоскости (в 100 раз меньше ее жесткости в вертикальной плоскости), чтобы обеспечить возможность упругого бокового перемещения. Упругие свойства резины РМО дает возможность обратного восстановления к первоначальному положению сейсмоизолированного здания при воздействии динамической

нагрузки. Основными производителями таких опор на сегодняшний день являются Китай, Франция, Новая Зеландия. Срок службы опоры достигает приблизительно 50 лет.

Первоначально такие опоры нашли широкое применение при конструировании сейсмостойких опор мостов, а затем с некоторой доработкой стали применяться и для сейсмоизоляции зданий. Обычно РМО используются для сейсмоизоляции вновь возводимых зданий. Их устанавливают между несущими конструкциями здания и фундаментом. Здания на РМО получили широкое распространение за рубежом: в Японии, Англии, Франции, США, Новой Зеландии.

Известны примеры применения РМО при реконструкции зданий. В работе [1] описан способ повышения сейсмостойкости реконструируемого здания, являющегося объектом незавершенного строительства. Необходимость повышения сейсмостойкости связана с изменением расчетной сейсмичности площадки строительства за время приостановки строительства и несоответствием проектных решений требованиям сейсмостойкости. Обеспечение необходимого уровня сейсмостойкости реконструируемого здания достигается за счет ряда конструктивных мероприятий, а именно: разделения сложного в плане здания вертикальными антисейсмическими швами на отдельные блоки; организации горизонтального антисейсмического шва между надземной и подземной частью здания; устройства антисейсмического монолитного железобетонного пояса по стенам подвала под перекрытием; создание жесткой горизонтальной платформы, образованной непрерывным опорным ростверком и монолитной плитой перекрытия на нулевой отметке, служащей опорой для надземной части здания; установки сейсмоизолирующих резинометаллических опор в уровне подвала под антисейсмическим монолитным железобетонным поясом, опирающихся на новые фундаменты; частичное усиление наземных конструкций. Проведение перечисленных мероприятий позволило снизить нагрузки на наземные конструкции в 1,5-3 раза, тем самым уменьшив объем работ по усилению наземных конструкций.

Описанный выше метод также был использован при реконструкции Государственного концертного зала (ГКЗ) в г. Грозном [2], возведенного в 1952-1958гг и разрушенного в результате военных действий. Здание ГКЗ 1-4 этажное, кирпичное, в плане имеет форму прямоугольника и состоит из двух блоков разделенных антисейсмическим швом. Сейсмозащита здания осуществлялась путем установки надземной части на рзинометаллические сейсмоизолирующие опоры китайской фирмы «Shantou Vibro Tech Industrial and Development Co Ltd. (VIBRO)» и отделения надземных конструкций от подземных горизонтальным антисейсмическим швом. По РМО устраиваются монолитные железобетонные перекрестные балки, служащие жесткой платформой для надземных конструкций. Резинометаллические изоляторы установлены для снижения горизонтальных сейсмических нагрузок на надфундаментные конструкции здания при помощи податливого соединения между надфундаментными конструкциями и непосредственно фундаментом и обеспечения демпфирующей способности сейсмоизолирующей опоры. Применение системы сейсмоизоляции позволило снизить расчетные сейсмические нагрузки и обеспечить сейсмостойкость надфундаментной части здания с выполнением минимальных конструктивных мероприятий по усилению.

При реконструкции существующего здания Центрального банка, построенного в 1934г. в г. Иркутске [3] были применены резинометаллические опоры выпускаемые фирмой «VIBRO-TECH» (г. Шантоу). Реконструируемое здание включает 3-4 существующих этажа. Целью реконструкции является обеспечение сейсмостойкости здания, а также перепланировка помещений и надстройка 1-2 этажей. Необходимый уровень сейсмостойкости обеспечивается за счет установки сейсмоизолирующих резинометаллических опор под всеми стенами, столбами и колонами в уровне цокольного этажа, что обеспечило снижение сейсмичности надземной части здания на 1-2 балла по сравнению с сейсмичностью площадки строительства.

Необходимо отметить, что устройство системы сейсмоизоляции реконструируемых зданий в описанных выше конструктивных решениях требует большого количество РМО (порядка 70-80 под каждым блоком здания) и относится к сложным работам. Требуется

значительный объем земляных, демонтажных, монолитных работ и работ по устройству инженерных коммуникаций с гибкими вставками в уровне горизонтального антисейсмического шва. Кроме этого надстраиваемые этажи жестко крепятся к существующим конструкциям реконструируемого здания и передают на них дополнительные вертикальные нагрузки, что соответственно увеличивает сейсмические воздействия на существующее здание и снижает его сейсмостойкость. Всё это значительно усложняет конструкцию реконструируемого здания и повышает трудоёмкость и стоимость реконструкции.

В Национальной академии природоохранного и курортного строительства запатентовано конструктивное решение сейсмостойкого реконструируемого здания [4], согласно которому сейсмоизолирующие резинометаллические опоры установлены в месте опирания стоек каркаса надстройки на несущие стены существующего здания. Таким образом, реконструируемое здание содержит ограниченное количество сейсмоизолирующих РМО, которые просто устанавливаются и легко могут быть заменены в ходе эксплуатации, что снижает трудоемкость и стоимость реконструкции на 15-20% по сравнению с другими способами обеспечения сейсмостойкости реконструируемых зданий. Надстройка обладает повышенной деформативностью в горизонтальном направлении, что ведет к снижению уровня дополнительного сейсмического воздействия на существующее здания на 50-75%. В случае резонансных колебаний, надстройка включается в совместную работу с существующим зданием и выполняет роль гасителя колебаний для существующего здания, так как обладает динамическими характеристиками отличными от динамических характеристик существующего здания.

Объектом исследования, результаты которого приведены в настоящей работе является стандартная секция пятиэтажного жилого здания. Габаритные размеры в осях здания в плане 12х16,4 м. Высота этажей 3 м. Конструктивная схема – здание с продольными несущими стенами. Стены выполнены из крупных блоков альминского камня – наружные толщиной 0.51м, внутренние – 0.4м. Перегородки – гипсобетонные межкомнатные толщиной 0.12м. Фундамент ленточный из сборных железобетонных блоков. Перекрытия здания выполнены из многопустотных железобетонных плит толщиной 220 мм.

Исследование напряженно-деформированного состояния основных несущих конструкций и оценка сейсмостойкости здания выполнялась методом численного эксперимента с применением программного комплекса «Лира-Windows», версия 9.6 [5,6]. Была создана пространственная расчетная схема секции здания (рис.1а) с использованием плоского прямоугольного конечного элемента КЭ-41 (пластина). В качестве исходных данных были приняты следующие характеристики кладки из крупных блоков альминского камня: марка блока 200, марка 75; прочность на осевое растяжение R_t=0,08МПа; сопротивление кладки сжатию R=4,9 МПа*1,1=5,39МПа [7]. Исследовались напряжения в продольных несущих стенах для основного расчетного сочетаний нагрузок (РСН), включающего постоянные; временные длительные и кратковременные нагрузки на перекрытия; кратковременную снеговую нагрузку на покрытие [8] и для особого (аварийного) РСН где в качестве особой принята сейсмическая нагрузка интенсивностью 7, 8 и 9 баллов [9]. Для анализа напряженно-деформированного состояния основных несущих конструкций и оценки сейсмостойкости из пространственной расчетной схемы был выделен фрагмент с наиболее нагруженным узким простенком (рис.1б).

а б в

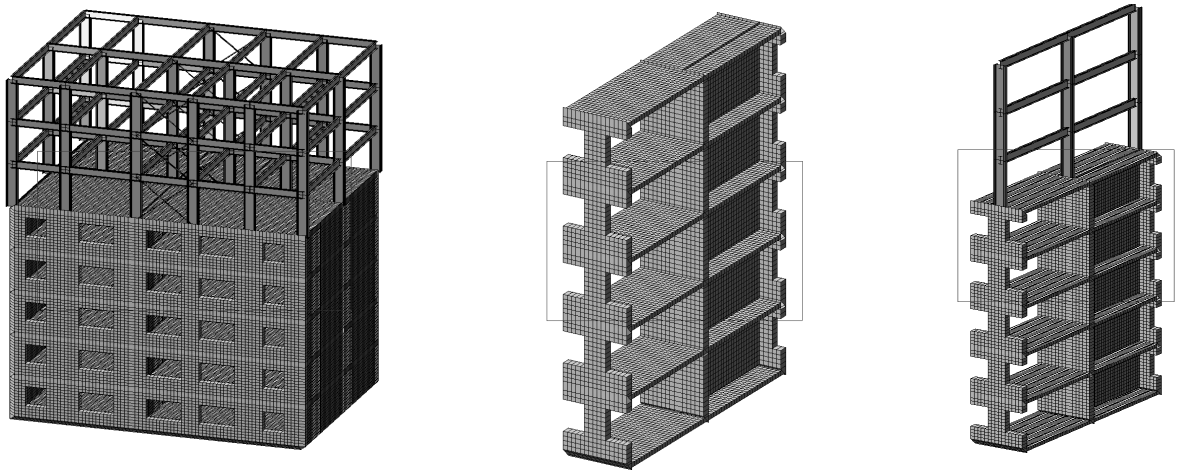


Рис.1 Расчетные схемы реконструируемого здания: а - пространственная расчетная модель здания; б - исследуемый фрагмент реконструируемого здания; в - исследуемый фрагмент здания с надстройкой.

При действии основных РСН максимальные сжимающие напряжения возникают во внутренней продольной несущей стене здания и составляют менее 15% от расчетного сопротивления сжатию материала стены (рис.2). Таким образом, существует возможность надстройки существующего здания с опиранием несущих конструкций надстройки на продольные стены реконструируемого здания. С целью снижения дополнительной нагрузки на реконструируемое здание каркас надстройки выполнен из легких металлических конструкций, перекрытия комбинированные с профилированным настилом в качестве несъемной опалубки, наружное стеновое заполнение из легкобетонных блоков с наружным эффективным утеплителем. Надстройка выполнена с двумя эксплуатируемыми жилыми этажами, что позволит увеличить полезную площадь здания на 40% (рис.2в). Максимальные сжимающие напряжения во внутренней продольной несущей стене здания с надстройкой, при действии основных РСН, составляют около 30% от несущей способности. Значительный запас прочности объясняется тем, что не оценивалась несущая способность основания.

а б в

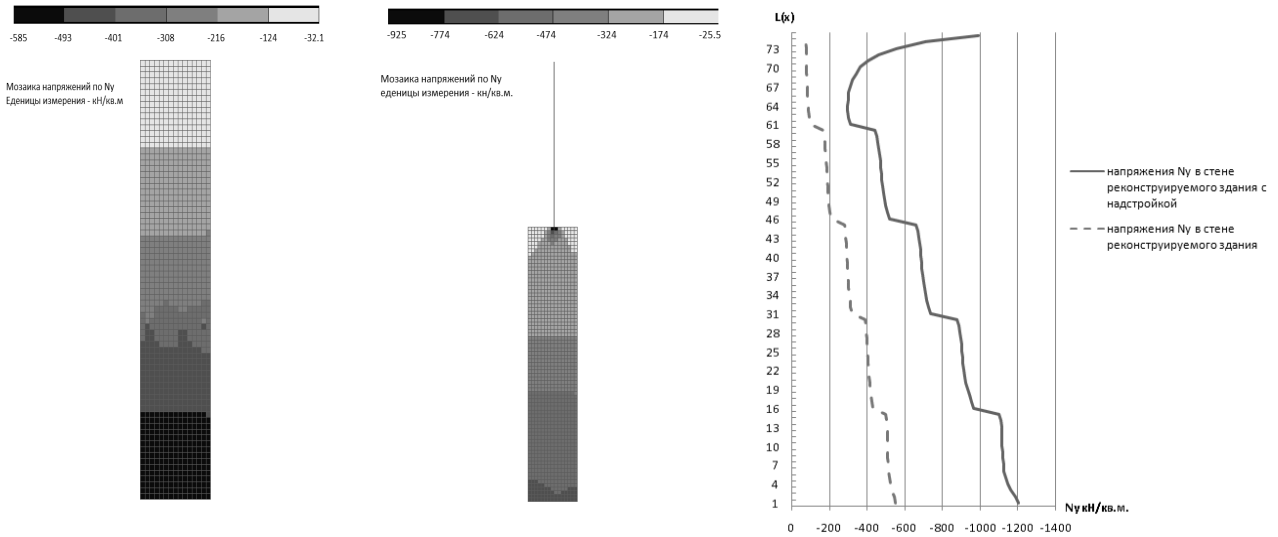
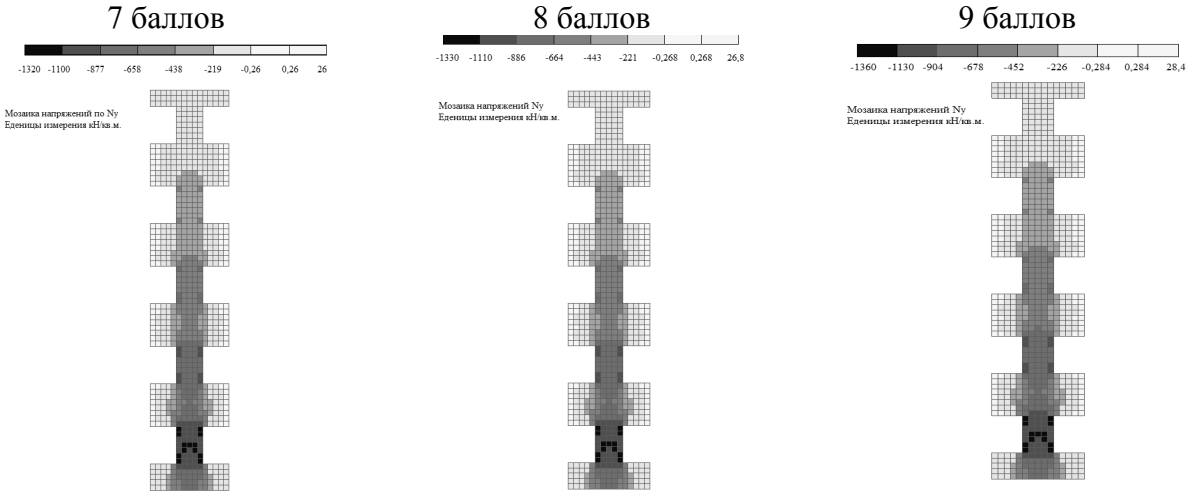
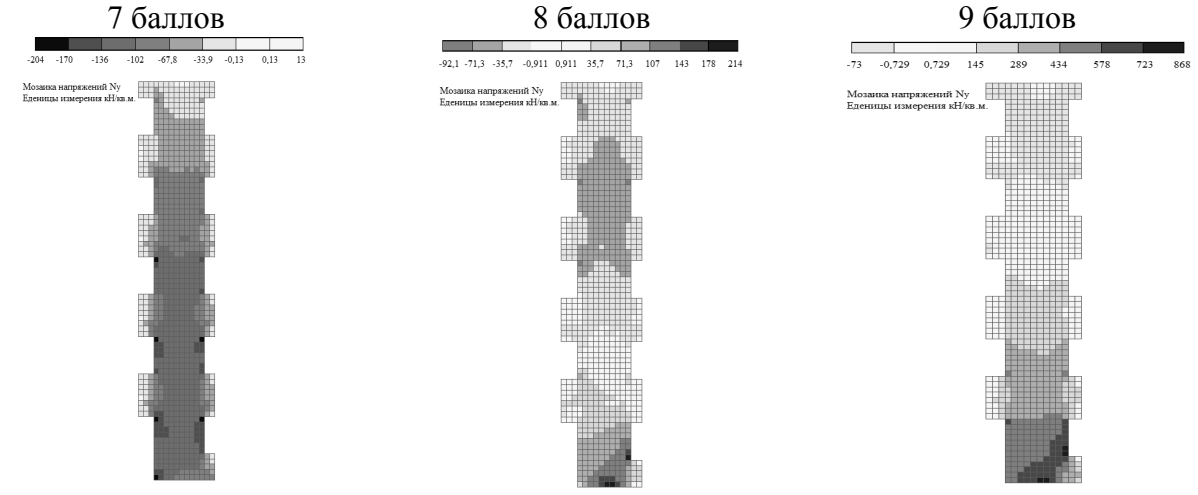


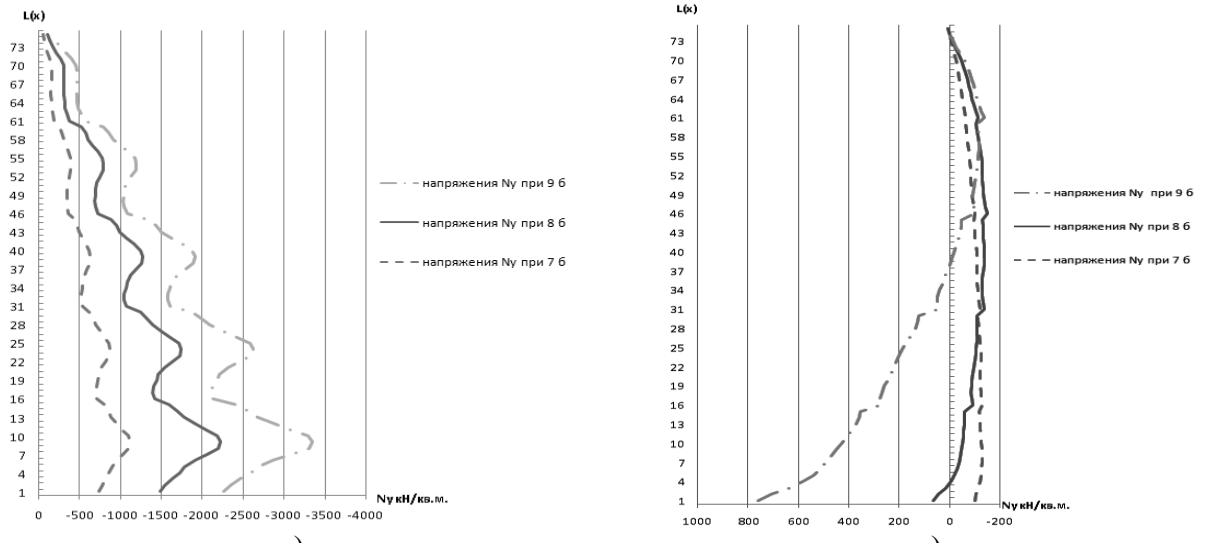
Рис.2 Распределение напряжений во внутренней продольной несущей стене реконструируемого здания при действии основного РСН: а - изополя нормальных напряжений N_Y в стене реконструируемого здания; б - изополя нормальных напряжений N_Y в стене реконструируемого здания с надстройкой; в - график изменения нормальных напряжений N_Y в стене реконструируемого здания.



а)

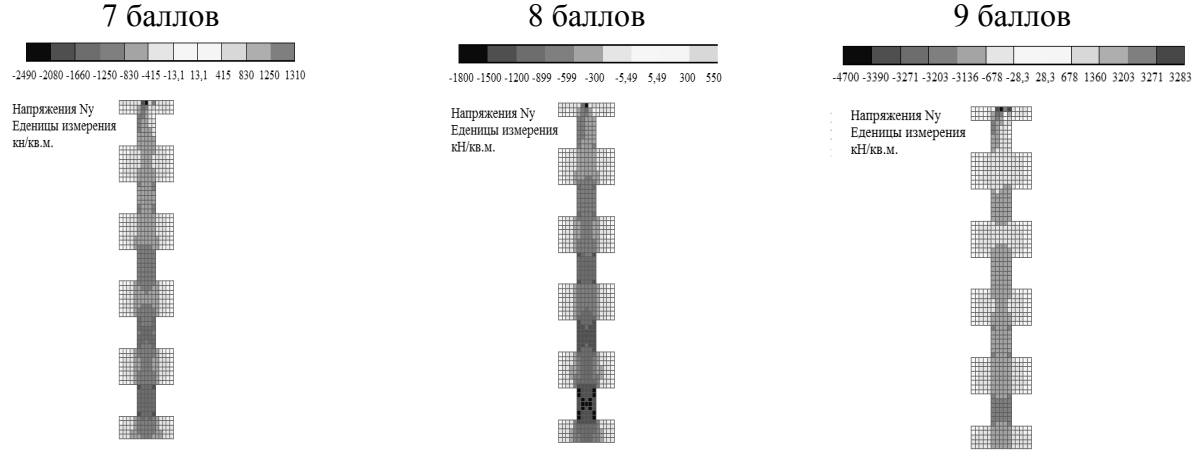


б)



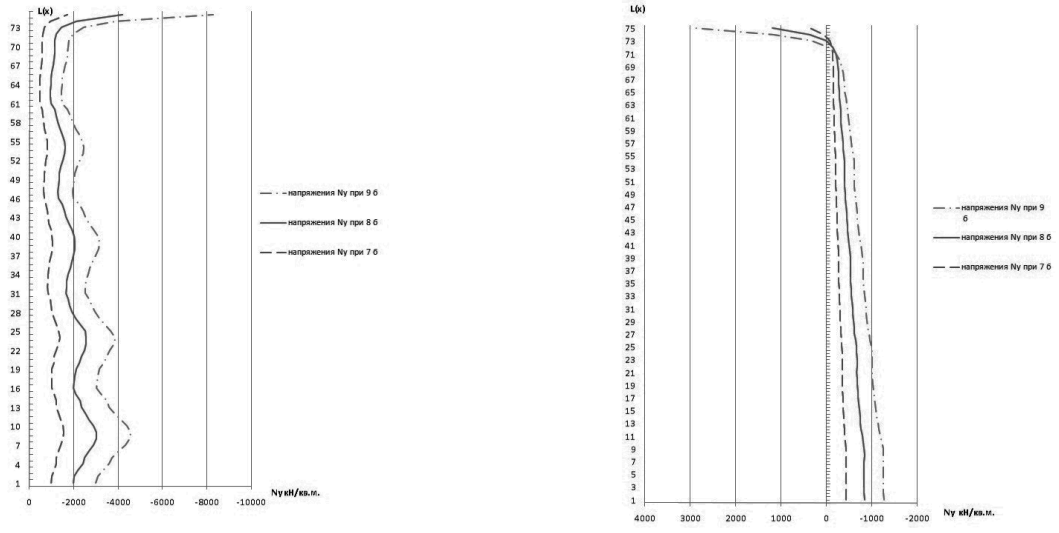
в) г)

Рис.3 Распределение напряжений в наружных продольных несущих стенах реконструируемого здания при действии особого РСН: а - изополя нормальных напряжений N_Y в сжатой стене реконструируемого здания; б - изополя нормальных напряжений N_Y в растянутой стене реконструируемого здания; в - график изменения нормальных напряжений N_Y в сжатой стене реконструируемого здания.; г - график изменения нормальных напряжений N_Y в растянутой стене реконструируемого здания.



а)

б)



в) г)

Рис.4 Распределение напряжений в наружных продольных несущих стенах реконструируемого здания с надстройкой при действии особого РСН: а - изополя нормальных напряжений N_Y в сжатой стене реконструируемого здания с надстройкой; б - изополя нормальных напряжений N_Y в растянутой стене реконструируемого здания с надстройкой; в - график изменения нормальных напряжений N_Y в сжатой стене реконструируемого здания с надстройкой; г - график изменения нормальных напряжений N_Y в растянутой стене реконструируемого здания с надстройкой.

Для оценки сейсмостойкости существующего здания анализировались напряжения в наружных продольных стенах при особом РСН (рис.3). При сейсмическом воздействии интенсивностью 7 баллов растягивающие напряжения в стенах здания не возникают, максимальные сжимающие напряжения не превышают расчетного сопротивления сжатию

кладки из крупных блоков. При сейсмическом воздействии интенсивностью 8 баллов возникают растягивающие напряжения в стене здания, при этом значения как сжимающих так и растягивающих напряжений не превышают соответствующих расчетных сопротивлений. Сейсмостойкость здания, описанной выше конструкции, можно считать обеспеченной. При сейсмическом воздействии интенсивностью 9 баллов возникающие растягивающие напряжения в стене здания превышают расчетное сопротивление растяжению кладки из крупных блоков следовательно, сейсмостойкость здания недостаточна.

Для оценки сейсмостойкости здания с надстройкой анализировались напряжения в наружных продольных стенах при особом РСН (рис.4). При сейсмическом воздействии интенсивностью 7 баллов растягивающие напряжения в стенах здания не возникают, максимальные сжимающие напряжения не превышают расчетного сопротивления сжатию кладки из крупных блоков. При сейсмическом воздействии интенсивностью 8 баллов возникают растягивающие напряжения в стене в месте опирания надстройки на здание, которые на 25% превышают расчетное сопротивление растяжению кладки из крупных блоков. Сжимающие напряжения в этом же месте достигают значений расчетных сопротивлений сжатию. При сейсмическом воздействии интенсивностью 9 баллов возникающие растягивающие напряжения в стене здания превышают расчетное сопротивление растяжению кладки из крупных блоков более чем в 3 раза. Сжимающие напряжения на 50% выше расчетных сопротивлений сжатию. Таким образом, при возведении надстройки сейсмостойкость реконструируемого здания снижается и при сейсмическом воздействии интенсивностью 8 сейсмостойкость здания недостаточна.

В результате проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

- Значительный запас прочности материала несущих конструкций типовых жилых зданий со стенами из крупных блоков пильного известняка на действие основных сочетаний нагрузок создает возможность надстройки таких зданий, с опиранием каркаса надстройки на несущие стены реконструируемого здания. Полезная площадь здания может быть увеличена на 40-60% (без учета дефектов несущих конструкций и несущей способности основания);
- Надстройка здания таким способом снижает сейсмостойкость реконструируемого здания;
- Эффективным способом повышения сейсмостойкости зданий, реконструируемых методом надстройки, является установка резинометаллических сейсмоизолирующих опор.

Планируются дальнейшие исследования по определению наиболее эффективного способа установки РМО. Предлагается оценить следующие способы установки: РМО устанавливаются в стене реконструируемого здания между фундаментом и надземной частью; РМО устанавливаются в месте опирания стоек каркаса надстройки на стены реконструируемого здания. Планируется выполнить оценку сейсмостойкости здания с надстройкой для предложенных способов на основе анализа динамических характеристик и напряженно-деформированного состояния несущих конструкций здания и надстройки, а также трудоемкости и стоимости способов сейсмоизоляции.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Технология сейсмоусиления объектов незавершенного строительства (на примере республики Алтай). / Акбиев Р.Т., Сутырин Ю.А., Вайдуров А.В. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2006 г, №3 - ФГУП «ВНИИНТПИ» - стр. 37-41.
2. Сейсмоусиление государственного концертного зала в г. Грозном. / Смирнов В.И., Акбиев Р.Т., Чубаков М.Ж. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2009 г., №3 - ФГУП «ВНИИНТПИ» - стр. 55-62.
3. Эффективные системы сейсмоизоляции. Исследование проектирование, строительство. / Айзенберг Я.М., Смирнов В.И., Бычков С.И., Сутырин Ю.А. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2002 г., №1 - ФГУП «ВНИИНТПИ» - стр. 31-37.

4. Сейсмостійка будівля, яка реконструюється / Ажермачов Г.А. Морозова О.В. // Патент на корисну модель №56415 от 10.01.2011 МПК(2011.01) E04H 9/02
5. ЛИРА 9.4. Руководство пользователя. Основы. Учебное пособие. Стрелец-Стрелецкий Е.Б., Боговис В.Е., Гензерский Ю.Д., Гераймович Ю.Д., Марченко Д.В., Титок В.П. Под редакцией Академика РААСН, докт. техн. наук, проф. Городецкого А.С. – К.: «Факт»,2008.- 164 с.
6. ЛИРА 9.4. Примеры расчета и проектирования. Учебное пособие. Боговис В.Е., Гензерский Ю.Д., Гераймович Ю.Д., Куценко А.Н., Марченко Д.В., Медведко Д.В., Слободян Я.Е., Титок В.П. – К.: «Факт»,2008.- 208 с.
7. СНиП II-22-81 Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1983.- 40 с.
8. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. - К.:Минстрой Украины,2006г. – 78 с.
9. ДБН В.1.1-12:2006 Строительство в сейсмических районах Украины. Нормы проектирования. – К.: ГП «Укрархбудинформ», 2006 г. – 84 с.

УДК 624.016.7; 699.841

ДИНАМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ НАДСТРОЕК НА САМОСТОЯТЕЛЬНЫХ ОПОРАХ

Морозова Елена Викторовна старший преподаватель кафедры МДК,

Халилов Дилявер Энверович студент группы ЭУН-501

Национальная академия природоохранного и курортного строительства; ул. Павленко, 5 , Симферополь, 95000, АРК, Украина; e-mail: elmorozoff@ukr.net; тел: 0503973240

Реконструкция жилого фонда с применением надстроек на самостоятельных опорах с металлическим каркасом является перспективным направлением, особенно для сейсмически активных районов. Для оценки сейсмостойкости надстроек на самостоятельных опорах очень важным является достоверное определение их динамических характеристик. В работе выполнен сравнительный анализ динамических характеристик поперечных рам надстроек различного конструктивного решения, полученных традиционными расчетными методами и с использованием программного комплекса «Лира-Windows» версия 9.4. Определены направления дальнейших исследований.

Основную массу жилого фонда Украины составляют 4-5 этажные дома первых массовых серий постройки 50х-80х годов, требующие реконструкции вследствие морального износа и недостаточной сейсмостойкости. В ходе реконструкции таких домов необходимо решать комплекс вопросов: максимальное увеличение полезной площади при минимальном увеличении площади застройки; улучшение сантехнических условий проживания; улучшение архитектурной выразительности фасадов; обеспечение сейсмостойкости. Реконструкция жилого фонда с применением надстроек на самостоятельных опорах с металлическим каркасом [1] является перспективным направлением, учитывающим вышеперечисленные требования.

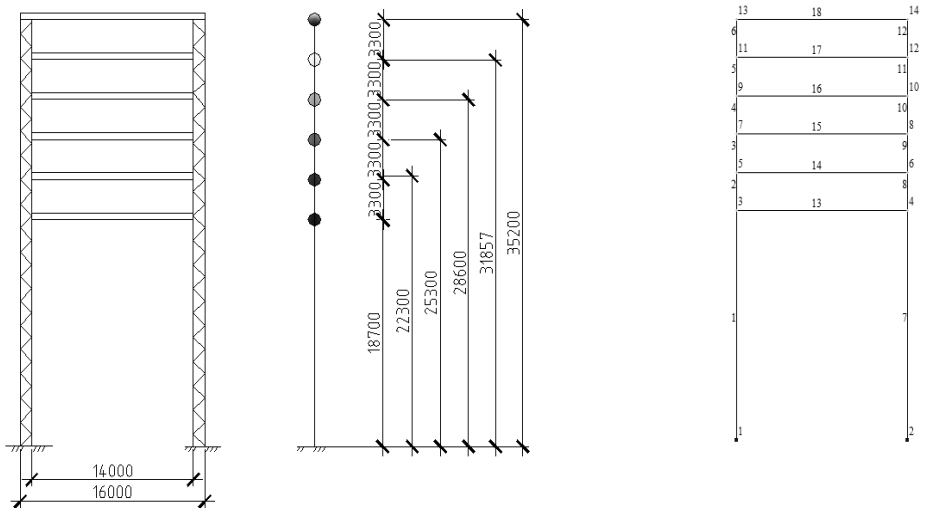
Исследовалось три варианта конструктивного решения поперечных рам надстройки, имеющих различную схему распределения масс и жесткостей по высоте. Вариант 1 - рама с однородной верхней частью, выполненной по рамной схеме. Вариант 2 - рама с неоднородной верхней частью, содержащей сквозной ригель в уровне нижнего этажа надстройки. Вариант 3 – рама с неоднородной верхней частью, содержащей сквозной ригель в уровне верхнего этажа надстройки. Были приняты следующие габаритные размеры надстроек: пролет 15м; отметка низа нижнего ригеля 18м; отметка верха 34-36м; количество надстраиваемых этажей 5 (рис.1-3а).

В действующем нормативном документе [2] предложены несколько методов расчета зданий на сейсмические воздействия: спектральный метод расчета для простых в

конструктивном отношении зданий; прямой динамический расчет для нестандартных конструкций зданий и сооружений. Оба метода предполагают, что динамические характеристики рассчитываемой конструкции известны. От этих характеристик зависит уровень сейсмического воздействия на рассчитываемую конструкцию и её деформации. Таким образом, для оценки сейсмостойкости надстроек на самостоятельных опорах очень важным является достоверное определение их динамических характеристик, к которым относится: частоты и периоды по 1-3 формам собственных колебаний; амплитуды перемещений характерных точек системы надстроек, инерционные массы и силы.

Первым шагом по определению динамических характеристик является выбор динамической расчетной схемы надстройки. В действующем нормативном документе [2] рекомендуется три варианта динамических расчетных схем для зданий с различными габаритными размерами, конструктивными решениями и рекомендованными методами расчета: консольная; перекрестная; пространственная. Динамическая расчетная схема должна соответствовать конструктивной и быть достаточно простой. Однако допущения, сделанные при выборе динамической расчетной схемы, не должны искажать главных моментов динамического расчета. Это особенно важно, когда расчет ведется традиционными методами без использования вычислительной техники (обычно консольная схема). При использовании программных комплексов, в которых реализован расчет на динамические воздействия, динамическая расчетная схема может быть максимально приближена к конструктивной (перекрестная или пространственная схемы).

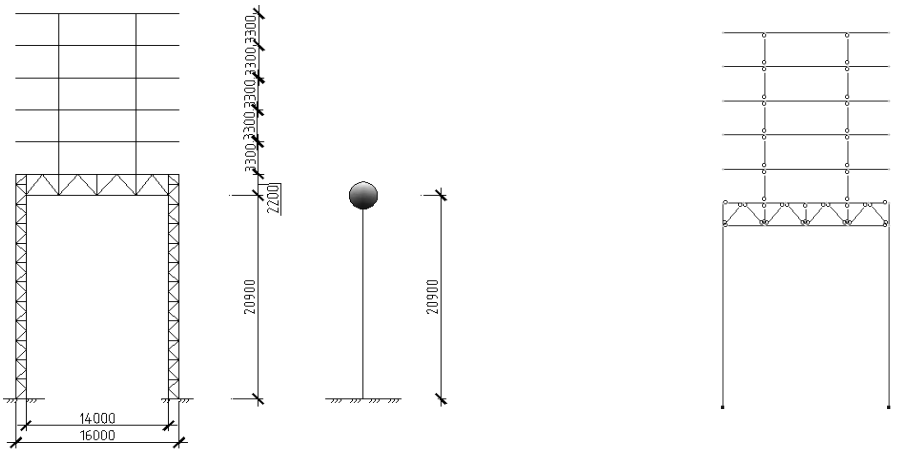
Для первого варианта конструктивного решения поперечной рамы надстройки с однородной верхней частью принята динамическая расчетная схема в виде консольной невесомой стойки с постоянной жесткостью равной удвоенной жесткости решетчатой стойки поперечной рамы надстройки и шестью массами, сосредоточенными в уровне перекрытий (покрытия) надстройки (рис.1б). Такая схема обладает шестью степенями свободы.



а **б** **в**

Рис.1 Вариант 1 - рама с однородной верхней частью: а – конструктивная схема; б - консольная схема; в – расчетная схема ПК «Лира».

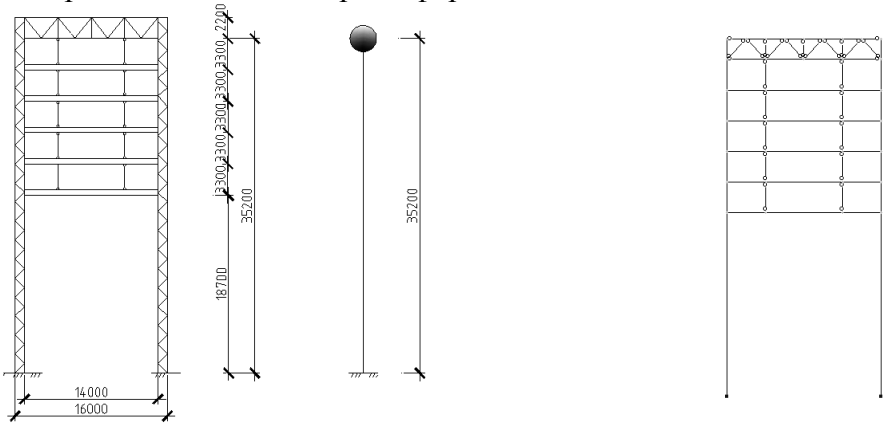
Для второго варианта конструктивного решения поперечной рамы надстройки с неоднородной верхней частью, содержащей сквозной ригель в уровне нижнего этажа надстройки принята динамическая расчетная схема в виде консольной невесомой стойки с жесткостью равной удвоенной жесткости решетчатой стойки поперечной рамы надстройки (рис.2б). Так как верхние этажи надстройки опираются на нижний решетчатый ригель, в динамической расчетной схеме может быть принята одна сосредоточенная масса в уровне нижнего решетчатого ригеля, что значительно упрощает дальнейшие расчеты. Однако при такой схеме возможен анализ динамических характеристик только по первой форме колебаний.



а **б** **в**

Рис.2 Вариант 2 - рама с неоднородной верхней частью, содержащей сквозной ригель в уровне нижнего этажа: а – конструктивная схема; б - консольная схема; в – расчетная схема ПК «Лира».

Для третьего варианта конструктивного решения поперечной рамы надстройки с неоднородной верхней частью, содержащей сквозной ригель в уровне верхнего этажа надстройки принята динамическая расчетная схема в виде консольной невесомой стойки с постоянной жесткостью равной удвоенной жесткости решетчатой стойки поперечной рамы надстройки (рис.3б). Так как нижние этажи надстройки подвешены к верхнему решетчатому ригелю в динамической расчетной схеме может быть принята одна сосредоточенная масса в уровне верхнего решетчатого ригеля. При такой схеме так же возможен анализ динамических характеристик только по первой форме колебаний.



а **б** **в**

Рис.3 Вариант 3 - рама с неоднородной верхней частью, содержащей сквозной ригель в уровне верхнего этажа: а – конструктивная схема; б - консольная схема; в – расчетная схема ПК «Лира».

При определении динамических характеристик надстроек различного конструктивного решения с использованием программного комплекса «Лира-Windows» версия 9.4 [3,4] динамические расчетные схемы соответствуют расчетным схемам, принятым для общего расчета и максимально приближены к конструктивным (рис.1-3 в). Массы сосредоточены в узлах соединения элементов и определяются автоматически с введением коэффициентов к статическим загружениям. Для дальнейшего анализа принимались первые три формы колебаний, как имеющие практическое значение при расчетах.

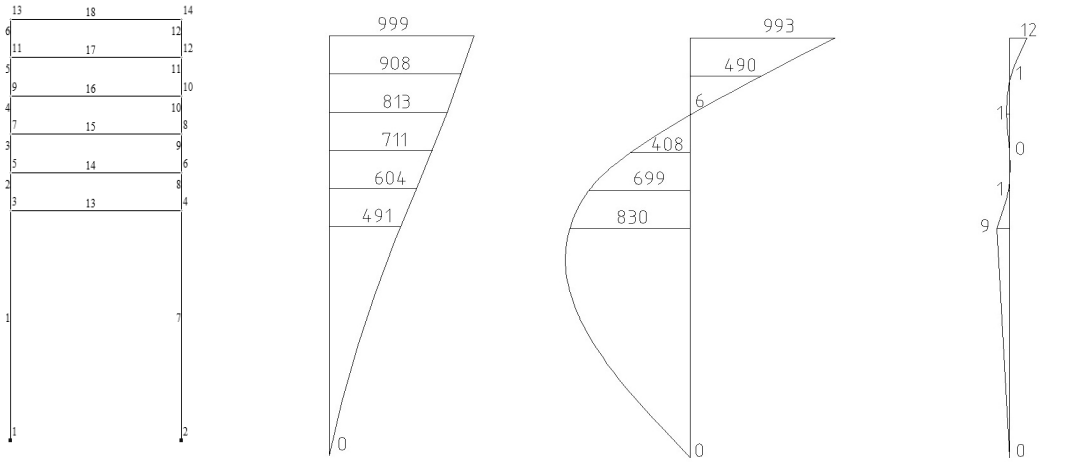
В данной работе приводится сравнительный анализ динамических характеристик поперечных рам надстроек, описанного выше конструктивного решения полученных традиционными расчетными методами и с использованием программного комплекса «Лира-Windows» версия 9.4. Для определения периода частот и форм собственных колебаний в качестве традиционных расчетных методов применены: метод сил для рам, выполненных по варианту 2 и 3; и приближенный метод Дункерлея для рамы, выполненной по варианту 1 [5]. Результаты сравнительного анализа динамических характеристик собственных колебаний

приведены в табл.1. На рис.4-6 представлены формы собственных колебаний надстроек различного конструктивного решения. Инерционная масса, сейсмическая инерционная нагрузка в уровне перекрытий надстроек определялась согласно спектральному методу действующего нормативного документа [2] для расчетной сейсмичности 8 баллов и II категории грунта по сейсмическим свойствам. Результаты сравнительного анализа динамических характеристик вынужденных колебаний приведены в табл.2.

Таблица 1

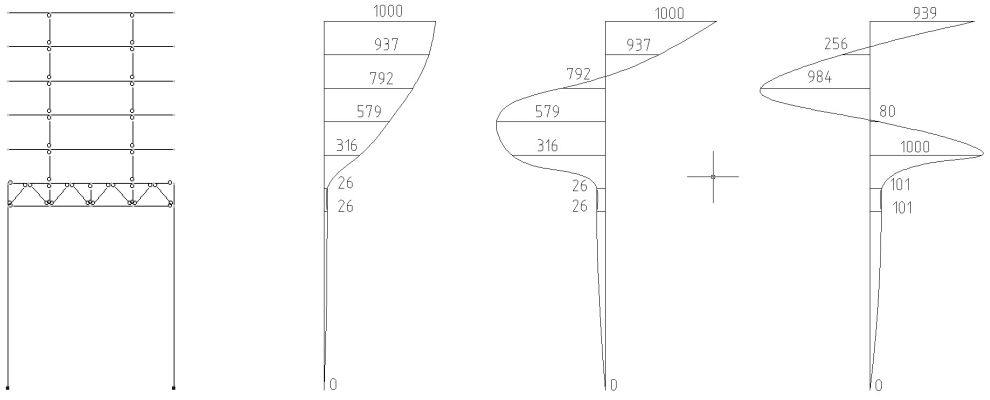
Динамические характеристики собственных колебаний

Динамическая характеристика	Форма колебаний	Вариант 1		Вариант 2		Вариант 3	
		Метод Дункерлея	ПК «Лира-Windows» 9.4	Метод сил	ПК «Лира-Windows» 9.4	Метод сил	ПК «Лира-Windows» 9.4
Период Т, сек	1	3.2	2.1	3.9	2.3	5.1	2.5
	2	-	0.4	-	0.4	-	0.4
	3	-	0.3	-	0.3	-	0.3
Циклическая частота ω, рад/сек	1	2	3	1.6	2.7	1.2	2.5
	2	-	17.3	-	13.8	-	15.3
	3	-	22.2	-	17.7	-	18.6
Частота υ, 1/сек	1	0.31	0.5	0.26	2.3	0.2	0.4
	2	-	2.7	-	0.4	-	2.4
	3	-	3.5	-	0.3	-	3



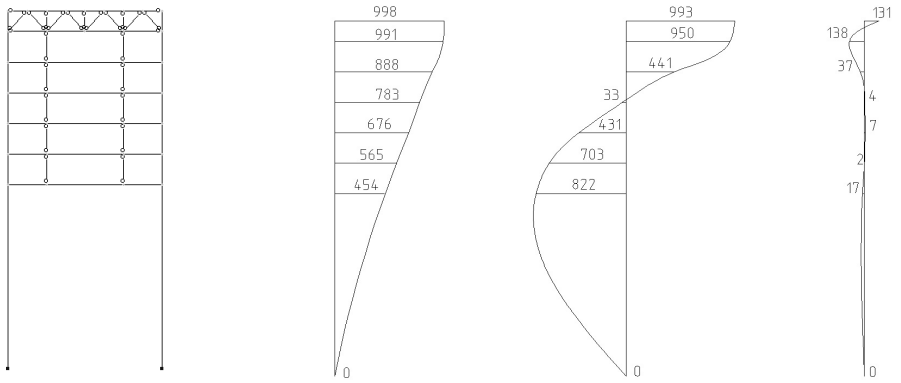
1 форма 2 форма 3 форма

Рис.4 Формы собственных колебаний рамы по варианту 1 согласно ПК «Лира».



1 форма 2 форма 3 форма

Рис.5 Формы собственных колебаний рамы по варианту 2 согласно ПК «Лира».



1 форма 2 форма 3 форма

Рис.6 Формы собственных колебаний рамы по варианту 3 согласно ПК «Лира».

Сравнительный анализ динамических характеристик собственных колебаний поперечных рам надстроек показал расхождение порядка 30-40 % при применении различных методов расчета. Для надстройки, выполненной по варианту 1, приближенный метод Дункерлея дает завышенные значения периодов собственных колебаний по первой форме и соответственно завышенные значения амплитуд. Для надстройки, выполненной по варианту 2, сосредоточение всей инерционной массы в уровне нижнего сквозного ригеля дает завышенные значения периодов собственных колебаний и соответственно завышенные значения амплитуд, и меньшие значения инерционных сейсмических сил. Для надстройки, выполненной по варианту 3, сосредоточение всей инерционной массы в уровне верхнего сквозного ригеля и отсутствие учета жесткости подвешенных перекрытий также дает завышенные значения периодов собственных колебаний и соответственно завышенные значения амплитуд, и меньшие значения инерционных сейсмических сил. Сравнительный анализ динамических характеристик вынужденных колебаний поперечных рам надстроек показал расхождение порядка 10-15 % при применении различных методов расчета, что говорит о возможности их применения для практических расчетов по оценке сейсмостойкости надстроек.

Таблица 2

Динамические характеристики вынужденных колебаний

Динамическая характеристика по первой форме колебаний	**Отметка перекрытия, м**	**Вариант 1**		**Вариант 2**		**Вариант 3**	
		Метод сил	**ПК «Лира-Windows» 9.4**	**Метод сил**	**ПК «Лира-Windows» 9.4**	**Метод сил**	**ПК «Лира-Windows» 9.4**
Инерционная масса Q, КН	18.7	460.2	400.6	2135	384.6	-	362.7
	22.3	392.3	356.8	-	339.4	-	356.8
	25.3	392.3	356.8	-	339.4	-	356.8
	28.6	392.3	356.8	-	339.4	-	356.8
	31.9	392.3	356.8	-	339.4	-	356.8
	35.2	283.2	245.6	-	236.6	2252	247.9
Инерционная сейсмическая сила S, КН	18.7	16.8	18.5	118.7	25.1	-	14
	22.3	17.5	21.4	-	23.8	-	18.2
	25.3	20.8	25	-	24.6	-	23.8
	28.6	23.7	28.6	-	25.2	-	25.2
	31.9	26.4	32	-	25.6	-	28.6
	35.2	21	24.3	-	18	102.9	22.2
Амплитуда колебаний A, мм	18.7	22	53	123	89	-	63
	22.3	31	65	-	92	-	79
	25.3	44	77	-	94	-	94
	28.6	72	88	-	97	-	109
	31.9	103	98	-	99	-	124
	35.2	120	108	-	100	206	139

Динамические расчетные схемы, принятые в ПК «Лира-Windows» 9.4 максимально приближены к конструктивным, учитывают действительный характер распределения масс и жесткостей, поэтому динамические характеристики, полученные этим методом ближе к действительным значениям. Периоды собственных колебаний поперечных рам настроек различного конструктивного решения по первой форме находятся в пределах Т= 2-3 сек. Амплитуды перемещений верхних точек надстроек при сейсмическом воздействии интенсивностью 8 баллов составляют 240-340 мм. Таким образом, сейсмостойкость надстроек можно считать обеспеченной, так как максимальные перемещения не превышают допустимых в нормативных документах 1/150 h (240мм) и периоды колебаний соответствуют минимальным значения коэффициента динамичности.

В тоже время, повышенные значения периодов собственных колебаний надстроек уменьшают способность сооружения к затуханию колебаний. Разница в динамических характеристиках реконструируемого здания и надстройки может значительно осложнить эксплуатацию здания после реконструкции, привести к нарушению его целостности, нарушению норм виброэкологии [6] и, в конечном счете, значительно снизить его надежность в случае воздействия сейсмических нагрузок. Рациональным в этом случае является введение дополнительных включающихся связей [7] между реконструируемым зданием и надстройкой. Это ведет к изменению динамических расчетных схем надстроек и как следствие изменению их динамических характеристик. Дальнейшие исследования планируется проводить в следующих направлениях: выбор динамических расчетных схем надстроек с дополнительными связями; определение динамических характеристик надстроек с дополнительными связями; определение жесткостей дополнительных связей различного конструктивного решения; определение оптимального количества дополнительных связей и места их расположения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Методы реконструкции и обеспечения сейсмостойкости жилых существующих зданий средней этажности / Морозова Е.В., Бугаев А.В. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. 33. – Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2009. – стор. 109-114.
2. ДБН В.1.1-12:2006 Строительство в сейсмических районах Украины. Нормы проектирования. – К.: ГП «Укрархбудинформ», 2006 г. – 84 с.
3. ЛИРА 9.4. Руководство пользователя. Основы. Учебное пособие. Стрелец-Стрелецкий Е.Б., Боговис В.Е., Гензерский Ю.Д., Гераймович Ю.Д., Марченко Д.В., Титок В.П. Под редакцией Академика РААСН, докт. техн. наук, проф. Городецкого А.С. – К.: «Факт»,2008.- 164 с.
4. ЛИРА 9.4. Примеры расчета и проектирования. Учебное пособие. Боговис В.Е., Гензерский Ю.Д., Гераймович Ю.Д., Куценко А.Н., Марченко Д.В., Медведко Д.В., Слободян Я.Е., Титок В.П. – К.: «Факт»,2008.- 208 с.
5. Корчинский И.Л. и др. Сейсмостойкое строительство зданий. - М.: Высшая школа, 1971. – 320 с.
6. Казакевич М.И., Кулябко В.В. Введение в виброэкологию зданий и сооружений. - Днепропетровск: ПГАСА. 1996.-200 с.
7. Поляков В.С., Килимник Я.М., Черкашин А.В. Современные методы сейсмозащиты. - М.: Стройиздат, 1989. – 229 с.

УДК 550.30

РАДИОТЕЛЕМЕТРИЧЕСКАЯ СИСТЕМА СБОРА ИНЖЕНЕРНО-СЕЙСМОМЕТРИЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ

В.Н. Агапов, ассистент кафедры механики и сейсмостойкости сооружений

Крымская академия природоохранного и курортного строительства

Рассмотрена задача разработки на современной элементной базе системы регистрации сейсмосигналов (СРС) с помощью полевых телеметрических модулей (ПТМ) с цифровым управлением. Задача решается с условием минимального потребления электроэнергии. Разработаны и физически реализованы блок-схемы СРС и ПТМ.

диагностика, дискретизация, модулятор, синтезатор, флэш-накопители, частотное разделение каналов

В задаче обеспечения сейсмической и вообще механической устойчивости зданий и сооружений в последние 50 лет основное внимание уделялось разработке программных средств для модельного расчета главных частот и форм колебаний сооружений. При этом имели в виду их собственные колебания. Опасным считалась близость частот внешних вынуждающих колебаний к главным частотам объекта. Попытки прямого расчета вынужденных движений сооружения были затруднены недостатком сведений о механических параметрах конструкции, в частности, например, о распределении диссипативных свойств в объеме сооружения. Такие параметры пока не поддаются теоретическому моделированию, а экспериментальное их определение очень трудоемко и не соответствует профилям большинства научных учреждений.

В то же время факты 120 обрушений зданий и сооружений в Украине за 10 лет, большинство из которых произошли непосредственно на строительных площадках и не могли быть связаны со старением строительных материалов, свидетельствовали об определенных недостатках в проектировании (и, вообще говоря, в практике строительных работ). В любом случае ясно, что дальнейшее успешное строительство требует определенных новых экспериментальных сведений о свойствах реальных зданий, сооружений и грунта на площадке сооружения. На данном этапе такие сведения лучше всего было бы собирать непосредственно в процессе строительства.

Таким образом, остро поставлен вопрос о необходимости организации систем наблюдений откликов грунта и зданий на воздействия в диапазоне частот, близких к действительным сейсмическим (0.1- 25Гц).

Наблюдения на так называемых инженерно-сейсмических станциях не решают проблемы по многим причинам, о которых пишется в специальной литературе. Одним из основных недостатков является отсутствие строгой экспериментальной поверки аппаратуры в этой системе. Во вторых, стационарная система наблюдений не может дать массовой динамической паспортизации зданий и сооружений, требуемой ДБН, даже в одном регионе государства.

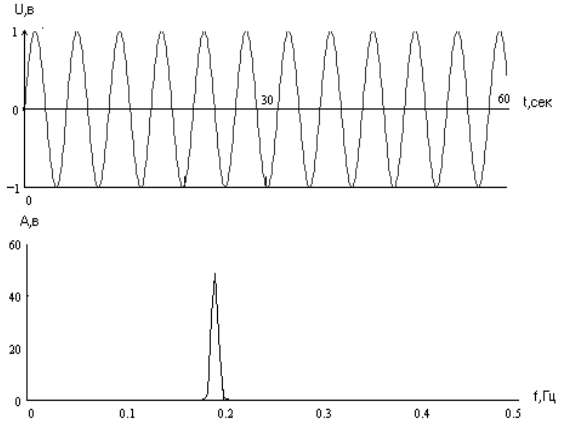


Рис.1 Форма гармонических колебаний и их спектр

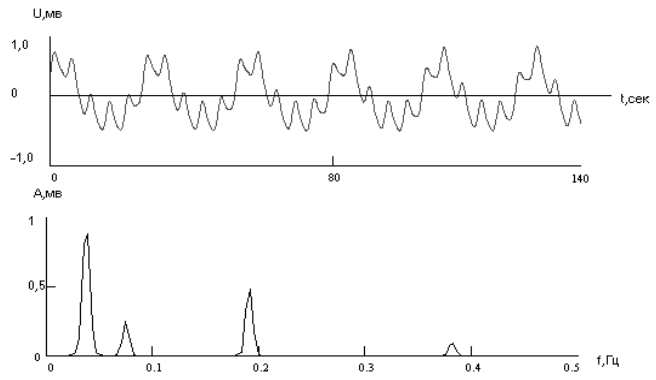


Рис.2 Спектр колебаний сложной формы.

Для математического моделирования реакции конструкции на внешнее воздействие и определения ее частотных свойств, диагностической информацией служит анализ формы колебаний или спектральный анализ.

Способ обработки записей колебаний грунта и зданий зависит от сложности формы сигнала. Гармонические колебания имеют простейшую форму, что позволяет при их изучении не использовать спектр.

Если форма колебаний более сложна, то удобнее анализировать его спектр. В этом случае информация о суммарных колебаниях содержится в каждой из составляющих в виде значений величин периода, амплитуды, формы (соотношения амплитуд на кратных частотах) и фазы.

Многообразие видов колебаний в природе связано с тем, что колебания − естественный путь обмена и передачи энергии. С энергетической точки зрения существует два основных вида колебаний вынужденные и собственные. Для поддержания собственных (обменных) колебаний в системе с двумя накопителями энергии практически не требуется дополнительной энергии из внешнего источника. В качестве примера можно привести колебания камертона, в котором с определенной (собственной) частотой происходит обмен энергией между накопителями потенциальной (упругость) и кинетической (масса) энергий. Относительно малая часть энергии требуется на излучение звука, и именно ее необходимо возобновлять для поддержания непрерывных колебаний. Вынужденные колебания можно рассматривать как форму передачи колебательной энергии от источника к потребителю без возврата значительной ее части в источник. Этот вид колебаний далеко не всегда имеет определенную частоту и простую (синусоидальную) форму, и определяется многими характеристиками источника колебательной энергии. При одной и той же амплитуде собственных и вынужденных колебаний затраты энергии на вынужденные колебания во много раз выше.

В простых колебательных системах по частоте собственных колебаний или по ее изменению от измерения к измерению обнаруживаются дефекты накопителей энергии, а по форме вынужденных колебаний − дефекты в источнике колебательной энергии. В сложных механических системах свойства отдельных элементов и их связей существенным образом изменяют характеристики собственных и вынужденных колебаний. Поэтому для качественной диагностики сложных систем недостаточно ограничиваться измерениями и анализом формы и спектра собственных и вынужденных колебаний. Оптимальные методы анализа колебаний сложных систем, позволяющие производить их глубокую диагностику, должны выбираться на базе математических и физических моделей, наиболее полно описывающих влияние основных элементов и связей на формирование и распространение колебаний в системе.

В существенной мере эффективность выбранного метода диагностики колебательной системы (исследования ее амплитудно-частотных свойств) может зависеть от способа регистрации совершаемых ею колебаний, разрешающей способности и чувствительности аппаратуры, идентичности характеристик датчиков, выбора точек измерения, способа возбуждения колебательной системы. Соответствие зарегистрированной сейсмической информации реальным колебаниям среды определяется способностью аппаратуры, применяемой для регистрации, записывать сейсмические колебания в необходимом частотном и динамическом диапазонах с допустимым уровнем помех и погрешностей измерений в зависимости от поставленных целей и детальности проводимых исследований.

Для преобразования непрерывного аналогового сигнала в цифровой код сначала производится его дискретизация. В данном случае частота дискретизации определяется частотой переключения коммутатора. Частоту дискретизации выбирают в зависимости от верхнего предела полосы пропускания регистрирующих каналов и берут в 4-10 раз выше максимальной частоты регистрируемого сигнала в зависимости от целей, преследуемых при последующей обработке.

Период дискретизации определяет время, за которое необходимо последовательно подключить к преобразователю все каналы приема информации. Следовательно, при

увеличении числа каналов ограничивается время подключения одного канала, то есть время, отведенное для аналого-цифрового преобразования и других операций. В то же время, при исследовании отклика реального здания на механические воздействия число точек регистрации может достигать от нескольких десятков до нескольких сотен и больше. Современная доступная для гражданского применения элементная база аналого-цифровой обработки сигналов не позволяет решать подобные задачи в рамках одного единственного прибора. В связи с этим данная задача решается двумя путями: а) последовательная установка аппаратуры в отдельных узлах объемной сетки здания и регистрация отклика, затем установка в следующих узлах и повторная регистрация; б) применение нескольких однотипных цифровых регистраторов, объединенных в единую телеметрическую сеть, для обеспечения одновременной регистрации и сбора информации во всех точках исследуемого здания.

В последнем случае речь идет об использовании системы регистрации сейсмосигналов (СРС). Главным элементом такой СРС обычно является цифровая станция на базе промышленных аналого-цифрового преобразователя и ЭВМ.

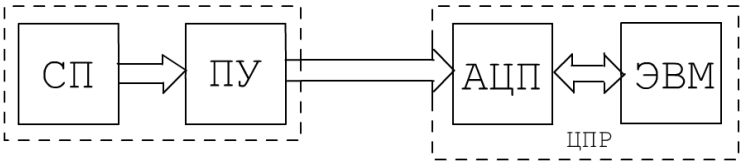


Рис.3 Блок-схема основной ячейки СРС, СП – трехкомпонентный сейсмоприёмник. ПУ - предварительный усилитель, АЦП- аналого-цифровой преобразователь, ЦПР — цифровой портативный регистратор.

Способ объединения отдельных ячеек в единую систему — общая шина. СРС с такой структурой использует одну линию связи, объединяющую все точки наблюдения.

Современные АЦП позволяют использовать один ЦПР для нескольких точек наблюдения. При этом часть функций выносится в отдельные полевые телеметрические модули (ПТМ).

Структура СРС с общей шиной обеспечивает эффективное использование пропускной способности канала, устойчивость к неисправности отдельных узлов, простоту реконфигурации и наращивания количество ПТМ.

Передаваемая информация может распространяться в обе стороны. Применение общей шины снижает стоимость проводки, унифицирует подключение различных модулей, обеспечивает возможность почти мгновенного широковещательного обращения ко всем ПТМ. Основными преимуществами такой схемы являются дешевизна и простота изменения конфигурации СРС под особенности каждого нового исследуемого здания.

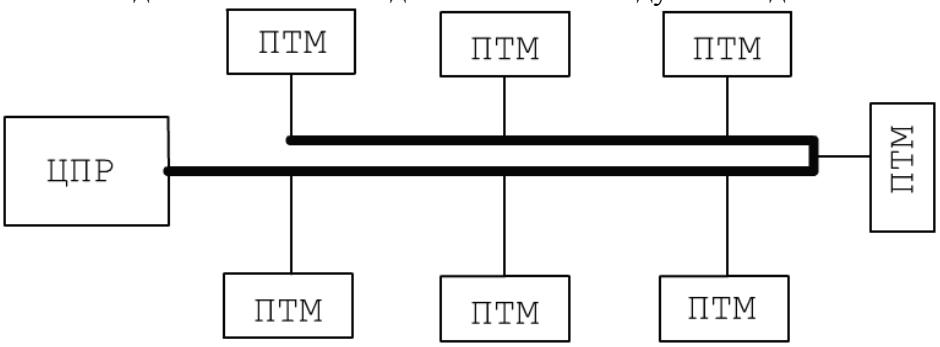


Рис.4. Структура отдельного узла СРС с общей шиной.

Передача сейсмических сигналов на Центральный Пункт Регистрации (ЦПР) может осуществляться либо по проводным линиям связи, либо по радиоканалам. Проводные линии связи не всегда оправданы, так как в сложных условиях местности их прокладка затруднена и даже не всегда возможна.

Радиолинии свободны от этих недостатков, но широкое их применение сопряжено с некоторыми трудностями. Так, если с обеспечением электропитанием радиоприёмников особых проблем не возникало (поскольку они устанавливаются на ЦПР в местах,

обеспеченных электроэнергией), то электропитание радиопередатчиков связано с определенными сложностями. Дело в том, что передатчики устанавливаются в непосредственной близости от сейсмоприемников, где нет возможности использовать электросеть. Возникает проблема обеспечения аппаратуры автономными источниками питания. Отсюда основное требование к передатчикам и ПТМ: минимальное потребление электроэнергии.

Общая блок-схема одного из вариантов радиотелеметрической СРС, отвечающей нашим задачам может иметь следующий вид.

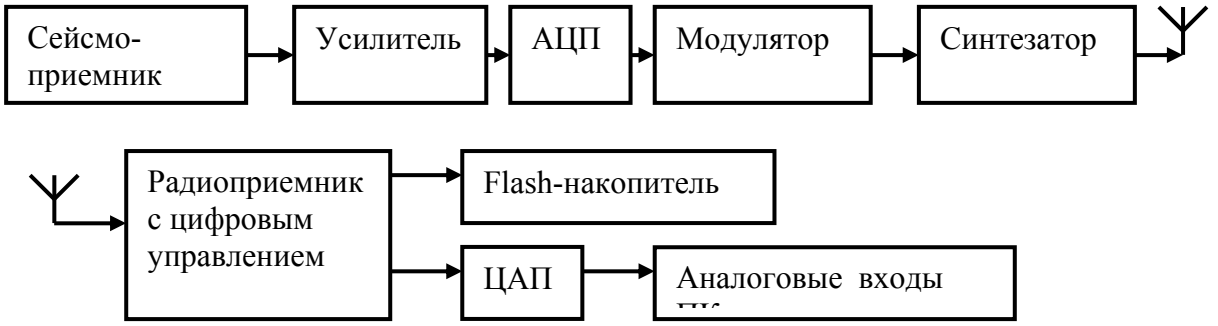


Рис.5. Блок-схема радиотелеметрической системы сбора сейсмических сигналов

Сейсмоприемник, усилитель и АЦП составляют ПТМ, модулятор и синтезатор – части радиопередающего модуля с цифровым управлением.

Для передачи сейсмосигналов от нескольких источников (от 1 до 8) и последующей их регистрации в ПК достаточно использовать одну несущую частоту для всех полевых радиотелеметрических модулей, опрашиваемых поочередно. Если число источников сигнала значительно больше, регистрация без потерь информации сопряжена с усложнением и удорожанием каждого отдельного ПТМ. При этом приходится отказаться от режима получения информации в реальном масштабе времени.

Применение синтезатора частот позволяет решить эти проблемы, за счет частотного разделения каналов передачи данных. Каждый ПТМ работает непрерывно на своей выделенной частоте и не вносит задержек в процесс передачи и сбора данных от остальных источников сигнала.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Агапов В.Н. Проводная система сбора инженерно-сейсмометрической информации с временным разделением каналов и пакетным коммутированием. В сб. Строительство и техногенная безопасность. Вып. 14., Симферополь, “Крымская академия природоохранного и курортного строительства”. 2006, с. 39-43.
2. Багмут А.В.. Преимущества и недостатки цифровой регистрации сейсмических колебаний. Вып. 14., Симферополь, “Крымская академия природоохранного и курортного строительства”. 2006, с. 44-47.
3. Марков Н. Г.. Автоматизированные системы сбора и регистрации сейсмической информации. М.: Недра, 1992, 220 с.
4. Гельман М.М., Системные аналого-цифровые преобразователи и процессоры сигналов, М.: Мир, 1999, 560 с.
5. Колинько Т.А. Измерения в цифровых системах связи. Практическое руководство. – К.:ВЕК+, НТИ, 2002. 320 с.

УДК550.34.53.55

ПЛАТФОРМЕННО - ГЕНЕРАТОРНЫЙ МЕТОД КАЛИБРОВКИ ЦИФРОВОЙ СЕЙСМОМЕТРИЧЕСКОЙ АППАРАТУРЫ ДЛЯ ПОЛЕВЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

В.А.Королёв, научный сотрудник, П.Т.Тонких, ведущий инженер

Институт геофизики им.С.И. Субботина Национальной академии наук Украины,

Отдел сейсмологии, Симферополь, Студенческая 3, korolev_ igf@mail.ru, 22-85-65

Предложен метод калибровки цифровых сейсмометрических каналов аппаратуры полевого типа.

Современное положение с сейсмологическими наблюдениями в Украине таково, что применяются, в основном, самодельные цифровые сейсмостанции (ЦСС) с сейсмометрами, ранее использованными при гальванометрической записи и приспособленными к новому виду регистрации. Это в полной мере относится к полевым инженерно-сейсмологическим исследованиям, в частности, к сейсмическому микрорайонированию. При таких работах к аппаратуре предъявляются повышенные требования надежности, связанные с условиями транспортировки, установки, изменениями влажностного и температурного режима и пр. На сегодняшний день этим требованиям частично удовлетворяют ЦСС SDAS, разработанные в Институте геофизики на базе ноутбуков и промышленных компьютеров, с модернизированными сейсмометрами СМ-3КВ и ВЭГИК. Аппаратура подробно описана в работе [1].

В этой же работе дано описание методики калибровки сейсмометрических каналов генераторным и платформенным способами. Надежные амплитудно-частотные характеристики (АЧХ) были получены генераторным методом для каналов с сейсмометрами, оснащенными калибровочными катушками (в нашем случае – СМ-3КВ). В иных случаях достоверное определение АЧХ затрудненно из-за наличия различных побочных эффектов. Для каналов с сейсмометрами ВЭГИК с помощью легкой дополнительной калибровочной катушки генераторным методом были определены только частотные характеристики, а АЧХ определялись приближенно путем ручной прокачки каналов на большой платформе при ограниченном количестве частот ее собственных колебаний. Наиболее разумным подходом в данной ситуации представлялась калибровка каналов на сейсмоплатформе, синусоидальные колебания которой возбуждалисьсь бы генератором низких частот с помощью соленоидов, однако реализовать эту задачу тогда не удалось из-за значительных технических трудностей, связанных, в основном, с особенностями конструкции используемой сейсмоплатформы.

Поскольку данная тема оставалась актуальной, в первой половине 2010 г. в Отделе сейсмологии была разработана и изготовлена в виде действующего макета малогабаритная мобильная платформа маятникового типа, предназначенная для калибровки одного сейсмометра (рис.1).

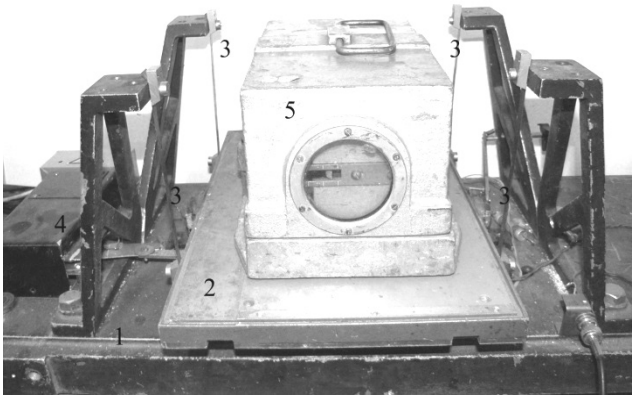


Рис.1. Общий вид мобильной калибровочной платформы.
1.Основание платформы; 2. Рабочий стол платформы; 3. Плоские пружины подвески рабочего стола платформы; 4. Емкостный датчик смещения;5. Сейсмометр.

Достаточно массивное основание платформы плотно устанавливается на бетонный постамент в горизонтальном положении. Рабочий стол подвешен с помощью четырех плоских пружин к кронштейнам, соединенным с основанием. При малых отклонениях от положения равновесия (диапазон амплитуд до 20 мкм) стол совершает практически плоские однокомпонентные горизонтальные движения. При тщательном центрировании системы стол – сейсмометр крутильные колебания пренебрежимо малы. Для устранения паразитных шумов платформа демпфирована.

Колебания гармонического характера стола платформы возбуждаются парой работающих тандемом соленоидов (расположены под столом и жестко связаны с основанием), на которые подается переменное напряжение от внешнего генератора низких частот. Колебания стола фиксируются специально сконструированным емкостным датчиком смещения компенсационного типа (внешние неподвижные пластины на основании и внутренняя подвижная, соединенная со столом) с мостовой цепью, оснащенной индуктивным компаратором токов. Возникающий на выходе цепи ток пропорционален смещению внутренней пластины, т.е. смещению платформы. Калибровка датчика смещения выполнялась с помощью стрелочного индикатора малых перемещений (ИМП-1) с ценой деления 1 мкм. . Стол отклонялся на фиксированную индикатором величину в ту и другую сторону от нулевого положения. Ток на выходе датчика подавался на один из свободных каналов сейсмостанции и записывался в виде ступеньки. Размер ступеньки в единицах АЦП пропорционален смещению платформы в мкм, а коэффициент пропорциональности является коэффициентом преобразования (КП) датчика смещения. Полученная путем многократных измерений величина погрешности оценок КП не превышала 10%.

Задача калибровки состояла в получении АЧХ каналов ЦСС, выраженных в КП, определяемых для каждой из частот заданного диапазона. Здесь рассмотрена калибровка каналов с сейсмометрами ВЭГИК и СМ-3КВ. с помощью которых, как известно, цифровыми станциями регистрируется колебательная скорость движения. В процессе работ сейсмометр устанавливался в центр рабочего стола так, чтобы направление качания маятника совпадало с направлением колебания стола. Вертикальные маятники перестраивались в горизонтальные, что допускается, вследствие универсальности испытуемых сейсмометров.

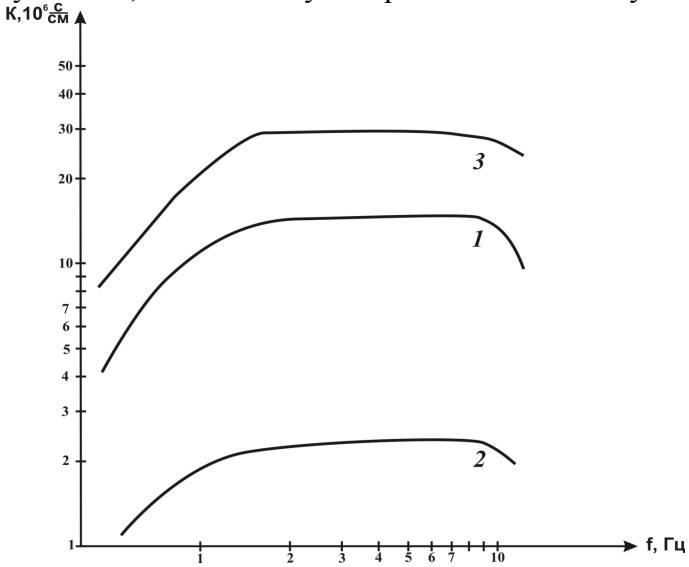


Рис.2. АЧХ сейсмометрических каналов ЦСС разных групп.

Калибровка проводилась в следующем порядке: 1) производилась синхронная запись гармонических колебаний стола и отклика сейсмометра , 2) преобразованные сигналы воспроизводились на мониторе и с помощью соответствующих программ определялись амплитудные уровни записей при каждой из частот, 3) вычислялась скорость колебательных движений платформы, 4) рассчитывались КП, как отношения амплитуды записи отклика сейсмометрического канала к амплитуде скорости колебаний платформы.

Результаты калибровки ЦСС, использанные нами при полевых инженерно-сейсмологических исследованиях, показаны на рис.2. АЧХ определены для трех групп ЦСС, различающихся элементными базами и программным обеспечением. Внутри каждой из групп сейсмометрические каналы идентифицированы с погрешностью до 12%. При независимых идентификационных испытаниях всех ЦСС путем прокачки одноименных каналов на отдельных частотах, выполненной на большой сейсмоплатформе , получено достататочно точное соответствие переходных соотношений между коэффициентами преобразований сейсмометров разных групп с данными калибровки.

Таким образом, в результате выполненных работ получен надежный метод экспериментального определения АЧХ цифровых сейсмометрических каналов, что дает возможность оценить реальные кинематические параметры движения грунта при разнообразных инженерно-сейсмологических исследованиях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. В.А.Королев, А.М.Скляр, П.Т.Тонких, С.В.Щербина. Цифровые сейсмические станции для инженерно-сейсмологических исследований: оснащение, калибровка, полевые испытания// Сейсмологический бюллетень за 2006 год. – Севастополь. – 2008. –с. 104-111.

УДК 550.3

БЛОК УПРАВЛЕНИЯ СТЕНДОМ ДЛЯ КАЛИБРОВКИ ИНЖЕНЕРНО-СЕЙСМОМЕТРИЧЕСКОЙ АППАРАТУРЫ

В.Н. Агапов, ассистент кафедры механики и сейсмостойкости сооружений,
А.А. Солошенко, аспирант, НАПКС

Управление сейсмометрическим стендом осуществлялось с помощью блока, созданного 20 лет назад. Требования нового ДБН к диапазонам измерений обусловили необходимость разработки нового устройства управления стендом. Новый блок обеспечивает расширение динамического и частотного диапазонов измерений в область более высоких частот

опорная рама, платформа, ограничения амплитуд, арретировка, усилитель мощности, усилитель постоянного тока, частотная характеристика, спектр

Ежегодно на Земле от катастрофических землетрясений в среднем гибнет около 30 тысяч человек. По данным ЮНЕСКО только за последние 400 лет землетрясения унесли 14 млн. жизней. Экономический ущерб от сейсмических катастроф достигает 40% национального достояния страны.

Крымско-Черноморский регион — самый сейсмоактивный и сейсмоопасный на Украине. Ежегодно сеть сейсмических станций Крыма регистрирует около сотни относительно слабых и ощутимых местных землетрясений. В базе данных по Крыму содержится около 3000 землетрясений, 40 из которых относятся к разрушительным [1].

В связи с этим проблема обеспечения сейсмической безопасности человека, обеспечения сейсмостойкости и сейсмозащиты сооружений в настоящее время имеет существенное значение.

В Украине с 1 февраля 2007 г. действует новый нормативный документ — ДБН для сейсмических районов, позволяющий частично решать эти вопросы на основе новых расчетных схем, в которых здание рассматривается как пространственная система с деформирующимися и поворачивающимися перекрытиями и стенами. Однако, как показали последние разрушительные землетрясения, эти методы не обладают достаточной надежностью применительно к основным сильным сейсмическим событиям (в 8-9 баллов).

В связи с этим, в настоящее время наиболее эффективным и экономически целесообразным способом оценки механической устойчивости сооружений становится

контроль их отклика на вибрационное (искусственное сейсмическое) воздействие. Аппаратура для осуществления такого контроля должна отвечать определенным требованиям, среди которых один из главных — точность измерений. В предшествующий период гальванометрической регистрации чрезвычайно сложно было обеспечить инструментальный контроль точности сейсмометрических наблюдений [2]. Допустимыми считались погрешности значений отдельных параметров сейсмографов в пределах 5%. При этом погрешность определения так называемого индикаторного увеличения всего канала могла достигать десятков процентов. Однако и при цифровой регистрации выполнить условие предельной 5%-ной погрешности невозможно без инструментальной калибровки сейсмической аппаратуры.

Краткое описание калибровочного стенда

В лаборатории сейсмометрии и сейсмостойкости кафедры механики и сейсмостойкости сооружений НАПКС разработана калибровочная система для настройки и идентификации сейсмометрической аппаратуры различного типа (сейсмоприемники СМ-3КВ, С-5-С, ВЗГИК) [3-5]. Основным ее элементом является испытательный стенд. За 20 лет работы стенд неоднократно и успешно проходил аттестацию в крымском предприятии «Госстандартметрология». Стенд зарекомендовал себя как уникальное в Украине (и не только) устройство для калибровки и идентификации сейсмометрических каналов.

Конструкция стенда представлена на рис. 1. Стенд состоит из опорной рамы (1), сваренной из стальных швеллеров. К опорной раме прикреплены кронштейны (2), на которых с помощью четырех плоских стальных пружин (3) подвешена подвижная платформа (4). Платформа предназначена для установки сейсмоприемников. На лицевом торце платформы размещены клеммы (5) для подключения выводов сейсмоприемников.

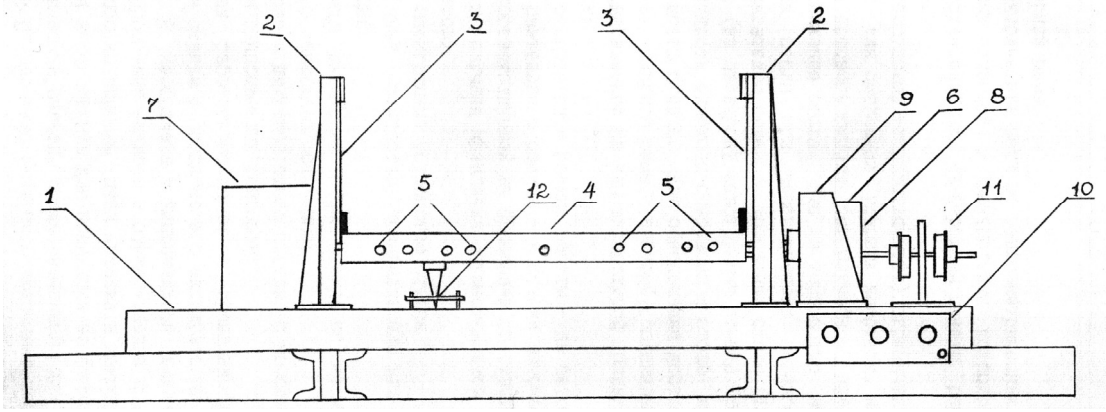


Рис.1. Схема стенда для калибровки сейсмической аппаратуры.

Платформа приводится в движение четырьмя электродинамическими приводами (6). Для предохранения от повреждения и засорения приводы закрыты стальными кожухами (7). (На рис. 1 один из кожухов не показан). Каждый из приводов состоит из постоянного магнита (8), который с помощью кронштейна (9) из алюминиевого сплава закреплен на опорной раме (1). В кольцевом зазоре магнитной системы размещена катушка электродинамического привода, которая жестко соединена с платформой (4) с помощью регулировочных механических звеньев.

На передней панели распределительной коробки (10) расположены три разъема, посредством которых осуществляется подключение внешних устройств управления и измерения. Стенд оборудован устройством ограничения смещения с амортизаторами для смягчения ударных нагрузок, которые могут возникнуть в процессе работы при случайном превышении допустимых амплитуд движения платформы (11). Это же устройство используется для арретирования стола при транспортировке стенда. Стенд снабжен указателем нулевого положения платформы (12).

Перемещение платформы осуществляется за счет электрических токов, согласовано поступающих на обмотки катушек всех четырех электродинамических приводов стенда. Для измерения параметров движения платформы стенд снабжен двумя датчиками - индуктивным и емкостным. Индуктивный датчик, состоит из постоянного магнита, в зазоре которого

расположена обмотка катушки. ЭДС, снимаемая с этой обмотки, пропорциональна скорости движения платформы относительно опорной рамы. Емкостный датчик, состоит из измерительной головки и внешней обкладки, закрепленной на платформе. Напряжение, снимаемое с измерительной головки, пропорционально перемещению платформы относительно опорной рамы.

Электронные устройства предназначены для обеспечения следующих функций:

− управления движением платформы стенда по сигналам, поступающим от внешнего задающего источника;

− регистрации движения платформы стенда с помощью внешних измерительных и записывающих приборов;

− контроля работоспособности и правильности функционирования всех узлов стенда в процессе его эксплуатации.

На рис. 2 изображена блок-схема устройства управления стендом и осуществления контроля (с выделением модернизированных в настоящее время блоков).

Электрический сигнал, предназначенный для отработки стендом, поступает от внешнего задающего источника через входной коаксиальный разъем на входной предварительный усилитель, затем на усилитель мощности. Управление работой предварительного усилителя осуществляется посредством воздействия на цепи обратной связи при помощи набора переключателей и регулировочных элементов, вынесенных на переднюю панель блока управления. Установка амплитуды колебаний стенда и частоты производится с помощью органов управления генератора низкой частоты. Для контроля работы стенда сигнал с встроенных датчиков поступает на усилители датчиков стенда, после чего подается на аналого-цифровой преобразователь (АЦП) и выводится на экран компьютера.

Данная структура блока управления позволяет выполнять весь комплекс работ по калибровке сейсмометрической аппаратуры. Вместе с тем, блок, разработанный более 20 лет назад, обладает рядом недостатков, среди которых

- устаревшая элементная база основных узлов,
- сложность системы,
- разрозненность элементов интерфейса,
- недостаточная мощность для расширения частотного диапазона в область более высоких частот, предусмотренную ДБН.

Работы, связанные с модернизацией блока управления

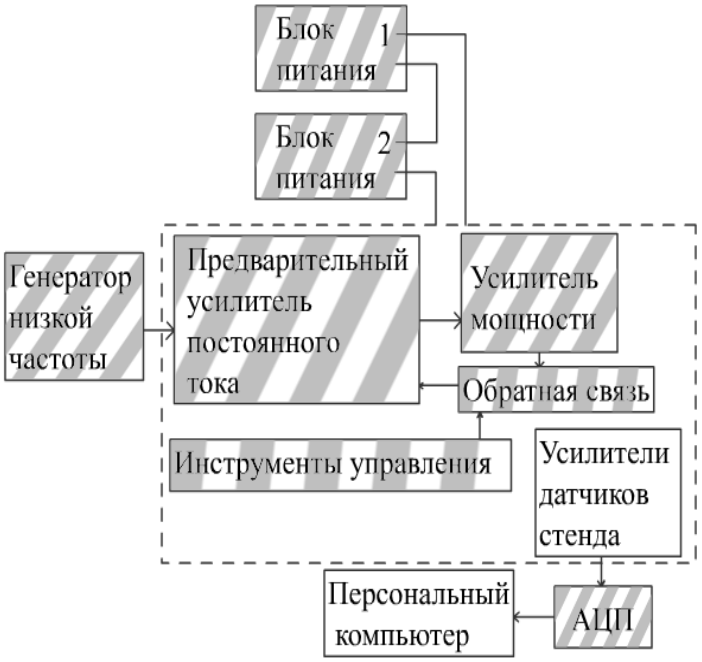


Рис.2. Схема управления стендом с выделением переработанных блоков.

В связи с указанным выше была выполнена модернизация блока управления. Предварительный усилитель выполнен по схеме операционного усилителя низкой частоты с закрытым входом. В схеме усилителя мощности применены современные микросхемы промышленных усилителей мощности типа STK4048XI производства фирмы ST Microelectronics общей мощностью 120Вт. Чтобы обеспечить работу такого усилите-ля, понадобился новый, мощный блок питания, обеспечивающий на выходе 12В, 10А при незначительном уровне пульсаций. Это позво-лило расширить ампли-тудно-частотный диа-пазон стенда до 35Гц. Большая часть интер-фейса управления пере-несена на специиальное программное обеспече-ние ПК: включение, выключение, управление амплитудой, частотой, контроль и регистрация. Предыдущий АЦП L-203 заменен на более современный E-154, обеспечивающий более устойчивые параметры работы [6,7].

Испытания нового блока управления (рис.3) производились в соответствии с утвержденной в 2006 г. методикой аттестации стенда для испытания и калибровки сейсмометрической аппаратуры.

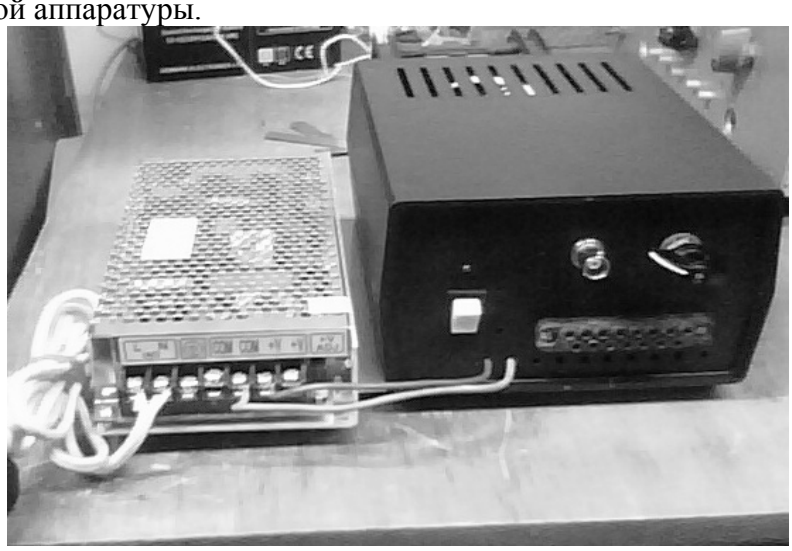


Рис.3. Внешний вид нового блока управления

Установлены сле-дующие параметры:

динамический диапа-зон измерений смеще-ний подвижной плат-формы стенда: $R = \pm (1{,}9 - 0{,}4)/2 = \pm 0{,}75$ мм.

Измерения оценки стабильности ампли-туды колебаний платформы произво-дились на основе набора записей, выполненных на разных частотах. Результаты измерений показали, что среднеквадратичная погрешность равна 0.028, что является приемлемым (для старого блока управления это значение равнялось 0.034).

Для определения процентного содержания спектральных гармоник величин перемещения и скорости были произведены записи на частотах 0.7; 2; 2.5; 3; 3.2; 3.4; 3.6; 3.7; 3.78; 4; 4.4; 4.6; 4.8Гц.

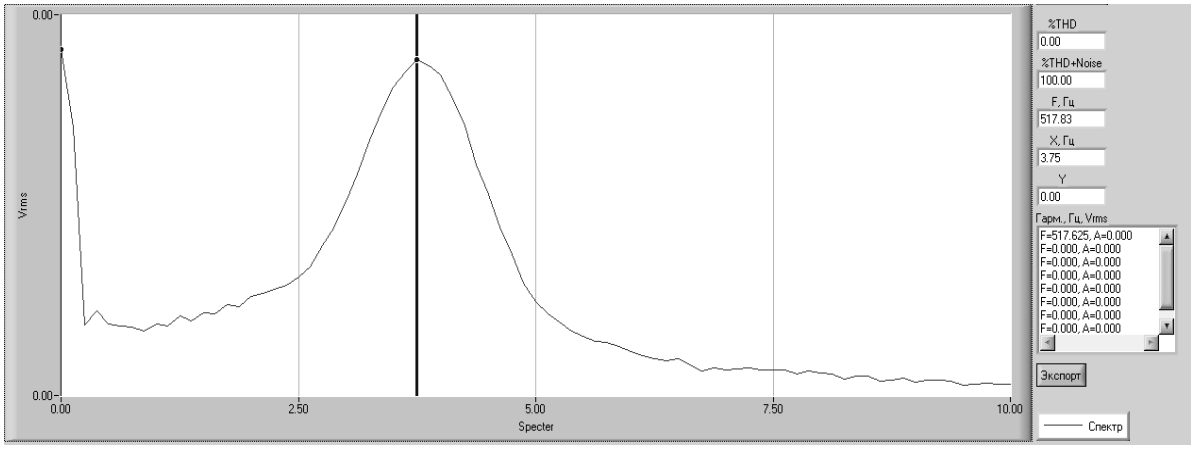


Рис. 4. Амплитудно-частотная характеристика стенда.

Такой выбор частот обусловлен спецификой частотных свойств подвижной платформы стенда. На рис. 4 приведена амплитудная характеристика стенда, полученная методом единичного скачка, а на рис. 5-7 – примеры спектров записей колебаний платформы на нескольких частотах. Анализ записей выполнен с помощью программы Lgraph2 для спектральных ***i-***х гармоник по отношению к максимуму спектра сигнала на основной частоте S_i / S_0 . На всех частотах, кроме 2Гц, коэффициент гармоник не превышал значения 0.012 (в старом блоке управления достигал 0,025). На частоте 2Гц коэффициент гармоник составил 0,068.

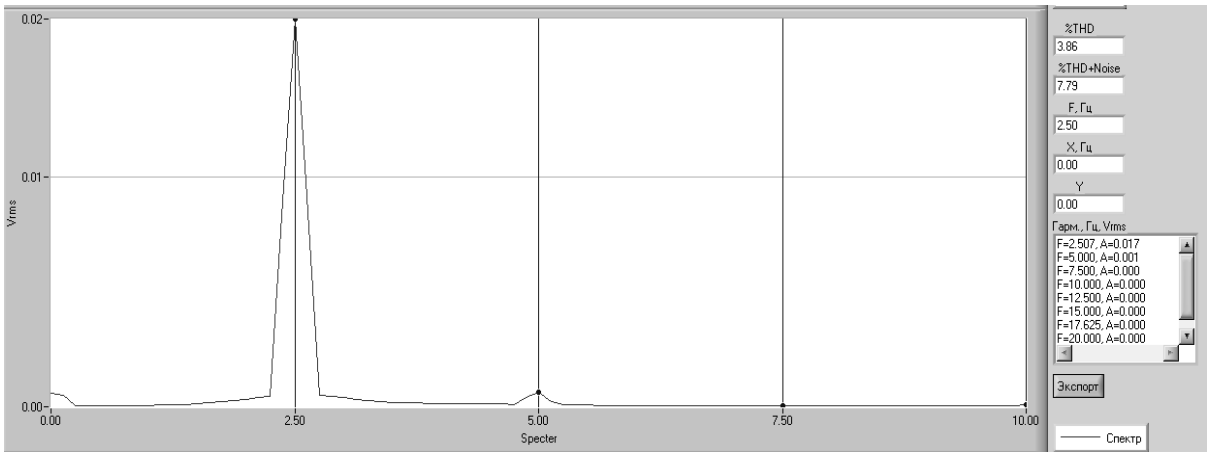


Рис. 5. Спектр записи колебаний на частоте 2.5Гц.

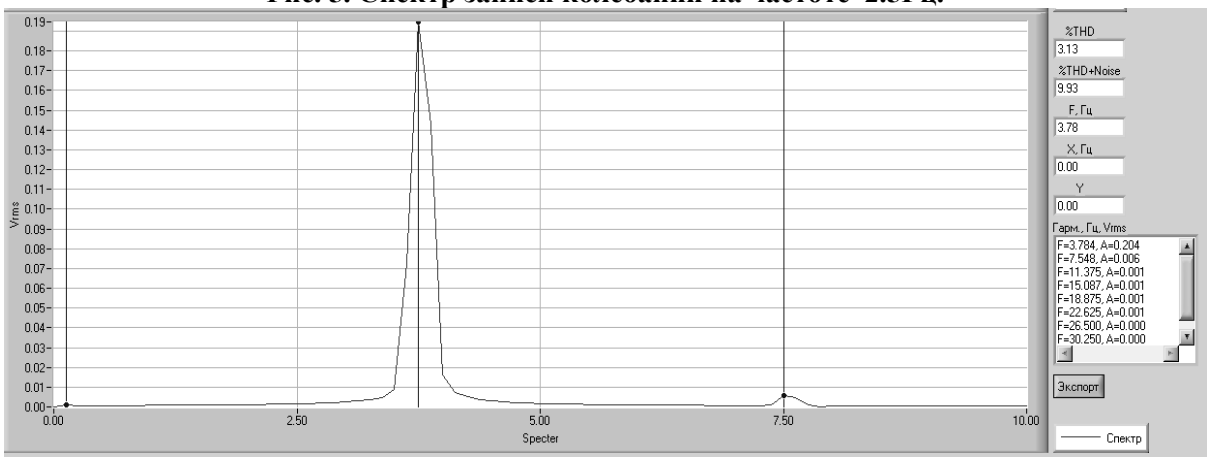


Рис.6. Спектр записи колебаний на частоте 3.78Гц.

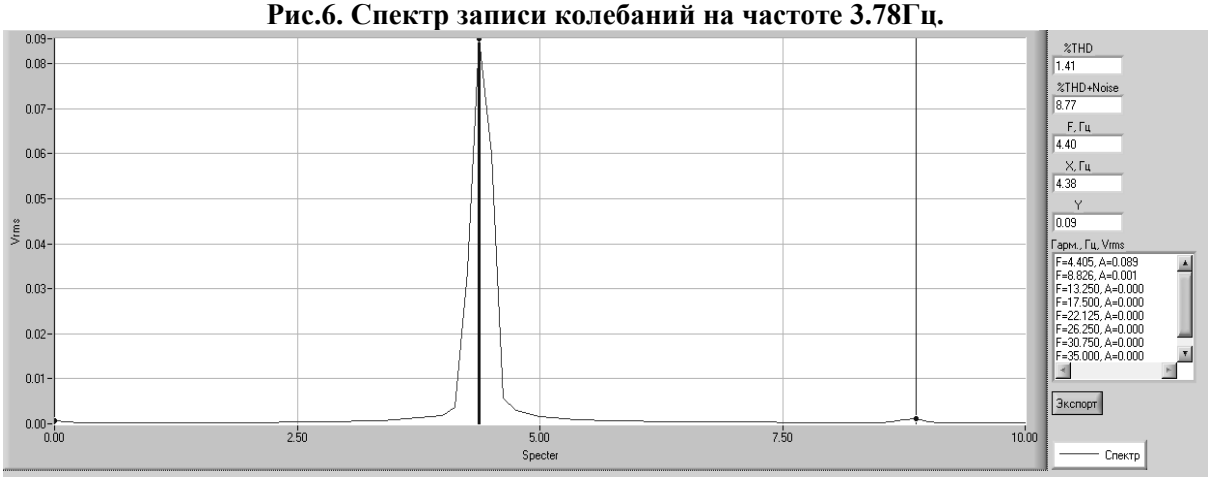


Рис.7. Спектр записи колебаний на частоте 4.4Гц

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Из полученных результатов следует, что новый блок управления демонстрирует лучшие по сравнению с предшествующим технические характеристики (более высокую мощность,

особенно на частотах выше 10Гц, более широкий частотный диапазон, в частности, на частотах выше принятого в ДБН предела 35Гц) при выигрыше в удобстве управления и стабильности параметров. Дальнейшая эксплуатация позволит определить пределы рабочих возможностей, связанных с особенностями схемной реализации и выбранной элементной базы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пустовитенко Б.Г. Стратегия обеспечения сейсмобезопасности проживания на территории Украины. Проблемы и перспективы инновационного развития экономики//Материалы десятой международной научно-практической конференции по инновационной деятельности. Киев-Симферополь-Алушта 2005. 343 с.
2. Аппаратура и методика сейсмометрических наблюдений в СССР. АН СССР, Институт физики Земли. М., Наука, 1974. 244 с.
3. Бугаевский Г.Н., Белов В.П. Однокомпонентный стенд для испытаний сейсмометрической аппаратуры. В сб.: Инженерносейсмометрическая служба страны (сбор, обработка и использование инфомации. Тез. докл. школы-семинара (Махачкала,14-18 октября 1987г.) Махачкала, Изд. МССCС при През. АН СССР, 1987, с. 33-34.
4. Бугаевский Г.Н., Белов В.П., Нестеренко С.Д., Геращенко А.А. Стенд для испытаний и калибровки сейсмометрической аппаратуры. Строительство и техногенная безопасность. Сб. науч. тр., вып. 5. Симферополь, КАПКС, 2001, с. 92-97.
5. Г.Н. Бугаевский. Основы сейсмологии и динамической теории сейсмостойкости. Симферополь: "АРИАЛ", 2010г., 255с.
6. Буланов Ю.А., Усов С.Н.. Усилители и радиоприемные устройства. М.: "Высшая школа", 1971г., 540с.
7. Е.Ф. Турута. Усилители мощности низкой частоты - интегральные микросхемы. М.: "ДМК пресс", 2000г,360с.

УДК 550.311:551.24

РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ ВОЗБУЖДЕНИЙ КОЛЕБАНИЙ ЗДАНИЯ ДЛЯ ЕГО ДИНАМИЧЕСКОЙ ПАСПОРТИЗАЦИИ

А.А. Ковалев, аспирант, В.Н. Агапов, ассистент кафедры механики и сейсмостойкости сооружений, НАПКС, . г. Симферополь

На примере шкалы усложняющихся колебательных систем экспериментальным путем показана возможность определения частотной характеристики объекта с помощью метода единичного скачка

колебательня система, амплитудно-частотная характеристика, динамический паспорт, индентичность, спектр

Одной из приоритетных задач строителей, является обеспечение безопасности и долговечности, возводимым зданиям и сооружениям. При этом обеспечение сейсмостойкости остается актуальным и открытым вопросов. При землетрясениях отдельные сооружения, попадающие в эпицентральные зоны, разрушаются энергией первого удара. За пределами этой зоны здания испытывают повреждения и разрушения при прохождении сейсмических волн в значительной мере в результате резонанса. Для оценки опасности такого воздействия особое значение имеет предварительное построение карты сейсмического спектрально-динамического зонирования территории и знание частотной характеристики сооружения.

Необходимость динамической паспортизации (ДП) зданий и сооружений признана в государственных строительных нормах (ДБН). Крупные строительные объекты предоставляют материальные системы с большим числом сложноорганизованных связей,

поэтому частотная характеристика такого объекта может содержать множество экстремумов. При этом каждый максимум может отвечать той или иной собственной частоте. Положение этих максимумов на оси частот для реального здания может отличаться от спектра частот собственных колебаний, рассчитываемого при проектировании объекта. Это отличие может быть связано с теми или иными отклонениями от проекта на строительной площадке или в процессе эксплуатации, а так же постепенным изменением свойств грунта, «старением» строительных материалов и конструкций. Контроль за соответствием теоретического и экспериментального спектров во времени должен составлять основную задачу ДП.

Будем считать, что основой ДП зданий и сооружений является определение их частотных характеристик как колебательных систем. Поскольку динамический паспорт должен быть представительным специализированным документом по каждому объекту, должна быть отработана методика получения частотных характеристик колебательных систем.

Можно выделить два основных способа определения частотной характеристики:

- генераторный;
- импульсный;

1. Генераторный метод связан с определением реакции колебательной системы на устойчивое гармоническое воздействие. Спектральный анализ этой реакции на наборе n фиксированных частот $P_i(i = 1 \dots n)$ позволяет вычислить максимальное значение спектра $(S_{max})_i$ на каждой частоте. Дискретная зависимость $(S_{max})_i$ от P_i обобщается в эмпирическую функцию $S_{max} = f(P)$. Эта функция и является амплитудно-частотной характеристикой колебательной системы. Максимум функции АЧХ фиксирует резонансную частоту колебательной системы.

Генераторный способ прост и удобен для систем с малыми массами. Использование его для зданий и сооружений требует вибрационных возбуждающих механизмов не только дорогих, не изготавливаемых в Украине, но и громоздких, трудно перевозимых и сохраняемых. Кроме этого, их эксплуатация требует источников энергии большой мощности, а вопрос о возможном отрицательном влиянии на механическую устойчивость сооружений не изучен.

2. В качестве импульса для определения частотных характеристик может быть использована функция единичного скачка.

Способ единичного скачка может быть реализован в случае конкретного сооружения. Наряду с теоретическим утверждением о том, что отклик на единичный скачек приводит непосредственно к **определению частотной характеристики,** в данной работе это утверждение было экспериментально исследовано с применением калиброванной аппаратуры.

В качестве цели работы была поставлена задача: экспериментально отработать методику определения частотных характеристик колебательных систем, как один из подходов к составлению динамического паспорта здания.

Для формирования и отладки методики необходимо провести цикл подготовительных мероприятий. Это позволило бы, начиная с элементарных колебательных систем (маятников сейсмоприемников, калибровочного стенда, упругого стержня с присоединенной массой), для которых характеристика может быть просчитана аналитическим путем, пройти цикл постепенного усложнения колебательных систем вплоть до реальных объектов зданий и сооружений. В качестве малой колебательной системы принимаются маятники сейсмоприемника СМ3-КВ и платформа калибровочного стенда (характеристики, которых будут приведены ниже). В качестве следующей системы используется вертикальный упругий стержень с присоединенной массой, жестко заделанный в основании. Завершает эту последовательность реальное двухэтажное здание.

Самой «простой», «малой» колебательной системой можно считать сейсмоприемник СМ3-КВ. Пример настройки и индефикации такой системы рассмотрим на двух маятниках. После настройки этих маятников на частоту 0.75Гц на катушки возбуждения приемников от

генератора подается импульс, отклик маятников «снимается» с рабочих катушек. Результаты, полученные после обработки откликов, показывают высокую идентичность маятников. Табл.1, (рис 1,2)

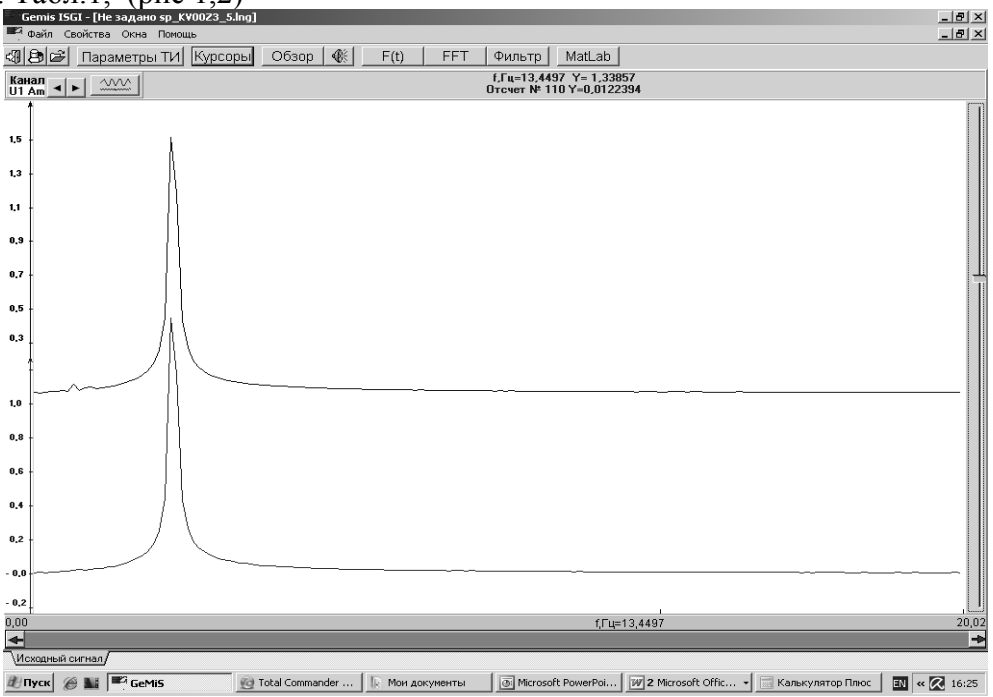


Рис. 1. Спектры, откликов маятников сейсмоприемников, полученные при калибровке

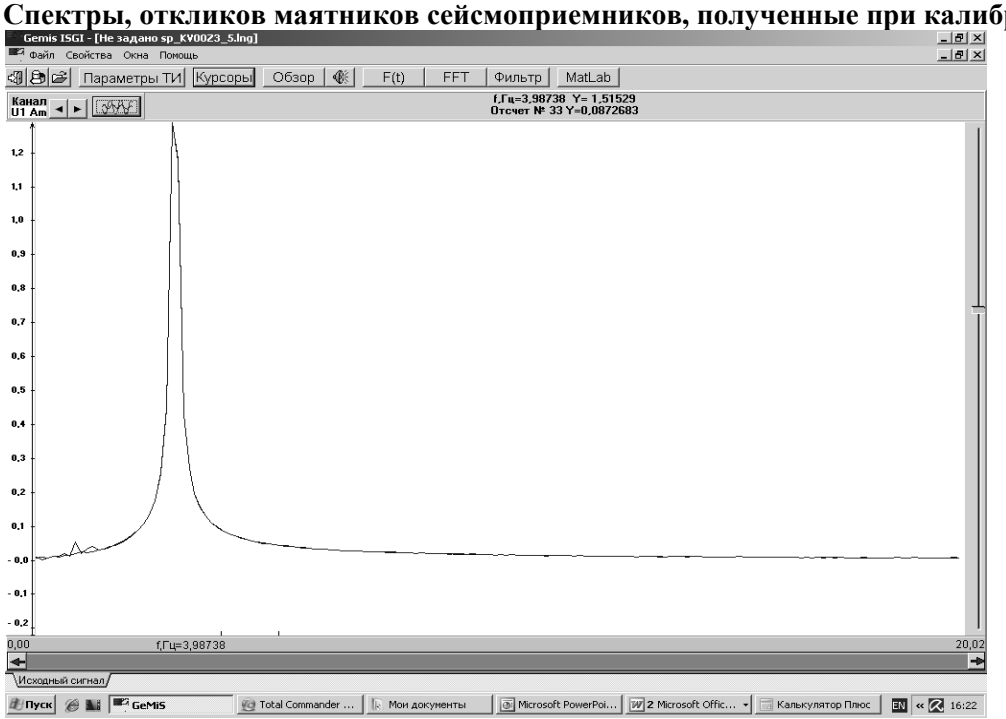


Рис.2. Сопоставление спектров, откликов маятников сейсмоприемников, полученных при калибровке

Таблица.1

Идентичность характеристик сейсмоприемников при «генераторном методе»

Отклик маятников,kvoz000			
№прием	№канала	Частота, Гц	Амплит, В
404	2	0.7314	0.4467
397	3	0.7314	0.443

Для получения колебательной характеристики маятников методом единичного скачка приемники устанавливают на стенд, платформу которого выводят из состояния равновесия путем подачи постоянного тока на электромагнитные приводы. Отключением тока стенду

придаются затухающие колебания. Результаты обработки откликов маятников сейсмоприемников на оттяжку стенда представлены в табл.2

Таблица.2.

Идентичность характеристик сейсмоприемников при методе единичного скачка

№прием	№канала	Амплитуда, В		Частота,Гц
		Приемн	Стенда	
Инд.датч	1	_	0.01346	3.8377
404	2	0.1711	0.2489	0.7386
397	3	0.1794	0.2329	0.7386

Погрешность при определении частотных характеристик маятников при генераторном методе и методе единичного скачка составляет:

$$\left(\frac{(0.7386 - 0.7314)}{0.7386}\right) \times 100\% = 0.97\%$$

Результаты индефикации сейсмометрических каналов можно проиллюстрировать сопоставлением спектров микросейсмических колебаний, записанных в одной точке двумя идентичными сейсмоприемниками. В каждом из этих рисунков приведены спектры, полученные в разные интервалы времени. Идентичность спектров составляет 95-98%.

Колебательная система стенда.

Стенд для испытаний и калибровки инженерно-сейсмической аппаратуры разрабатывался как устройство для исследования горизонтальных сейсмоприемников. Он был рассчитан на испытание аппаратуры с одной степенью свободы движения. Поэтому основными частями стенда является сварная опорная рама, закрепленная на бетонном основании, и две несущих рамы, установленных на опорной раме. К несущей раме с помощью 4-х стальных пластин подвешен подвижный стол стенда. Движение стола задается 4-мя электродинамическими преобразователями, а измеряется одним индуктивным преобразователем. Его корпус закреплен на опорной раме, а подвижная катушка соединена со столом. Закон движения стола задается 4-мя силовыми преобразователями по сигналу от внешнего источника (генератора) и контролируется измерительным индуктивным датчиком. Таким образом, подвижный стол является характерной колебательной системой с одной степенью свободы движения. АЧХ может быть определена генераторным методом, а так же с помощью отклика на единичный скачек. Эти два способа и использовались для определения характеристики.

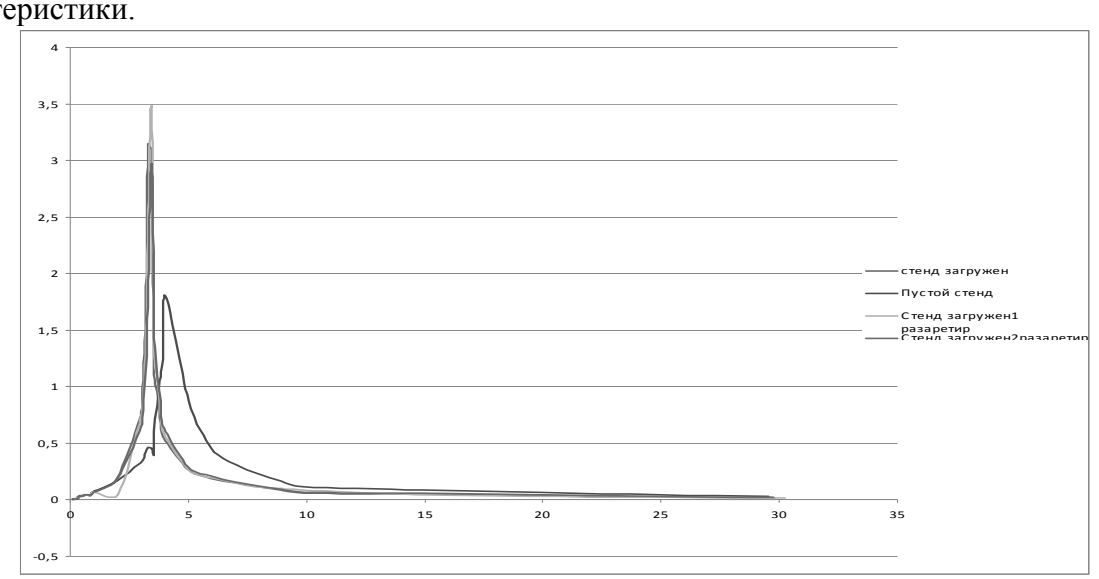


Рис.3. АЧХ стенда, полученные генераторным методом

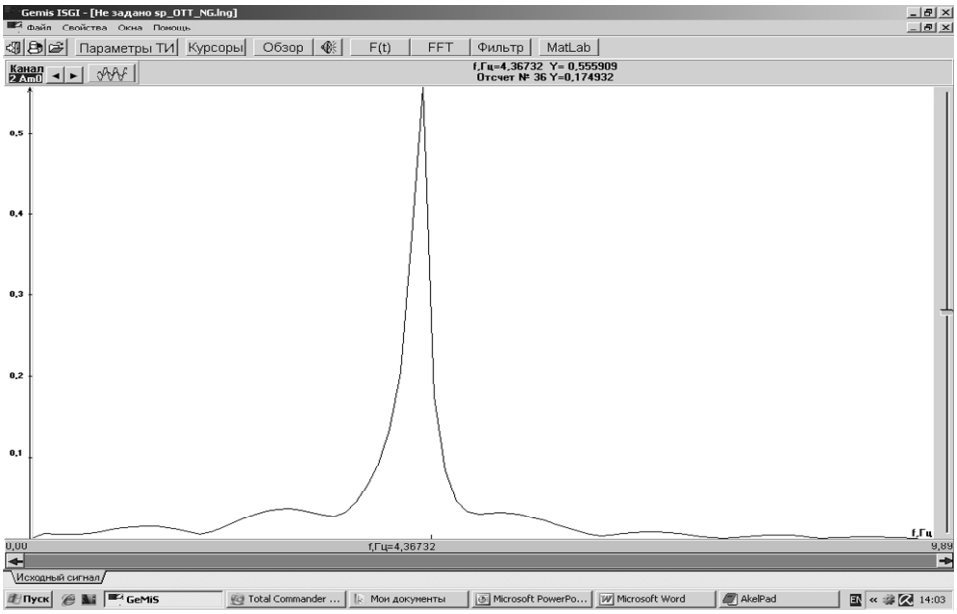


Рис.4. АЧХ, полученная методом единичного скачка

На рис. 5 представлены спектры отклика стенда, полученные методом единичного скачка. На первом канале показан спектр сигнала от индуктивного датчика стенда, на втором и третьем – от сейсмоприемников.

На 2 и 3 спектрах максимумы соответст-вуют частоте 0.73 Гц, собственных колеба-ний маятника. На первом канале отсут-ствует характеристика маятника, так как индуктивный датчик не является колеба-тельной системой, а лишь регистрирует колебания платформы стенда.

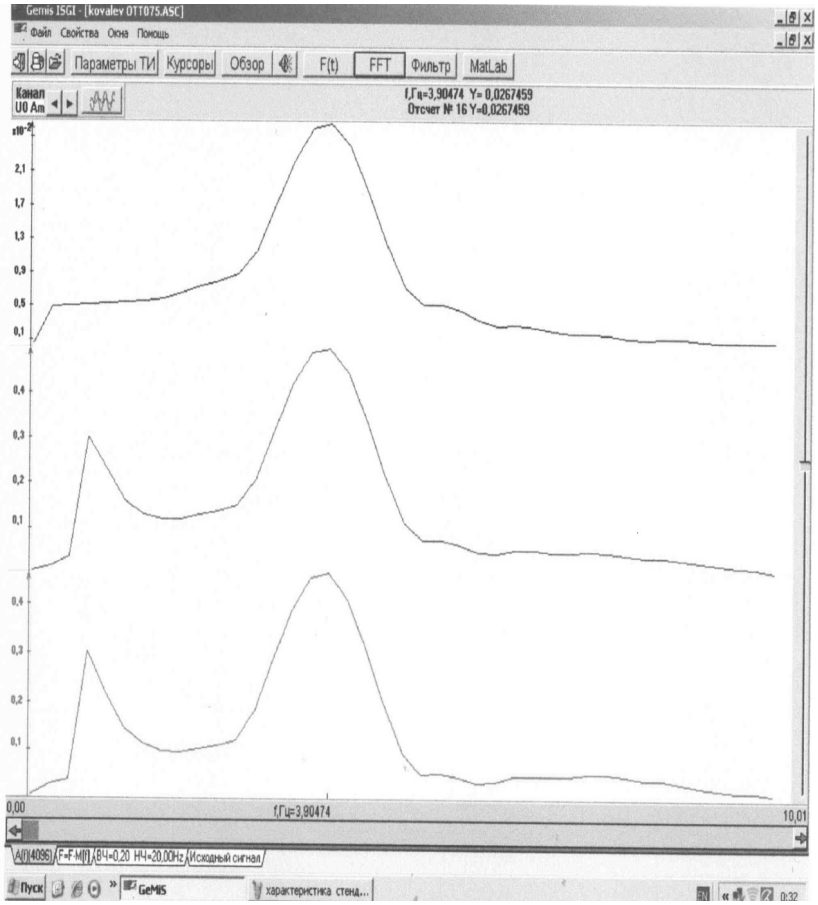


Рис.5. спектры отклика стенда, полученные с помощью МЕС: 1 канал – индуктивный датчик стенда; 2 и 3 – сейсмоприемники.

Вертикальный упругий стержень.

Затем в качестве колебательной системы был использован жесткий стержень с присоединенной массой. В качестве стрежня использована сварная прямошевная труба диаметром 57 мм, с толщиной стенки 3,5 мм, один конец которой забетонирован. К верхнему концу приварена металлическая пластина 35х35 см, на которую устанавливаются сейсмоприемники.

Сейсмоприемник СМ3-КВ

Стержень

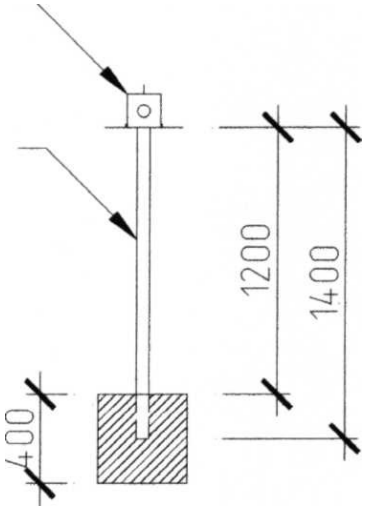


Рис. 6. Схема постановки эксперимента

Постановка эксперимента.

На площадку, расположенную на стержне, установили предварительно калиброванный сейсмоприемник. СП установлен так, чтобы центр масс маятника совпадал с осью стержня, а линия движения маятника совпадала с линией направления натяжения. Оттяжка производилась при помощи капроновой нити, один конец которой был закреплен на стержне у пластины, другой – на неподвижной опоре. Сброс натяжения осуществлялся путем пережигания нити (рис. 7.1).

Далее на площадку был установлен второй сейсмоприемник с горизонтальным маятником так, чтобы приемники были расположены взаимно перпендикулярно. Это позволяет определить наличие колебаний в плоскости, перпендикулярной направлению оттяжки. (Рис. 7.2)

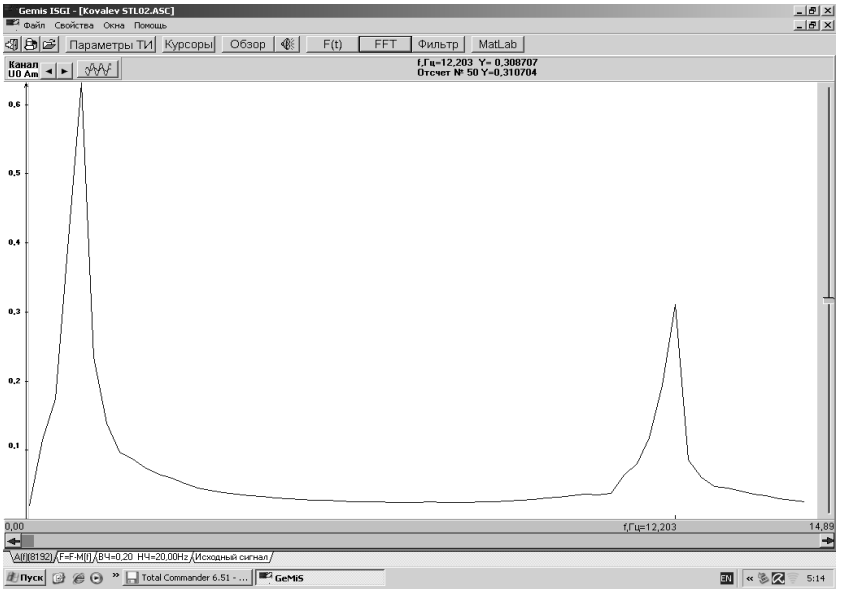


Рис.7.1. Спектры отклика одного сейсмоприемника, полученные с помощью МЕС

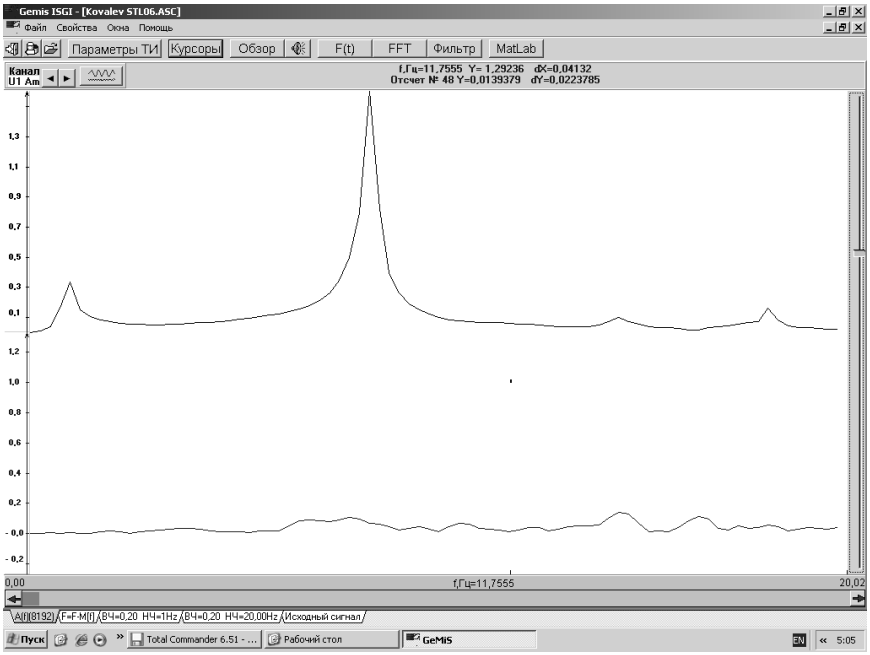


Рис.7.2.. Спектры откликов, полученные от двух горизонтальных с взаимно ортогональных маятников с помощью МЕС

Колебательная система реального здания.

В качестве последнего объекта использовалось здание индивидуальной жилой застройки в с. Давидовка Характеристика объекта: двухэтажное здание, высота этажа 3.300, размеры в плане 9х11.2 м, фундамент ленточный, заглубленный на 1.8м, конструктивная схема - каркасно-каменная, заполнитель - блоки из пиленого ракушника (рис.8.1). Частотная характеристика определялась с помощью метода единичного скачка. Для этого здание (общий вид здания на рис.8.2) в уровне перекрытия обвязывалось стальным тросом ⌀ = 5мм, на втором конце которого были последовательно закреплены металлическая вставка, динамометр и лебедка. Лебедка крепилась к бетонному блоку на расстоянии 30м от здания (рис 9). Посредством лебедки задавалось натяжение троса с усилием 5 и 7 кН. Вставка перерезалась, чем был обеспечен резкий сброс натяжения. После этого вставка менялась, и эксперимент повторялся. Регистрация велась при помощи сейсмоприемников СМЗ-КВ, которые были установлены на перекрытии первого этажа.

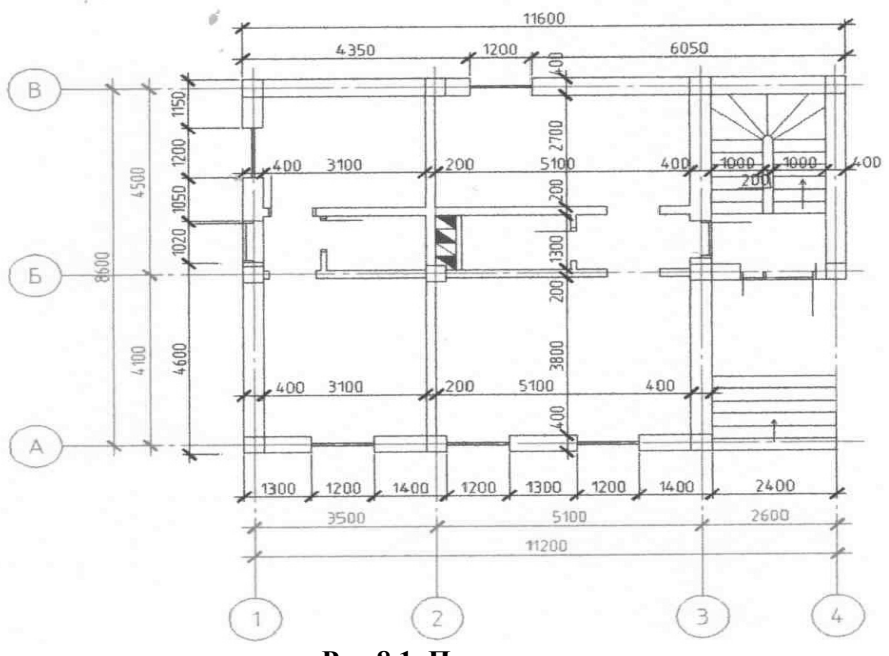


Рис.8.1. План первого этажа

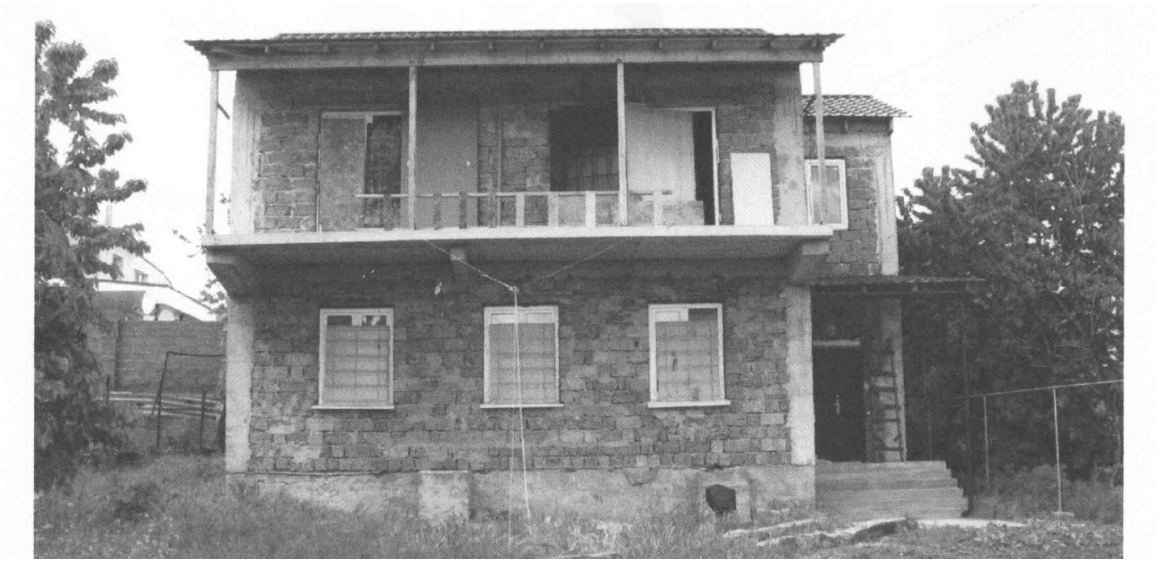


Рис. 8.2. Общий вид здания в с. Давидовка

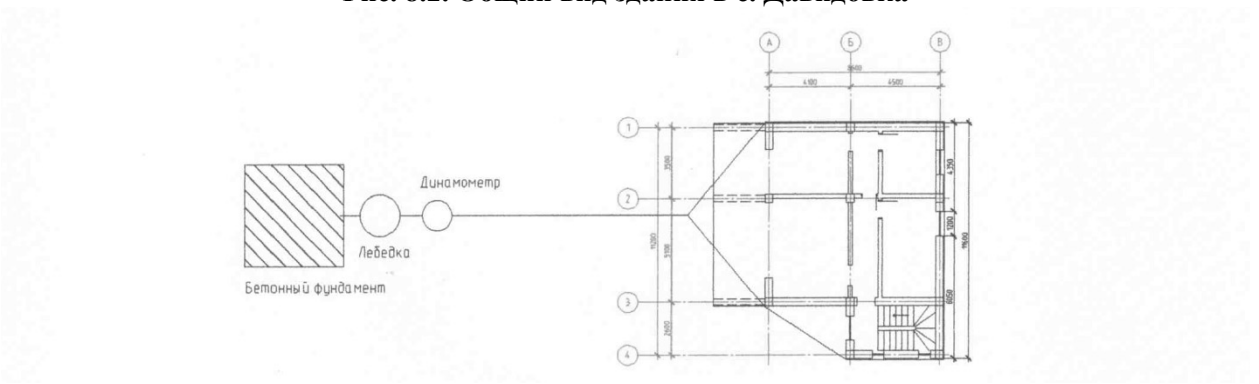
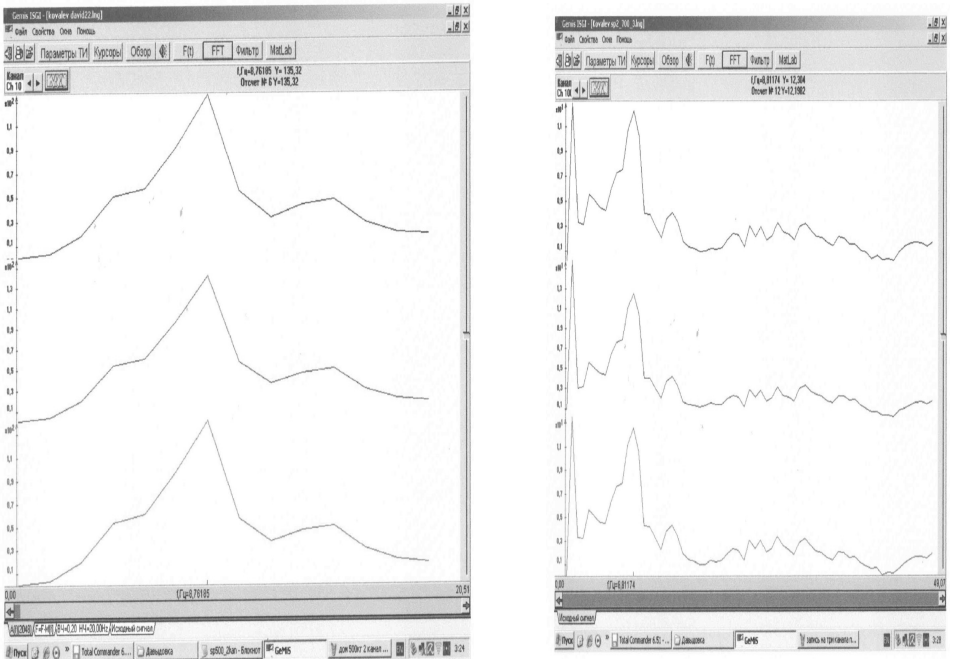


Рис.9. Схема постановки эксперимента.

На рис. 10 приведены спектры откликов, полученные при оттяжке 5 и 7 кН соответственно. Максимумы спектров в обоих случаях находятся на частоте 8.8 Гц. Они фиксируют частоту собственных колебаний здания. На спектре, полученном при оттяжке 7 кН, находится еще один максимум на частоте 0.73 Гц, который является частотной характеристикой сейсмоприемника.



а б

Рис.10. Спектр отклика на оттяжку с усилием 5 кН (а), 7 кН (б).

Разделив этот спектр на частотную характеристику маятника, получим характеристику здания рис. 11. Максимум находится на частоте 8.8 Гц.

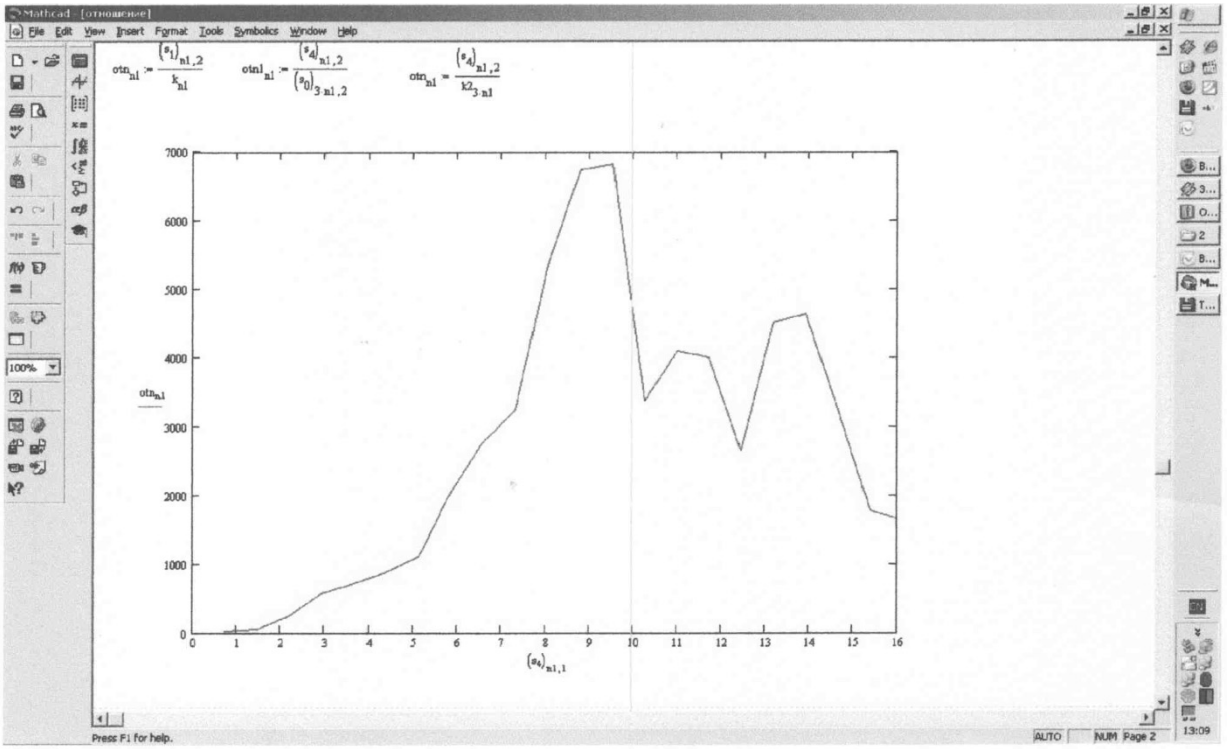


Рис.11. Частотная характеристика здания

ВЫВОДЫ

Результаты работы свидетельствуют о том, что частотная характеристика колебательной системы может быть получена путем регистрации отклика ее на единичный скачек. Этот вывод справедлив независимо от габаритов, массы, технической реализации колебательной системы, рассмотренных в данной работе.

Вместе с тем, при динамической паспортизации реальных зданий более сложных конструкций и архитектурных форм, с большим количеством различных связей и соответствующих конструктивных частей сооружения, его частотная характеристика может содержать большее число экстремумов и может зависеть от направления оттяжки и вызванных ею собственных колебаний.

Таким образом, задача получения основной характеристики динамического паспорта сооружения приобретает реальный способ ее решения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Г.Н. Бугаевский, А.Ю. Степанюк. «Экспериментальное исследование реакций зданий и сооружений на механическое воздействие». Динамические системы выпуск №13. Киев. «Либщь», 1994г. с. 85-92.
2. ДБН В. 1.1-12: 2006 С.5 «Строительство в сейсмических районах Украины». ГП «Укрархбудинформ».
3. Методика аттестации стенда для испытания и калибровки сейсмометрической аппаратуры. КАПКС 1995г.
4. Сейсмоприемник СМЗ-КВ инструкция по эксплуатации. Д2.787.005ИЭ
5. Г.Н. Бугаевский «Методическое пособие для изучения курса теоретической механики (динамика)». НАПКС 2009г.
6. Г.Н. Бугаевский «Уравнения равновесия движения среды и спектральный тензор деформации». НАПКС сборник научных трудов выпуск №11. с. 67-69.
7. Г.Н. Бугаевский «Спектрально-динамические и диссипативные свойства элементов сооружения». НАПКС сборник научных трудов выпуск №11. с. 85-88.

8. Г.Н. Бугаевский, Д.А. Цмыкал, В.В. Спрожецкий «Характеристики колебательных систем». НАПКС сборник научных трудов выпуск №15-16. с. 48-51.
9. Г.Н. Бугаевский, О.В. Волосовин, А.Г. Бугаевский «Динамическая паспортизация зданий и сооружений - основа повышения качества строительства объектов». НАПКС сборник научных трудов выпуск №24-25. с. 10-13.

УДК 550.34

РЕГИСТРАЦИЯ ДВИЖЕНИЯ ТОЧЕК ОБЪЕКТА В ЕДИНИЦАХ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ (*МЕТРАХ*)

Г.Н. Бугаевский, доктор физико-математических наук, профессор,
Е.А. Турчук, А.Э. Джелял, студенты группы ТСК-302, НАПКС

Описаны возможные способы оценки индикаторного увеличения сейсмоприемника с цифровой регистрацией сейсмической информации и пересчета сейсмограммы в вольтах в сейсмограмму в метрах

сейсмограмма, увеличительные рычаги, емкостный датчик, гальванометрическая регистрация, магнитная индукция

Большинство сейсмоприемников, предназначенных для физических, сейсмологических исследований или инженерно-сейсмометрических измерений, содержат преобразователи механических движений в электрический сигнал. Наиболее часто используются индуктивный или ёмкостный преобразователи.

Результаты регистрации сейсмических явлений представляются в виде сейсмограмм, велосиграмм или акселерограмм, если ординаты записи сейсмометрическим каналом пропорциональны смещению, скорости или ускорению относительного движения.

В механическом и оптическом способах сейсмической регистрации было введено понятие индикаторного увеличения, определяющее отношение смещения точки на записи к смещению основания сейсмоприемника (СП), т.е. элемента грунта, с которым связана ось вращения маятника СП. Значение этого увеличения легко вычислялось из геометрических параметров маятника и системы механических или оптических рычагов. Это позволяло с помощью значения индикаторного увеличения оценивать численные параметры истинных механических движений грунта, тех или иных конструкций, на которых был установлен сейсмоприемник. Следовательно, величину сейсмического воздействия можно было оценить в стандартных физических единицах и, принципиально, в них же определять меры, обеспечивающие сейсмическую устойчивость сооружений.

После введения Б.Б. Голицыным в сейсмоприемник электромагнитного преобразователя и гальванометрического способа регистрации чувствительность приемников выросла на 2-3 порядка (а в дальнейшем – еще на 2-3 порядка). Вместе с тем, для определения чувствительности СП с гальванометрическим способом регистрации по отношению к механическому смещению его основания при прохождении сейсмической волны возникли определенные сложности. В частности, возникла потребность в новом определении индикаторного увеличения. Приборы с гальванометрической регистрацией Голицына, затем Д.П. Кирноса, Д.А. Харина и др., имели частотные характеристики систем с одним максимумом или с «столообразного» вида. Последние были введены Кирносом из условия равенства двух максимумов и одного минимума для сейсмографов с различающимися периодами маятника и гальванометра. В качестве индикаторного увеличения таких сейсмографов стало использоваться достаточно громоздкое выражение, состоящее из 9 так называемых «постоянных сейсмографа». Осложнилась стандартизация сейсмометрических наблюдений и, в значительной мере, было затруднено понимание смысла регистрируемых величин.

Использование цифровых сейсмографов привело к значительному упрощению выражений характеристик. Понятие индикаторного увеличения также должно было упроститься. Однако, ограничиваясь макросейсмическими оценками энергии землетрясений, потребители сейсмометрических наблюдений не придают должного внимания их физическому содержанию.

Авторы полагают возможным и полезным вернуться к этому вопросу.

Ёмкостный преобразователь механического движения
в электрический сигнал.

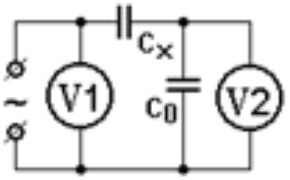
Ёмкость $\tilde{N}_{\tilde{o}}$ плоского конденсатора, состоящего из двух параллельных металлических пластин площадью S каждая, расположенных на взаимном расстоянии d, в системе СИ выражается формулой справедливой для случая, когда d много меньше линейных размеров пластин:

$$\tilde{N}_{\tilde{o}} = \frac{\varepsilon \cdot \varepsilon_0 \cdot S}{d}. \qquad (1)$$

Здесь ε – относительная диэлектрическая проницаемость среды, заполняющей пространство между пластинами (в вакууме равная единице); ε_0 – электрическая постоянная, численно равная $8.8542 \cdot 10^{-12}$ Ф/м ;

Конденсатор в цепи постоянного тока имеет бесконечно большое сопротивление. В цепи переменного тока его емкостное сопротивление обратно пропорционально емкости и частоте ω электрического тока:

$$X_c = \frac{1}{\omega \cdot C_x}.$$



Для определения малых емкостей конденсатора используют метод двух вольтметров. Вольтметром V_1 измеряется напряжение питания, а вольтметром V_2 – напряжение U_2 на конденсаторе известной емкости C_0:

$$U_2 = I \cdot X_{C_0} = \frac{I}{\omega \cdot C_0}.$$

Сила тока I в неразветвленной цепи: $I = \dfrac{U_1}{\dfrac{1}{\omega \cdot C_x} + \dfrac{1}{\omega \cdot C_0}}$. Отсюда:

$$\tilde{N}_{\tilde{o}} = \frac{\tilde{N}_0 \cdot U_2}{U_1 - U_2}. \qquad (2)$$

Из равенств (1) и (2) следует:

$$d = \frac{(U_1 - U_2) \cdot \varepsilon \cdot \varepsilon_0 \cdot S}{\tilde{N}_0 \cdot U_2}.$$

U_1 — напряжение подаваемое в цепь; U_2 — напряжение снимаемое с АЦП.

Для модельного расчета зависимости d от U_2 приняты следующие параметры цепи: $\omega = 10\grave{I}\ \tilde{A}\ddot{o},\ U_1 = 10\hat{A},\ \tilde{N}_0 = 50\cdot 10^{-12}\hat{O},\ S = 2181\grave{i}\ \grave{i}^{\,2},\quad \varepsilon = 1.$

Полученная при этом зависимость представлена на рис. 1.

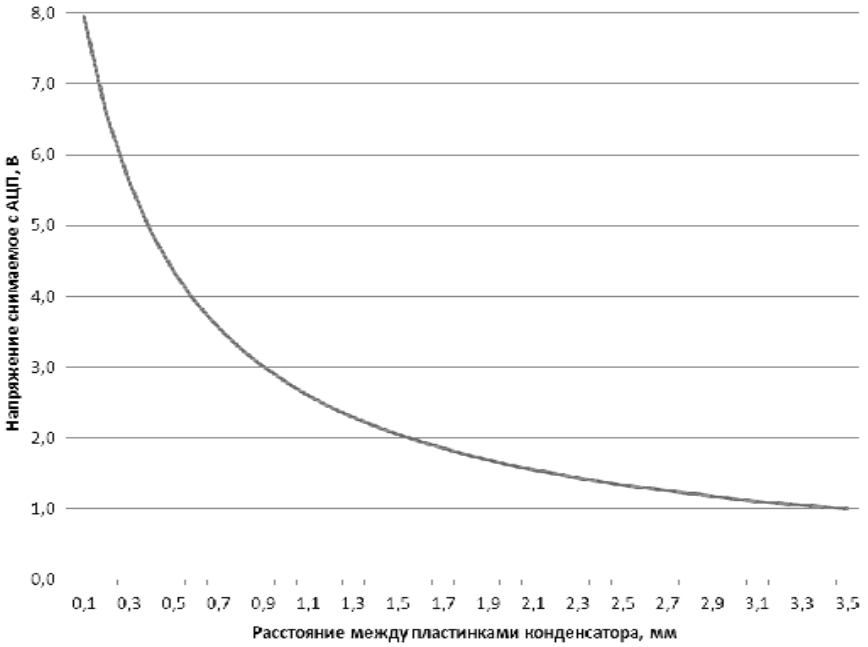


Рис.1. Зависимость напряжения, снимаемого с АЦП от расстояния между пластинами конденсатора.

Поскольку шаг напряжения принят равным 1 В, а шаг расстояний 200 мкм, вполне достижима разрешающая способность измерения расстояний в 0.2 мкм. Этого достаточно для динамических измерений реакции сооружений или грунта на искусственные механические воздействия с целью анализа степени однородности поля деформаций или напряжений в сооружении по его отклику на воздействие. Индикаторное увеличение сейсмоканала с подобным преобразователем определяется разрешающей способностью измерителя напряжений. Нетрудно составить программу, которая будет линеаризовать зависимость вида рис.1 и позволит в реальном масштабе времени вести регистрацию механических движений непосредственно в *метрах*.

2. Индуктивный преобразователь механического движения.

Рассмотрим один из возможных вариантов определения соотношения между максимальными значениями смещения грунта $\Delta r = \begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \\ \Delta z \end{Bmatrix}$ *в метрах* и соответствующими значениями сигнала, выдаваемого сейсмоканалом с цифровой регистрацией, т.е. с размерностью *в Вольтах*.

Как известно, напряжение U, снимаемое с индуктивного преобразователя, катушка которого установлена на подвижном маятнике и перемещается вдоль оси x, пропорционально скорости изменения магнитного потока через площадь Δs поперечного сечения поля, покрываемую проводником длиной l за время Δt:

$$U = -\frac{\Delta\Phi}{\Delta t} = -\frac{Bl\,\Delta s}{\Delta t},$$

где B − магнитная индукция, размерность которой: $Вольт \cdot \frac{с}{м^2} = \frac{кг}{с^2 \cdot А}$ [4]. Для одного витка катушки радиуса R длина проводника $l = 2\pi \cdot R$. В кольцевом магнитном зазоре с

радиальным полем площадь цилиндрической поверхности, покрываемая витком $\Delta s = 2\pi \cdot R \cdot \Delta x$. Следовательно, напряжение, снимаемое с концов катушки, содержащей N витков, при движении маятника, есть функция времени:

$$U_N(t) = -2\pi \cdot R \cdot BN \cdot \frac{\Delta x}{\Delta t} = -G \cdot \dot{x}(t), \tag{3}$$

где $G = 2\pi RBN = Const$, которую назовем электродинамической постоянной сейсмоприемника; размерность G: $[G]= [R]\ [B]\ [x]\ [t]^{-1} = \frac{м \cdot кг}{с^2 \cdot А} = \frac{Н}{А}$ [4].

Отсюда следует, что $dx = -\frac{U_N(t)}{G}dt$ и

$$\int_0^t dx = -\frac{1}{G}\int_0^t U_N(\tau)d\tau = x(t). \tag{4}$$

Таким образом, при $x(0) = 0$ сейсмограмма (в *метрах*) вычисляется из велосиграммы (в *Вольтах*) с помощью интеграла по времени с переменным верхним пределом. Коэффициентом, играющим роль индикаторного увеличения, является величина G, значение которой зависит не только от конструкции типа сейсмоприемника, но и от численных параметров конкретного его экземпляра.

Можно определить соответствующие значения G_k для каждого СП и среднее значение G с квадратичной погрешностью. В частности, для сейсмоприемников СМ3-КВ с заводскими номерами 64 и 78 получены следующие значения электродинамической постоянной: $G_{64} = 81{,}26 \pm 0{,}83$; $G_{78} = 85{,}75 \pm 1{,}15$. В результате, пользуясь выражением (4), можно определить сейсмограмму (в *метрах*), записанную каждым данным каналом.

Отметим, что, применяя к полученным первым или вторым способом сейсмограммам решение обратной задачи сейсмометрии [5, 6, 7], можем прийти к истинному (исправленному на частотную характеристику данного канала) движению точки грунта или точки сооружения, а при необходимости их истинные скорости и ускорения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Задача регистрации откликов грунта, зданий и сооружений в стандартных физических единицах имеет принципиальное значение для экономической оптимизации строительства в сейсмических регионах. В статье приведены два варианта решения этой задачи, которые могут быть использованы для изучения движения объекта как с помощью сейсмической аппаратуры, так и с использованием несложных средств, доступных для изготовления в лабораториях ВУЗа.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Е.Ф. Саваренский, Д.П. Кирнос. Элементы сейсмологии и сейсмометрии. М., Гос. изд-во технико-теоретической литературы, 1955. 544 с.
2. Д.П. Кирнос. Некоторые вопросы инструментальной сейсмологии. Тр. Геофизического института АН СССР № 27 (154). М., Изд. АН СССР 1955. 168 с.
3. Аппаратура и методика сейсмометрических наблюдений в СССР. М., «Наука», 1974. 244 с.
4. Х. Кухлинг. Справочник по физике. М., «МИР», 1982. 520 с.
5. Г.Н. Бугаевский, А.Н. Шулбаев. Теоретические отклики сейсмографов на специальные импульсные возбуждения. Сб. «Физика сейсмических волн и внутреннее строение Земли. М., "Наука", 1983,с.49-55.
6. Г.Н. Бугаевский, Э.В. Литвинова. Проверка устойчивости алгоритма решения обратной задачи сейсмометрии по методу Линза. Строительство и техногенная без-опасность.Сб. науч. тр, вып. 7. Симферополь, КАПКС, 2002, с. 121-125.

7. Г.Н. Бугаевский, Э.В. Литвинова. Методика визначення дійсного руху коливальних систем. Вісник Київського національного університету імені Тараса Шевченка. Геологія. 41, 2007, с. 69-73.

УДК 550.34; 699.841:624.04

ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК КОЛЕБАНИЙ ЗДАНИЯ С УЧЕТОМ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ

Э.В. Литвинова, А.Г Попов, В.В. Спрожецкий

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Показано применение методики неразрушающего инструментального инженерно-сейсмологического обследования зданий и сооружений с использованием сейсмических методов, аппаратуры и оборудования в комбинации с использованием компьютерного моделирования строительных объектов для динамического расчета конструкций.

динамические нагрузки, упругое основание, собственные колебания, инерционные (сейсмические) силы, спектры смещений

Каждому зданию или сооружению присущ индивидуальный комплекс параметров динамических характеристик колебаний, как следствие свойств подстилающего грунта и фундамента объекта, вида и качества соединений отдельных блоков, частей и элементов объекта, изменение которых отображается соответствующими изменениями параметров динамических характеристик о колебаниях объекта в целом, его отдельных блоков, частей и элементов.

Определение возможных динамических нагрузок требует знания информации о сооружении как материальной системе и о сигнале как о причине механического воздействия. Поэтому принципиальное значение приобретает экспериментальное изучение отклика сооружения на механическое воздействие. С одной стороны, это возможность эмпирической проверки теоретических оценок, а с другой - самостоятельное средство изучения сейсмостойкости конструкций. Важно выяснить последовательность развития резонансных явлений в конструкции, последовательность изменения реакций связей и их разрушения [1, 2]. Для решения этой проблемы целесообразно использовать искусственные источники механического воздействия.

Сложность испытания конструкции динамической нагрузкой заключается в том, что испытательные нагрузка и регистрирующие приборы представляют собой механизмы, приводимые в движение во время испытания. Основное требование - их синхронная и четкая работа.

Требования при выполнении всего цикла испытаний:

- максимальное воспроизведение реальных условий эксплуатации объекта испытаний - наиболее полный учет всего спектра воздействий на объект, как со стороны смежных элементов конструкции, так и со стороны внешней сферы;
- обеспечение максимальной достоверности результатов испытаний - использование адекватных методов и средств испытаний;
- сокращение трудоемкости и стоимости испытательных работ - широкое использование средств автоматизации испытаний и вычислительной техники.

Знание частот и формы соответствующих колебаний сооружения позволяет ещё до его расчёта на динамическую нагрузку предугадать качественную картину вынужденных колебаний, максимально сократить этот расчёт и выявить невыгодные значения частот периодических нагрузок и продолжительности кратковременных нагрузок.

Схема расчета на механическую нагрузку:

- выбор объекта исследования;
- выбор источника возбуждения в соответствии с поставленной задачей, условиями проведения эксперимента и объектом исследования;

- измерение пространственных микроколебаний по трем компонентам *X*, *Y* и *Z* по схеме наблюдений, которая определяет цель и детальность обследования объекта, т. е. по сетке с определенным шагом в трех взаимноперпендикулярных плоскостях, проходящих по ширине (*X*-компонента), длине (*Y*-компонента) и высоте (*Z*-компонента) объекта, что позволяет достоверно описать его пространственные колебания;

- измерение и запись в частотном диапазоне 0.1-40 Гц пространственных микроколебаний грунта (основания) и точек здания, возникающих под воздействием микросейсмического фона искусственного происхождения с помощью трехкомпонентных датчиков и регистрирующей аппаратуры (верхний уровень частотного диапазона установлен на основании требований санитарных норм для жилых помещений и возможных частот собственных колебаний отдельных элементов зданий и сооружений);

- выбор расчетной схемы модели с определением масс соответствующих частей и размещением ее в узлах, где расположены сосредоточенные массы;

- определение частот и периодов собственных колебаний по результатам динамических испытаний (не менее трех форм колебаний) [3];

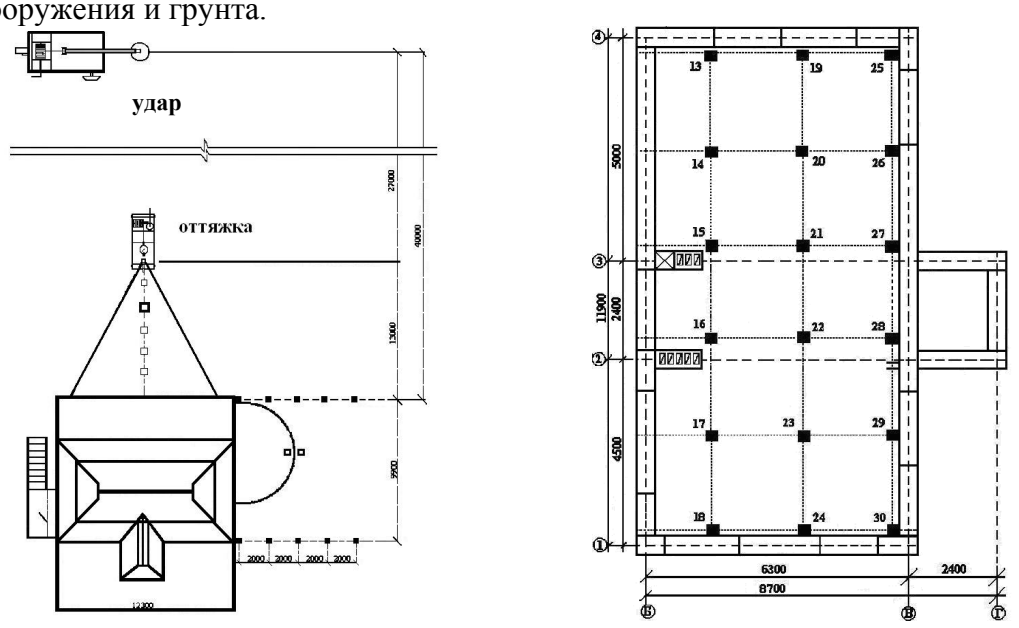
- после определения горизонтальных сейсмических нагрузок дальнейшие расчеты здания ведут в предположении статического действия сейсмических сил требуемой расчетной интенсивности.

Для выполнения эксперимента применялся способ захватывания всего объекта петлей троса на уровне цоколя, надеваемой на крюк специального тянущего устройства (рис. 1, а).

Оттяжка производилась на четырех ступенях динамического воздействия (5÷12.5 кН с интервалом 2.5 кН) с целью выявления зависимости характера отклика здания от уровня воздействия.

Импульсное воздействие обеспечивалось резким сбрасыванием оттягивающего усилия. После сбрасывания петли с крюка лебедки, здание совершало затухающие собственные колебания.

В каждой точке регистрации в здании и в общей базовой точке на грунте записывался отклик сооружения и грунта.



а **б**

Рис. 1:

а - расстановка аппаратуры в профилях по грунту на генплане объекта:

□ - переносной трехкомпонентный комплект аппаратуры;

■ - стационарный (базовый) комплект аппаратуры;

б - план расположения трехкомпонентного комплекта аппаратуры в точках здания.

Измерение колебаний осуществлялось трехкомпонентными датчиками (маятниками СМ-3КВ с периодом собственных колебаний 2 с) в частотном диапазоне 0.1-40 Гц, обеспечивающих регистрацию по координатам *X*, *Y* и *Z* одновременно.

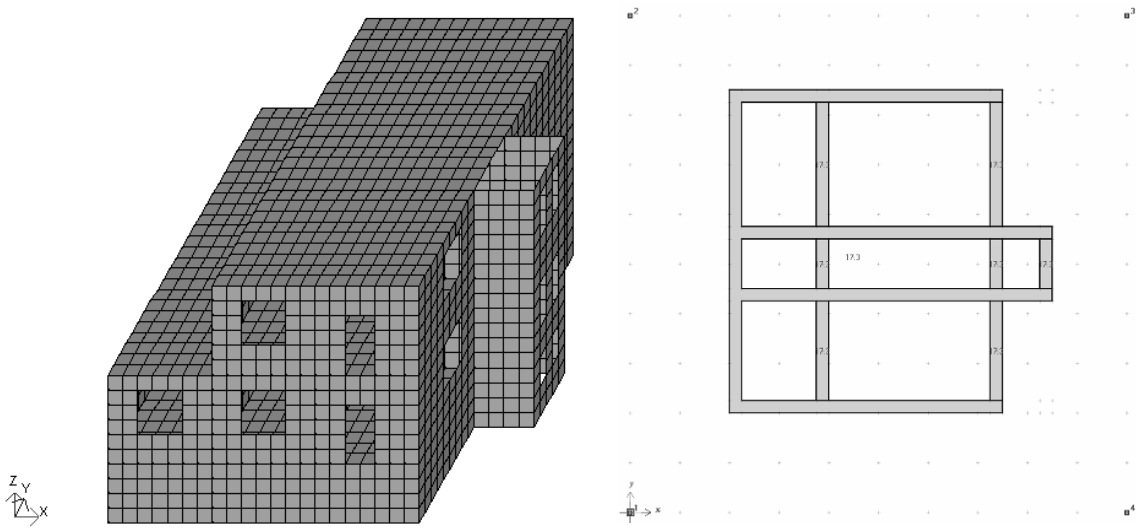
Здание было разбито пространственной сеткой с размерами ячейки 2.2х2.2 м, в каждом из перекрестий которой осуществлялась установка комплекта датчиков (рис. 1, б). Реакция здания на импульсное воздействие записана в 80-ти точках пространственной решетки в объеме здания [4].

Выполнен расчет пространственной системы (рис. 2, а) на статические и динамические воздействия:

- по классическому методу конечных элементов в ПК PRIS 95;
- с выбором расчетных сочетаний усилий и на упругом основании в ПК ЛИРА 9.6;
- по методике определения физического состояния зданий и сооружений [5-8]. Предлагаемая методика позволяет численные значения параметров динамических характеристик колебаний здания или сооружения использовать в качестве диагностических признаков их физического состояния.

Для исследуемого здания сформирована пространственная модель грунтового основания по заданным инженерно-геологическим условиям площадки строительства (рис. 2, б) и определены:

- поле осадок и жесткости упругого основания на сжатие и на сдвиг (коэффициенты постели C_1 и C_2);
- основные кинематические характеристики колебаний: круговая частота w (рад/с); частота колебаний υ (Гц); период колебаний T (с);



а **б**

Рис. 2:

а - расчетная схема здания;

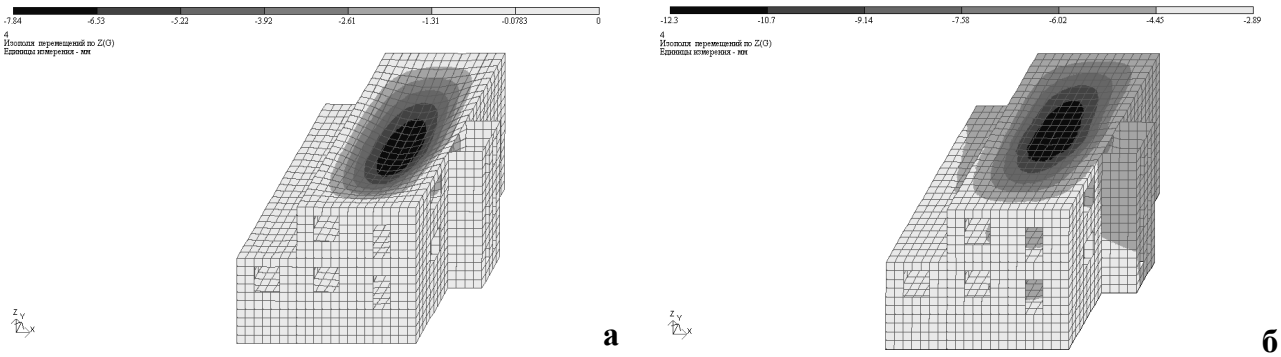
б - модель грунта с нагрузками от существующего здания.

- максимальные значения амплитуд перемещений по *X*, *Y*, *Z*-компонентам для РСН 1-4 и РСУ 1-3 (рис. 3, 4), для пространственной системы на упругом основании и полученные при обследовании здания повторяющимся механическим воздействием (табл. 1);
- горизонтальные инерционные (сейсмические) силы (рис. 5);

Таблица 1

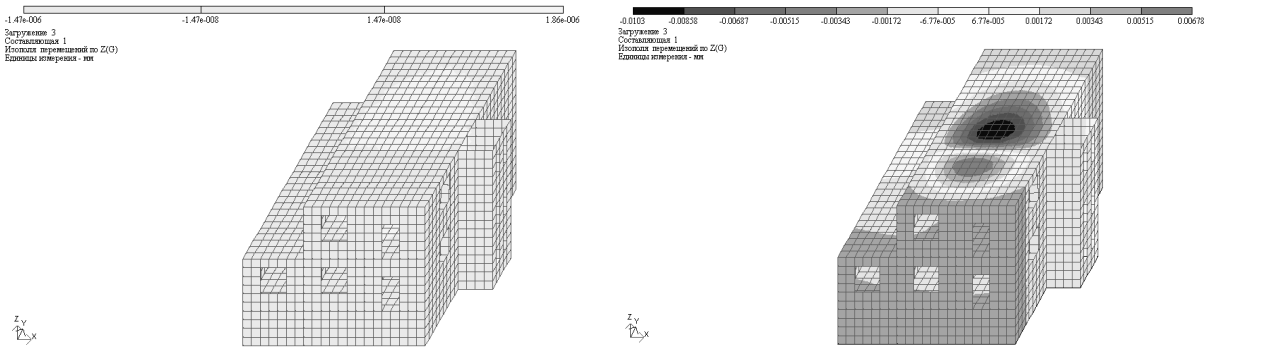
Максимальные значения амплитуд перемещений здания (мм)

№ формы	Экспериментальные			ПК ЛИРА 9.6		
	X(G)	Y(G)	Z(G)	X(G)	Y(G)	Z(G)
1	0.0070	0.028	0.0222	0.0020	0	0.007
2	0.0046	0.107	0.0333	-0.0044	0.233	0.089
3	0.0588	0.056	0.2440	0.0203	0.226	0.862



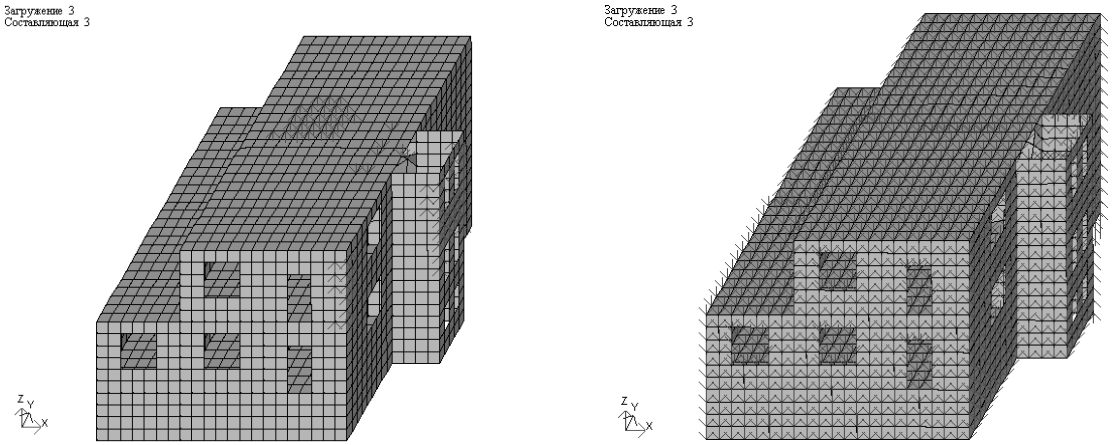
а **б**

Рис. 3. Изополя перемещений для РСН 4 по *Z*-компоненте:
а - без учета грунтовых условий;
б - на упругом основании.



а **б**

Рис. 4. Изополя перемещений для загружения 3 (РСУ) по *Z*-компоненте:
а - без учета грунтовых условий;
б - на упругом основании.



а **б**

Рис. 5. Инерционная сила J_z (сила по *Z*) для загружения 3 (РСУ):
а - без учета грунтовых условий;
б - на упругом основании.

- значения относительной погрешности $\delta = \frac{|\omega_{\text{true}} - \omega_{\text{means}}|}{\omega_{\text{true}}} \cdot 100\%$ (где ω_{true} - экспериментальные значения, а ω_{means} - значения, рассчитанные в ЛИРА 9.6 и ПК PRIS 95) расчета частот собственных колебаний здания (табл. 2, 3).

Таблица 2

Значения относительной погрешности расчета частот собственных колебаний в ПК ЛИРА 9.6

№ формы	Экспериментальные (Гц, 100%)	ПК ЛИРА 9.6			
		без учета грунтовых условий		на упругом основании	
		частота (Гц)	δ, %	частота (Гц)	δ, %
1	1.52	1.31	14	1.55	2
2	3.62	11.79	226	4.34	20
3	5.70	14.16	148	4.62	19

Таблица 3

Значения относительной погрешности расчета частот собственных колебаний в ПК PRIS 95

	Частоты (Гц)		
Этаж	экспериментальные	ПК PRIS 95	δ, %
1	1.87	1.77	5
2	3.47	3.36	3
3	5.67	6.86	21

ВЫВОДЫ

1. Относительная погрешность расчета частот собственных колебаний здания, полученных при обследовании здания повторяющимся механическим воздействием и в ПК PRIS 95 и ЛИРА 9.6 **(**на упругом основании) (табл. 3, 4) не превышает 20%.

2. Спектры (частоты и амплитуды) смещений точек по этажам здания содержат четко проявляющиеся максимумы (рис. 6). Вариации значений спектров в пределах этажа можно связать с расположением несущих стен и лестничного марша, дверных и оконных проемов в несущих конструкциях.

3. Графики отклонения частот форм собственных колебаний относительно среднего значения частоты для каждой плоскости наблюдения (рис. 7) отображают фактическое физическое состояние отдельных элементов обследованного объекта.

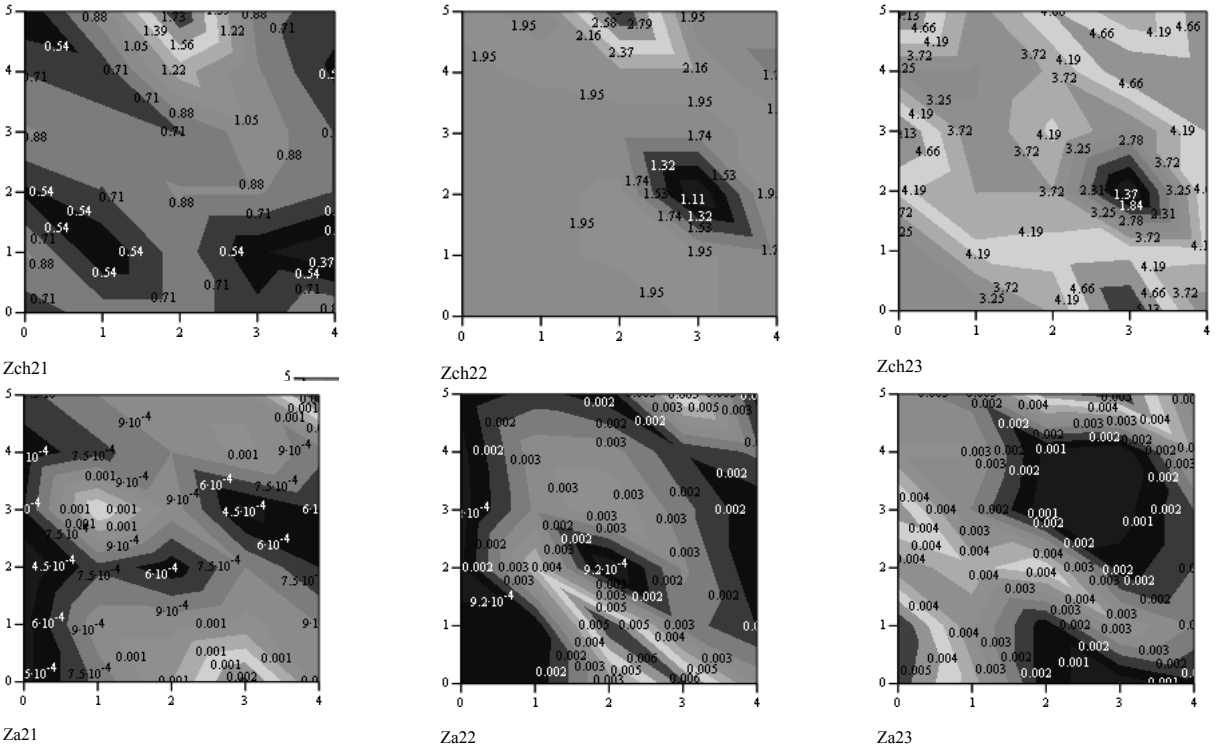


Рис. 6. Частоты и амплитуды смещений точек 2 этажа по *Z*-компоненте (3 формы колебаний).

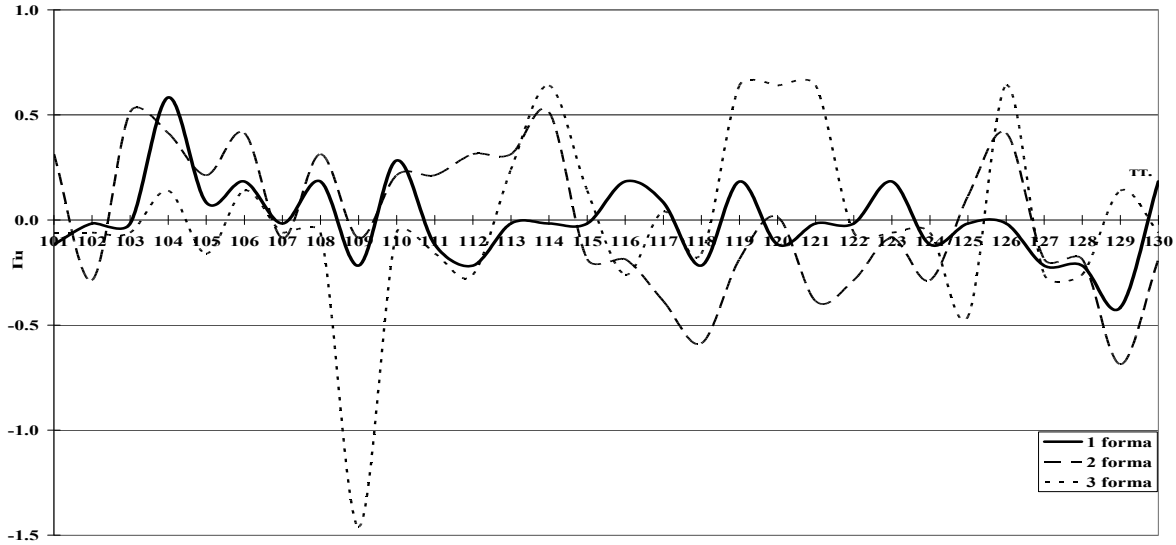


Рис. 7. График отклонения частот форм собственных колебаний относительно среднего значения частоты по *X*-компоненте (1 этаж).

4. Графики пространственной формы горизонтальных колебаний здания на первой частоте (рис. 8) соответствуют поперечным профилям, находящимся на одинаковых расстояниях друг от друга. Значения по вертикальной оси соответствуют номеру этажа в перекрытии, где производились наблюдения.

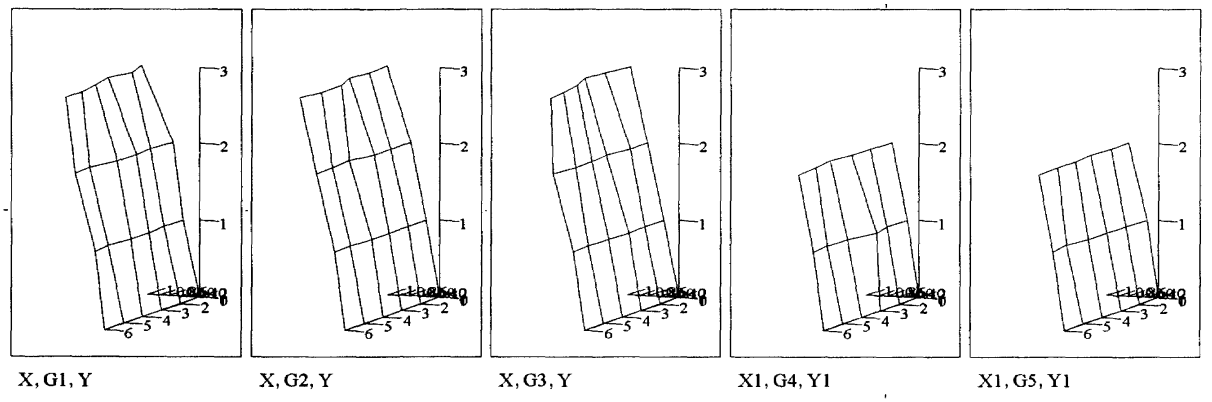


Рис. 8. Пространственная форма колебаний здания на первой частоте.

5. Полученные результаты позволяют судить о большом влиянии подстилающего грунта, сейсмические свойства которого учтены при компьютерном моделировании недостаточно. Понятие категории грунтов, используемое в коэффициенте динамичности, не может исчерпать разнообразия строения и спектральных свойств грунтов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бугаевский Г.Н. Проблема динамических исследований на основе сейсмометрических записей / Бугаевский Г.Н. // Сейсмологический бюллетень Украины за 2000 год. - Симферополь. - 2002. - С. 102-104.
2. Бугаевский Г.Н. Спектрально-динамические и диссипативные свойства элементов сооружения / Бугаевский Г.Н. // Строительство и техногенная безопасность. - Симферополь: НАПКС, 2005. - Вып. 11.- С. 85-88.
3. Исследования вариаций во времени динамических характеристик пространственного объекта / [отчет о научно-исследовательской работе (госбюджетное финансирование)]. - Симферополь. - 2006. - 122 с.
4. Геофизические и физико-математические основы анализа сейсмостойкости и сейсмозащиты сооружений / [отчет о научно-исследовательской работе (госбюджетное финансирование)]. - Симферополь.- 1999. - 72 с.
5. Бугаевский Г.Н. Комплексная методика детального исследования реакции элементов сооружения на механическое воздействие / Бугаевский Г. Н., Литвинова Э.В. //

Строительство и техногенная безопасность. Симферополь: НАПКС, 2008. - Вып. 24-25. - С 4-22.

6. Бугаєвський Г.М. Методика визначення дійсного руху коливальних систем як основа динамічної паспортизації споруд / Бугаєвський Г.М., Літвінова Е.В. // Будівельні конструкції. - Київ: НДІБК, 2008. - Вип. 69. - С. 209-216.
7. Литвинова Э.В. Инструментальное определение истинного смещения грунта и точек здания / Литвинова Э.В. // Будівельні конструкції. Будівництво в сейсмічних районах України. - Київ: НДІБК, 2006. - Вип. 64. - С. 324-329.
8. Литвинова Э.В. Методы определения параметров динамических характеристик колебаний зданий и сооружений / Литвинова Э.В., Попов А.Г. // Будівельні конструкції. - Київ: НДІБК, 2010. - Вип. 73. - С. 170-176.

УДК 519.600

МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА КОНСТРУКЦИЮ.

Вдовиченко В.В., преподаватель-стажер, Чемодуров В.Т., д.т.н., проф.

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

В статье предлагается модель сейсмического воздействия на объект, основанная на теории случайных функций. Центральное место уделено математическому описанию движения частиц грунта в реальном процессе его колебания. С этой целью используются вероятностные методы представления случайных функций в виде гармонических рядов, спектрального разложения дисперсии случайного процесса.

Как известно, структура сейсмического сигнала определяется механизмом очага и закономерностями процесса распространения сейсмических волн в упругом полупространстве. Вместе с тем, сейсмический сигнал всегда осложнен фоном механических шумов, носящих характер случайного процесса.

Для математического описания движения частиц грунта применена общая теория волновых процессов. Математическое описание движения частиц грунта опирается на общую теорию волновых процессов, которая применяется при расчетах параметров нерегулярных волновых процессов и амсробирована при изучении влияния волнения моря на движущиеся объекты.

Ключевые слова: гармоника, волновые процессы, спектральная плотность, вероятностные методы.

На практике часто встречаются случайные процессы, обладающие волновым свойствам – стационарностью. Стационарным называется такой процесс, вероятные свойства которого не зависят от начала отсчета времени. Свойство стационарности существенно упрощается весь аппарат теорий случайных процессов. Так у стационарного процесса средняя и дисперсия есть постоянная числа.

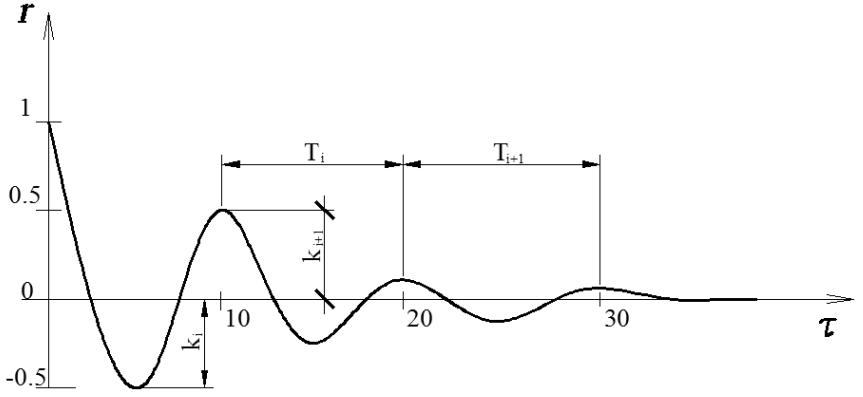


Рис. 1.

Установившийся случайный процесс обладает еще одним существенным свойством – ординаты его распределяются по нормальному закону. Эти законы полностью определяются средними значениями и корреляционными моментами. Для данных процессов корреляционная функция имеет вид затухающей косинусоиды (рис. 1).

Затухающая косинусоида такого вида хорошо аппроксимируется формулой :

$$k_x(\tau) = D_x e^{-\alpha|\tau|} \cos \beta\tau \tag{1}$$

Пусть T_i, $i = 1, n$ есть периоды $k_x(\tau)$. Средний период будет равен:

$$T_{cp} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} T_i \tag{2}$$

Величина β представляет собой среднюю частоту корреляционной функции:

$$\beta = \frac{2\pi}{T_{cp}} \tag{3}$$

Параметр α является коэффициентом ее затухания.

Обозначим ν_i - логарифмический декремент затухания соседних экстремумов k_i и

$$k_{i+1} . \nu_i = \ln \left| \frac{k_i}{k_{i+1}} \right| . \tag{4}$$

Средний декремент затухания будет:

$$\nu_{cp} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} \nu_i \ . \tag{5}$$

В этом случае параметр определяется выражением

$$\alpha = \frac{\nu_{cp}}{T_{cp}/2} = \nu_{cp} \frac{2}{T_{cp}} \cdot \frac{\pi}{\pi} = \nu_{cp} \frac{\beta}{\pi} . \tag{6}$$

Для физических одинаковых случайных процессов отношение

$$\frac{\alpha}{\beta} = \frac{\nu_{cp}}{\pi}$$

оказывается довольно устойчивым.

Для учета начального сдвига фазы кривой предложена следующая формула:

$$k_x(\tau) = D_x e^{-\alpha|\tau|} (\cos \beta\tau - \frac{\alpha\beta}{2\alpha^2 + \beta^2} \sin \beta|\tau|) . \tag{7}$$

На практике весьма полезной оказывается еще одна характеристика стационарных случайных процессов, которую называют спектральной плотностью. Для выяснения смысла этой характеристики рассмотрим вначале некоторую неслучайную функцию *X(t)*. Эту функцию можно представить в виде суммы отдельных гармоник с частотами ω_i и амплитудами A_i и B_i.

$$X(t) = A_0 + \sum_{i=1}^{n} (A_i \cos \omega_i t + B_i \sin \omega_i t) . \tag{8}$$

Величины A_0, A_i, B_i находятся как коэффициенты ряда Фурье. Выражение (8) можно записать в виде:

$$X(t) = A_0 + \sum_{i=1}^{n} C_i \cos(\omega_i t + \varphi_i) , \tag{9}$$

где $C_i = \sqrt{A_i^2 + B_i^{\,2}}$; $\varphi_i = arctg\dfrac{B_i}{A_i}$.

Спектром функции *X(t)* называют функцию определяющую зависимость амплитуд C_i от частот ω_i . Эта функция характеризует внутреннюю структуру неслучайного процесса *X(t)*.

Теперь рассмотрим стационарный случайный процесс *X(t)*. Доказано, что такой процесс можно также разложить на элементарные гармоники с частотами ω_i и амплитудами U_i и V_i, которые, в отличие от неслучайной функции, будут случайными величинами. Таким образом, всякий стационарный случайный процесс можно представить в виде:

$$X(t) = m_x + \sum_{i=1}^{\infty}(U_i \cos\omega_i t + V_i \sin\omega_i t)\,, \tag{10}$$

где m_x - среднее процесса. Если рассматривать движение частиц грунта при сейсмическом импульсе как стационарный процесс (в определенном промежутке времени), то в этом случае $m_x = 0$. Процесс (10) будет стационарным в широком смысле при соблюдении следующих условий:

- средние значения случайных величин равны нулю $\overline{U_i} = \overline{V_i} = 0;$

- дисперсии случайных величин одинаковы $D_{ui} = D_{vi} = D_i;$

- величины U_i и V_i некоррелированны при каждом *i* $k_{uivi} = 0.$

Представление *X(t)* в форме (10) при соблюдении перечисленных условий называется каноническим разложением случайного процесса.

Дисперсия процесса (10) по теореме о дисперсии суммы некоррелированных случайных величин:

$$D_x = \sum_{i=1}^{n}(D_{ui}\cos^2\omega_i t + D_{vi}\sin^2\omega_i t) = \sum_{i=1}^{n} D_i\ . \tag{11}$$

Имея в виду непрерывность частот ω_i, удобно рассматривать частоты на равных интервалах $\Delta\omega$ и ввести понятие плотности дисперсии:

$$S_x(\omega_i) = \frac{D_i}{\Delta\omega}. \tag{12}$$

Здесь $S_x(\omega_x)$ - средняя дисперсии на интервале частот $\omega_i \le \omega \le \omega_{i+1}$. На основании (11) будем иметь:

$$D_x = \sum_{i=1}^{n} D_i = \sum_{i=1}^{n} S_x(\omega_i)\cdot\Delta\omega\,. \tag{13}$$

Перейдя к пределу $\Delta\omega \to 0, n = \infty, \omega_i = \omega$ будет непрерывным параметром. Получим:

$$D_x = \int_0^{\infty} S_x(\omega)\cdot d\omega\,. \tag{14}$$

Непрерывная функция $S_x(\omega)$ называется спектральной плотностью случайного стационарного процесса. Функции $S_x(\omega)$ и $k_x(\tau)$ связаны друг с другом косинус – преобразованием Фурье:

$$S_x(\omega) = \frac{2}{\pi}\int_0^{\infty} k_x(\tau)\cos\omega\tau \cdot d\tau\,. \tag{15}$$

Нормированной спектральной плотностью называют функцию

$$S_x(\omega) = \frac{S_x(\omega)}{D_x}, \tag{16}$$

$$\text{очевидно } \int_0^{\infty} S_x(\omega)d\omega = 1\,. \tag{17}$$

Используя зависимость (15) для корреляционной функции (7) можно получить

$$S_x(\omega) = D_x \frac{4}{\pi}\cdot\frac{\alpha b^2}{2\alpha^2+\beta^2}\cdot\frac{\omega^2+\alpha^2}{\omega^4+2a^2\omega^2+b^4}, \tag{18}$$

Где $a^2 = \alpha^2 - \beta^2$, $b^2 = \alpha^2 + \beta^2$

Частота ω_1 максимума функции (18) определяется из уравнения

$$\frac{dS_x(\omega)}{d\omega} = 0,$$

$$\omega_1 = \beta\sqrt{\sqrt{1+4\frac{\alpha^2}{\beta^2}} - \frac{\alpha^2}{\beta^2}}\,. \tag{19}$$

С учетом того, что $\alpha/\beta \approx 0{,}2$, будем иметь:

$$\omega_1 \approx 1{,}02\beta, \tag{20}$$

то есть частота максимума спектра приблизительно равна средней частоте корреляционной функции. Это обстоятельство часто используют при рассмотрении спектров случайных процессов.

По формуле (18) может быть построен спектр волнового процесса, если заданы параметры его корреляционной функции α и β, а также известна дисперсия D_x. Покажем это на примере хорошо изученного волнения моря. На рис. 2 приведены нормированные спектры для различной бальности волнения моря 8, 6 и 4 балла (соответственно кривая 1, 2 и 3). Как видно, с уменьшением интенсивности волнения частота максимума спектра ω_{1i} смещается вправо.

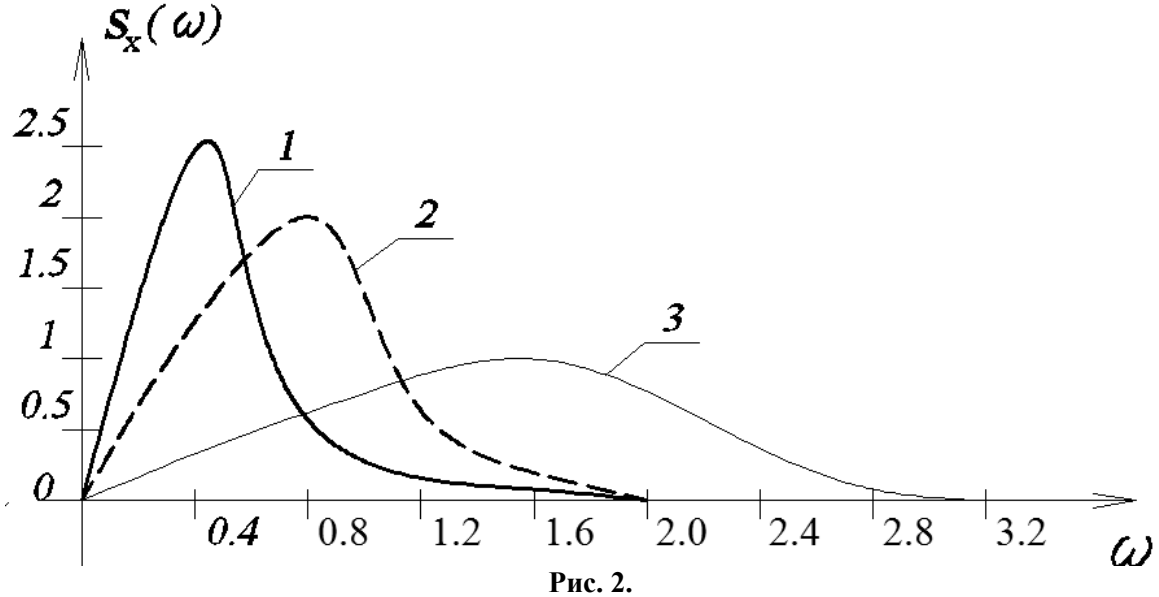


Рис. 2.

Существенным для характеристики спектра является его площадь:

$$D_b = \int_0^\infty S_b(\omega) \cdot d\omega . \tag{21}$$

Дисперсия D_b связана с интенсивностью волнового процесса. Она возрастает с увеличением амплитуды волнения.

Ширина спектра волнения характеризуется параметром ε:

$$\varepsilon = \left(1 - \frac{\left[\int_0^\infty \omega^2 S_b(\omega) d\omega \right]^2}{\int_0^\infty \omega^4 S_b(\omega) d\omega} \right)^{1/2} . \tag{22}$$

Если $\varepsilon < 0{,}4,$ то спектр называется узким, а функция $S_b(\omega)$ сосредоточена вблизи одной частоты. При широком спектре $(\varepsilon > 0{,}4),$ функция $S_b(\omega)$ распределена в более широком диапазоне частоты ω. Выражение формы спектра в виде:

$$S_b = \frac{S_b(\omega)}{D_b}$$

удобно для подбора аппроксимирующих функций. При этом дисперсиям D_b служит масштабом спектра $S_b(\omega)$ при заданной функции $S_b(\omega)$.

Как правило, в большинстве практических случаев отношение $\frac{\alpha}{\beta} = \frac{\nu_{cp}}{\pi}$ носит довольно устойчивый характер и колеблется вблизи $\alpha/\beta \approx 0{,}21...0{,}22$. Это позволяет назначить один из параметров (например β) и определить второй приблизительно по (23).

Как было показано выше, волновые случайные процессы достаточно хорошо описываются корреляционной функцией (7), которая имеет спектр (18). Для данного спектра характерно наличие ординат при $\omega = 0$ и $\omega = \beta$.

При $\omega = 0$ имеем:

$$S_b(0) = \frac{4}{\pi} D_b \cdot \frac{\alpha b^2}{2\alpha^2 + \beta^2} \cdot \frac{\alpha^2}{b^4} . \tag{24}$$

При $\omega = \beta$ получим:

$$S_b(\beta) = \frac{4}{\pi} D_b \cdot \frac{\alpha b^2}{2\alpha^2 + \beta^2} \cdot \frac{b^2}{\alpha^4 + 4\alpha^2\beta^2} . \tag{25}$$

Эта ордината равна максимальной.

Рассмотрим отношение

$$\frac{S_b(0)}{S_b(\beta} = \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)^4 \cdot \frac{4 + \frac{\alpha^2}{\beta^2}}{\left(1 + \frac{\alpha^2}{\beta^2} \right)^3} . \tag{26}$$

Если $\alpha/\beta = 0{,}2$, то $S_b(0) = 0{,}0056 S_b(\beta)$. Как видно, ордината спектра при $\omega = 0$ достаточно мала. При $\omega \to \infty$ спектр (18) быстро затухает. Таким образом, для оценки волновых процессов достаточно рассматривать только существенную часть спектра. Что касается рассмотрения спектра по оси частот, то, как отмечалось, оно определяется частотой его максимума ω_1. При $\alpha/\beta = 0{,}2$, ω отличается от β на 1-2%. Поэтому практически считают, что частота максимумов спектра (18) $\omega_1 = \beta$, то есть равна средней величине корреляционной функции $k_b(\tau)$ (7).

Параметр α определяет величину спектра.

Чем меньше α ,тем ближе процесс волнения к регулярному и тем уже спектр. Его ординаты будут более сосредоточены вблизи частот $\omega = \beta$.

Вопрос о том, на какую динамическую нагрузки должны рассчитывать строительные сооружения, является наиболее сложным и противоречивым в процессе проектирования.

Совершенно очевидно, что основным принципом при решении этого вопроса должно быть максимальное приближение расчетных параметров к реально возможным, причем наиболее тяжелым. В этом отношении вероятностные методы бесспорным преимуществом, так как они позволяют при случайном характере внешнего воздействия учесть их реальные вероятные законы вместо условного выбора отдельных возможных значений или реализаций.

С целью обеспечения высокой надежности строительных конструкций их проектирование следует производить исходя из такого режима сейсмической нагрузки, который может быть встречен в процессе эксплуатации и является наиболее тяжелым в отношении внешних сил, действующих на сооружение.

После выбора волнового процесса и его параметров программируется расчет его нормированной спектральной плотности для ряда дискретных значений ω_i. Как показывает опыт, интервал частот выбирается от $\omega = 0$ до $\omega \le 1{,}6$. Использование нормированной спектральной плотности удобно с той точки зрения, что она не зависит от дисперсии реального волнового процесса.

$$S(\omega) = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{\alpha b^2}{2\alpha^2 + \beta^2} \cdot \frac{\omega^2 + \alpha^2}{\omega^4 + 2a^2\omega^2 + b^4}. \qquad (27)$$

Каждому значению частоты ω_i соответствует дисперсия *i*-ой элементарной волны:

$$\sigma_i^2 = D_b s(\omega_i)\Delta\omega, \;\; \sigma_i = \sigma_b \sqrt{s(\omega_i)\Delta\omega}. \qquad (28)$$

Ординаты частиц поверхности грунта в заданном направлении рассчитывается как сумма элементарных гармоник:

$$X_b = \sum_{i=1}^{\infty} (U_i \cos\omega_i t + V_i \sin\omega_i t)\sigma_i. \qquad (29)$$

В этой формуле U_i и V_i случайная величина с нормальным нормированным распределением.

Скорости и ускорение частиц грунта рассчитывается по формулам:

$$\left.\begin{aligned} V_{xb} = X_b = \sum_{i=1}^{n} (-U_i \sin \omega_i t + V_i \cos\omega_i t)\omega_i \sigma_i, \\ V_{xb} = X_b = -\sum_{i=1}^{n} (U_i \cos \omega_i t + V_i \sin\omega_i t)\omega_i^2 \sigma_i \end{aligned}\right\}. \quad (30)$$

В данных формулах бесконечный род гармоник заменен на их конечное значение, так как дисперсии элементарных волн при больших частотах стремятся к нулевому значению.

ВЫВОДЫ:

Главным в статье является развитие метода оценки параметров движения частиц грунта, определяющих силовое воздействие на фундамент строительного сооружения, на основе теории нерегулярного волнового процесса.

Такой подход дает возможность получить объективную оценку физических процессов и явлений на этапе оценки прочностных характеристик объектов в процессе их эксплуатации. Методика моделирования процессов нерегулярного движения грунта при землетрясениях основана на теории случайных процессов. Если дисперсия волн постоянна при заданной активности землетрясений, то волновой процесс обладает свойствами стационарности. Это свойство позволяет представить случайный процесс волнения в виде суммы отдельных его гармоник с распределением общей дисперсии волны на составляющие, в зависимости от выбора корреляционной функции колебания грунта и ее спектральной плотности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ:

1. Екимов В.В. Вероятностные методы в строительной механике корабля. «Судостроение», Л., 1996 г.
2. Свешников А.А – Определение вероятных характеристик трехмерного волнения моря. Известия АН СССР ОТН №3, 1959 г.
3. Фирсов Г.А. Об энергетическом спектре морского волнения. Труды ЦНИИ МСП, 1958 г.

СЕКЦИЯ 3. «СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ»

УДК 550.34+624.04

ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ В ОБЛАСТИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ СООРУЖЕНИЙ

Г.Н. Бугаевский, доктор физико-математических наук, профессор

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Рассмотрены вопросы развития сейсмологических, инженерно-сейсмических и геодинамических исследований в бывшем СССР и региональных центрах. Отмечена целесообразность экспериментального и математического изучения устойчивости зданий, сооружений, в целом больших систем

геофизические научные центры, вероятностная повторяемость, идентификация сейсмометрических каналов, передаточная функция объекта, обратные задачи, динамический паспорт

Прямое отношение к названию и направлению работ ВУЗа имеют исследования сейсмической, геодинамической опасности для участков территории, зданий и сооружений.

Зона Альпийской складчатости и рифтовые пояса Земли являются самыми активными в тектоническом и сейсмическом отношении областями планеты. Первая состоит из Тихоокеанского кольца и горных систем, простирающихся между Тихим и Атлантическим океанами. Вторая - это система океанических рифтов общей длиной 70 тысяч километров, имеющая два выхода на континентах - в системе Африканских озер и в Байкальской зоне.

Все эти области существуют 200 млн. лет и, может быть, не меньший срок будут действовать в будущем. Человек проживает и будет проживать в этих условиях.

Сейсмоактивная горная система Крыма лежит на северном краю субширотной части складчатой зоны и потому сейсмическая опасность существует здесь практически постоянно. Как известно, предмет науки геофизики не признает административных и политических границ, поэтому неоднократно проводились «Международные геофизические годы», издаются международные геофизические журналы и сводки, бюллетени геофизических наблюдений, работают специализированные международные центры, союзы, программы, школы, группы; проводятся съезды, ассамблеи, сессии. В бывшем Советском Союзе более 40 лет активно действовал, по единой программе, Междуведомственный совет по сейсмологии и сейсмостойкому строительству при Президиуме АН СССР (МСССС), который дважды в год проводил научные сессии - в столице и обычно в одном из сейсмоактивных регионов. После распада Союза научные центры более или менее активно продолжают свою деятельность в регионах. В России: на Камчатке это Камчатский филиал Геофизической службы РАН, на Сахалине − Морской институт геологии и геофизики, в Восточной Сибири - Институт земной коры, в Западной Сибири Институт геологии и геофизики − все Сибирского отделения РАН. Работают региональные центры на Урале, Кольском полуострове, в Калужской области и, конечно в Санкт-Петербурге и Москве. Есть свои геофизические центры (в том числе, в области инженерной геофизики и инженерной сейсмологии) в Казахстане, государствах Средней Азии и Кавказа, Белоруссии и Молдовы.

В области инженерной сейсмологии значительные успехи были достигнуты в России, Армении, Грузии, Молдавии.

В Украине исследования в области геодинамики и сейсмологии начались после крымских землетрясений 1927 г. Эти землетрясения привели в 1928-1929 гг. к созданию в Москве Сейсмологического института АН (теперь - Института физики Земли РАН). После Великой Отечественной войны был организован Совет по сейсмологии, в дальнейшем − Междуведомственный совет по сейсмологии и сейсмостойкому строительству, на одном из заседаний которого, по докладу академика Серафима Ивановича Субботина, было решено создать Институт геофизики Украины. В течение десятков лет Институт геофизики НАН Украины вместе с региональными центрами − отделами в Крыму и Закарпатье − работает в Украине в области сейсмологии и сейсмической опасности. В геофизических исследованиях участвуют также отдельные ВУЗы Украины. Задачами сейсмостойкости зданий и сооружений при этом занимаются различные Научно-исследовательские институты, их лаборатории и ВУЗы. В Крыму, например, это КрымНИИПроект и Национальная академия природоохранного и курортного строительства (НАПКС).

В результате работы геофизиков-сейсмологов и инженеров-строителей Украины были разработаны Государственные строительные нормы для сейсмических районов (ДБН В.1.1-12:2006), которые начали действовать с февраля 2007 г.

В соответствии с картами общего районирования сейсмической опасности, включенными в ДБН, около 2/5 ее территории подвержены

5%-й опасности сейсмического воздействия в 6 и более баллов, юго-запад Одесской области − опасности воздействия в 9 баллов, а юг Крыма и часть Керченского полуострова − 10-балльной опасности с различной вероятностной повторяемостью.

Поскольку для проблем сейсмостойкости сооружений решающее значение имеют исследования динамики сейсмических колебаний, в НАПКС в течение последних 20 лет выполняются именно эти исследования в лабораторных и реальных условиях. С помощью созданного кафедрой МиСС калибровочного стенда обеспечена 95%-ная идентификация сейсмометрических каналов, с использованием которых выполнены наблюдения на отдельных реальных сооружениях и рассчитаны спектры отклика точек сооружения и канала. Результаты этих работ опубликованы в журналах и доложены на многих научных конференциях. Показана высокая повторяемость результатов расчетов по наблюдениям в одной точке и существенные устойчивые различия результатов, полученных для разных точек объекта.

По инициативе НАПКС в ДБН включен частный раздел, определяющий динамическую паспортизацию зданий и сооружений. Цель соответствующих работ состоит в обнаружении необходимых и достаточных фактов локальных вариаций динамических свойств объектов − грунта, зданий и сооружений. Речь идет о выявлении изменений *в конструктивных элементах и в целом в зданиях и сооружениях,* обусловленных отдельными отклонениями от проекта «на строительной площадке», а также об изменениях *с течением времени* динамических параметров за счет старения материалов конструкции и за счет изменения несущих свойств грунта. Эти вариации не могут быть учтены при проектирования объекта и перераспределениях нагрузок на несущие конструкции. Они требуют экспериментального динамического определения и контроля в период строительства и эксплуатации. Такое направление научно-исследовательских работ в настоящее время является относительно свободным («научная ниша») при всей его актуальности.

В целом указанные исследования должны составлять основное содержание **анализа и экспертизы сейсмической и динамической безопасности зданий, сооружений и в целом критичных инфраструктур территорий.** Известно, что карты любого масштаба районирования сейсмической опасности в баллах или максимальных ускорениях движения грунта при определенных вероятностных оценках повторяемости сейсмических событий *не являются моделями геодинамических процессов. Это лишь статические схемы географического распределения максимальных значений ускорений (и сил инерции) при возможных сильных землетрясениях в любой точке выделенных зон.*

Основные направления **динамических** исследований состоят в следующем.

1. Изучение динамически обоснованных результатов регистрации импульсных и волновых процессов.

   1.1. Исследования распространения волновых процессов, вызванных местными близкими землетрясениями. Определение реакции любого объекта на геодинамическое воздействие с помощью системного подхода к передаточной функции объекта через его «выход» при заданном входном сигнале.

   1.2. Выполнение длительных экспедиционных сейсмологических наблюдений на свободной площадке или в определенной близости к построенному сооружению с целью определения входного сейсмического сигнала от опасных близких очагов (для п. 1.1 ДБН).

   1.3. Решение обратных задач для колебательных систем и определение частотных характеристик аппаратуры, естественных объектов и искусственных сооружений.

2. Выполнение экспериментальных наблюдений выходного сигнала в объеме сооружения. (Регистрация отклика на реальный сигнал от землетрясения во многих десятках точек в сооружении технически и организационно чрезвычайно сложна. Существующие программные средства позволяют рассчитать выходной сигнал. Для этого необходимо располагать, кроме входного сигнала еще вторым системным элементом − передаточной характеристикой самого объекта. Вид реальной характеристики с достаточной степенью точности и достаточно быстро можно определить с помощью регистрации реакции объекта на специальное неразрушающее искусственное механическое воздействие).

3. Динамическая паспортизация зданий, сооружений и территорий как система периодического контроля их механической устойчивости на внешние воздействия. Динамическая паспортизация объекта с помощью искусственных воздействий позволяет, с одной стороны, за считанные дни оценить передаточную характеристику и ее вариации в пространстве объекта, с другой − путем контроля за счет повторных наблюдений увидеть изменения во времени несущей способности сооружения и определить темп этих изменений. Только экспериментальное динамическое изучение объекта (динамическая паспортизация) может определить его фактическую сейсмостойкость. Результат этого изучения − динамический паспорт − по определению ДБН есть «документ, удостоверяющий отклик объекта на механическое воздействия в момент наблюдения». Динамические паспорта дадут определенную количественную характеристику физико-механического качества сооружения.

4. Оценка степени опасности территорий, обусловленной относительно медленными геодинамическими процессами (включающими оползни и пр.).

5. Изучение медленных однонаправленных геодинамических процессов, связанных с местными проявлениями оползней (оценка объема тела оползня и формы его ложа с целью определения способов и возможности стабилизации оползня).

6. Определение соотношения размеров территорий, подверженных сейсмическим и оползневым воздействиям; использование статистических приемов и понятия риска.

Данное направление − как выполнение систематических исследований − является относительно новым. Оно может быть осуществлено на количественной основе также с помощью понятия переходной характеристики системы, как функции не только механических, но и других параметров. Потребуется постановка предварительных теоретических и экспериментальных работ для изучения «входа» и «выхода» системы, включающих анализ существующего состояния проблемы;

- выбор измерительных средств, определение их эффективности, организация приобретения или производства;
- выбор модели для проведения системных исследований;
- испытание модели на объекте;
- формирование методики и инструкции для выполнения измерений.

Как упомянуто ранее, специалистами кафедры МиСС выполнена подготовительная часть исследований раздела 1, достаточная для обоснования их необходимости. Эти результаты свидетельствуют о возможности получения экспериментальной спектральной оценки устойчивости сооружения. Перспектива этих исследований для НАПКС достаточно ясна, здесь имеется не только задел, но и определенные результаты в метрологической калибровке аппаратуры, в разработке новых ее видов, в методике анализа числовой информации, имеются определенные научные кадры. Дальнейший успех этих работ зависит от правильности использования ВУЗом государственных и региональных решений по данному направлению.

Раздел 2 целесообразно выполнять также силами НАПКС. Однако здесь потребуются совместные усилия ряда кафедр и, может быть, других ведомств.

Можно отметить, что оба направления стали объектом совместных работ НАПКС (кафедры механики и сейсмостойкости сооружений) по заключенным договорам с Институтом геофизики НАН Украины, с Национальным техническим университетом «КПИ» («Киевская политехника»), с Центром службы геодинамических наблюдений в энергетической отрасти России (Москва). Работы кафедры механики и сейсмостойкости систематически докладываются на конференциях, посвященных сейсмической опасности и сейсмостойкости сооружений, организуемых Научно-исследовательским институтом строительных конструкций (НИИСК), а также экологическим проблемам на геологическом факультете Национального Киевского университета им. Тараса Шевченко.

Кратко рассмотренная последовательность развития научных исследований в области геодинамики и сейсмологии на территории СНГ свидетельствует об определенной линии создания и развития региональных центров, ориентированных на выполнение конкретных направлений изысканий.

Продолжение исследований может привести к созданию научно-технического подразделения с конкретным направлением работ − центра определения устойчивости больших динамических систем (в частности, динамической паспортизации искусственных сооружений и естественных объектов).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Соловьев С.Л. Евгений Федорович Саваренский. М., «Наука», 1989. 145 с.
2. Саваренский Е.Ф., Кирнос Д.П. Элементы сейсмологии и сейсмометрии. М. , Гос. изд. тех.-теор. лит., 1955. 544 с.
3. Медведев СВ. Инженерная сейсмология. М., гос. изд. лит. по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1962. 284 с.
4. Поляков СВ. Сейсмостойкие конструкции зданий. М.,«Высшая школа», 1969. 336 с.

5. Егупов В.К., Командрина Т.А. Расчет зданий на сейсмические воздействия. Киев, «Будівельнік», 1969. 208 с.
6. Сейсмическое районирование территории СССР. МСССС М., Наука», 1980. 308 с
7. Егупов В.К., Егупов К.В., Лукаш Э..П. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость. Киев, «Будівельнік», 1982. 144 с.
8. Оценка влияния грунтовых условий на сейсмическую опасность. Методическое руководство по сейсмическому микрорайонированию. Отв. ред. О.В. Павлов. М., «Наука», 1988. 224 с.
9. Сейсмичность, сейсмическая опасность Крыма и сейсмостойкость строительства. Материалы Всесоюзной конференции. Киев, «Наукова думка», 1972. 196 с.
10. Землетрясения в СССР. Совет по сейсмологии. М., Изд. АН СССР, 1961. 412 с.
11. Физика сейсмических волн и внутреннее строение Земли. Междуведомственный совет по сейсмологии и сейсмостойкому строительству. М., «Наука», 1983. 224 с.
12. Сейсмопрогностические исследования на территории УССР. Киев, «Наукова думка», 1988. 152 с.
13. Развитие сейсмологических и геофизических исследований в Сибири и на Дальнем Востоке (памяти А.А. Трескова). Иркутск, Институт земной коры, 1988. 159 с.
14. Детальное сейсмическое районирование. МСССС, М., «Наука», 1980. 176 с.
15. Пустовитенко Б.Г., Кульчицкий В.Е., Горячун А.В. Землетрясения Крымско-Черноморского региона. Киев, Ин-т геофизики им. С.И. Субботина АН УССР, 1989.190 с.
16. Интерпретация сейсмических наблюдений. Результаты исследований по международным геофизическим проектам. М., Международный геофизический комитет при Президиуме АН СССР, 1983. 136 с.
17. Изучение сейсмического режима крупных промышленных центров. М., «Наука», 1978. 188 с.
18. Магнитуда и энергетическая классификация землетрясений. Сб. в двух томах. М., МСССС, 1974. Т. I 220 с, т . II 222 с.
19. Формирование окружающей среды на урбанизированных территориях Крыма. КИПКС, Симферополь, 1996. 102 с.
20. Елисеев О.Н., Уздин А.М. Сейсмостойкое строительство. Учебник в двух книгах. С.-Петербург, 1997. Кн. 1, 131 с., кн. II, 194 с.
21. Бугаевский Г.Н., Бугаевский А.Г. Сейсмическое спектрально-динамическое зонирование территорий и сооружений. Будівельні конструкції, вип. 53, кн. 1. Київ, НД1БК, 2000, с. 69-77.
22. Бугаевский Г.Н., Бугаевский А.Г. Модель взрывного образования системы Земля-Луна. В кн. «Проблемы геофизики XXI века». Кн.1. М: Наука, 2003, с.264-299.
23. Ю.И. Немчинов,.В. Кендзера, Г.Н Бугаевский. Динамическая паспортизация сооружений как составная часть СНиПа. Будівельні конструкції, вип. 60. Київ, НД1БК, 2004, с. 193-198.
24. Государственные нормы: «Строительство в сейсмических районах Украины». Межведомственный научно-технический сб.: Будівельні конструкції», вып. 64, Киев. НДИБК, 2006. С. 3-19.
25. Немчинов Ю.И., Марьенков Н.Г.и др. Будівництво у сейсмічних районах Україні. ДБН В.1.1-12:2006. Мін. буд., арх. та житл.-ком. госп. Україні, Кит, 2006. 84 с.
26. Бугаевский Г.Н., Волосович О.В., Бугаевский А.Г. Динамическая паспортизация
27. Бугаевский Г.Н. Основы сейсмологии и динамической теории сейсмостойкости. Симферополь, ИТ «АРИАЛ», 2010. 256 с.

УДК 624.016.5:699.841

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ КОЛОНН МНОГОЭТАЖНЫХ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

Панюков С.Э. к.т.н., и.о. доцента кафедры ЖБК.
НАПКС, г. Симферополь, ул. Киевская, 181, 95493

Новым способом выполнена проверка несущей способности всех колонн здания серии ИИС-04 при действии сейсмической нагрузки 8 и 9 баллов.

Расчёт рамно-связевого каркаса типовой планировки серии ИИС-04 см. рис. 1 выполнен в программном комплексе "Лира". РСУ полученные для колонн необходимо сравнить с их несущей способностью.

Все колонны одного яруса (внутренние, наружные, торцевые, угловые) имеют одинаковую продольную и поперечную арматуру и отличаются только закладными деталями. Колонны сечением 400х400 мм имеют следующее армирование:

С-КВ–73–75 (подвал, 1 этаж, низ 2) - 8 Ø36AIII, сетки 2х6 Ø10AIII,s = 100 мм;
С-КВ–57–66 (2 – 5 этаж, низ 6) - 8 Ø36AIII, сетки 2х4 Ø10AIII, s = 150 мм;
С-КВ–46–66 (6 – 7 этаж, низ 8) - 8 Ø36AIII, хомуты Ø10AIII, s = 100 мм;
С-КВ–38–66 (8 – 9 этаж, низ 10) - 4 Ø36AIII, хомуты Ø10AIII, s = 100 мм;
С-КВ–30–66 (10 - 13 этаж, низ 14) - 4 Ø32AIII, хомуты Ø10AIII, s = 100 мм;
С-КВ–16–66 (14 - 16 и технический этаж) - 4 Ø20AIII, хомуты Ø6AIII, s = 100 мм.
Бетон в колоннах марки М400 (класс В35).

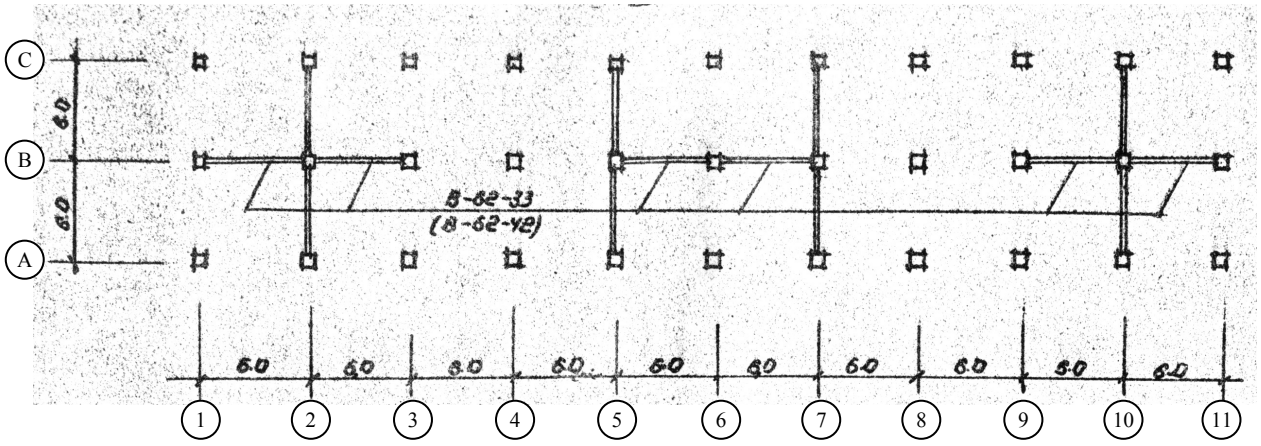


Рис. 1. План вертикальных несущих конструкций 16 -этажного здания серии ИИС-04.

Для 16-этажного здания в районах с сейсмичностью 9 баллов при периоде собственных колебаний 1,71 с расчётное значение S_{ki}, по [2] больше, чем по [1] в 3,2 раза. Однако это не значит, что усилия в элементах здания возрастут так же. Многое зависит от назначения элемента, его положения в пространственной системе и вида воспринимаемого усилия. Например, в колоннах среднего ряда 16-этажного здания расчётное осевое усилие по [2] и [1] для районов с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов одинаково и равно 455,0 тс, 337,0 тс и 231,0 тс на 1, 5 и 9 этаже соответственно.

Построение объемной области несущей способности колонн различных марок выполняли по методике, изложенной в [3] и [4].

Сопоставление усилий при восприятии эксплуатационных нагрузок (основные сочетания) и предельных (в т.ч. сейсмических интенсивностью 8 и 9 баллов - особое сочетание) с областью несущей способности колонн см. на рис. 2 - 7. Кроме изометрической проекции на рисунках представлены проекции всех пар усилий, позволяющие оценить запас несущей способности отдельно для $\boldsymbol{N}$, $\boldsymbol{M}$ и $\boldsymbol{Q}$. Выбранные значения РСУ для различной сейсмической интенсивности обозначены объемными фигурами (шар - $\boldsymbol{N_{max}}$, конус - $\boldsymbol{M_{max}}$, куб - $\boldsymbol{Q_{max}}$ и соответствующие им пары других усилий) с разной толщиной линий, тонкие для 8, а широкие для 9 баллов.

Определение максимальных значений по каждому усилию выполнили с помощью MS "Excel".

Обработанные результаты сведены в таблицы, там же обозначено положение рассматриваемого элемента в каркасе здания.

Поскольку все элементы зданий в серии ИИС-04 вып. 2 были запроектированы для районов с расчётной сейсмичностью 7 и 8 баллов без дифференцирования рабочей арматуры, то при переходе строительной площадки из 7-балльной зоны в 8-бальную при действии [1] необходимости в усилении не возникало.

Усилия, определённые по [2], возросли, но их численные значения для всех колонн рассматриваемых зданий оказались меньше проектной несущей способности.

Результаты расчёта показали, что армирование всех колонн достаточно, их усиление не требуется.

Усиление колонн среднего ряда, не имеющих дефектов, при расчётной сейсмичности 9 баллов может быть востребовано только на восприятие поперечной силы и изгибающего момента лишь на участках, примыкающих к ригелям.

Иной характер изменения усилий в колоннах крайних рядов. Все усилия в колоннах крайних рядов с повышением сейсмичности района возрастают, но осевое усилие менее интенсивно, так как изменяемая сейсмическим воздействием часть этого усилия в этих колоннах складывается с неизменяемой частью от гравитационных нагрузок. Установлено, что градиент их увеличения с повышением расчётной сейсмичности возрастает.

Это даёт основание полагать, что при повышении расчётной сейсмичности от 7 до 8 баллов для рассматриваемых зданий усиление может быть не востребовано, либо его объём будут устанавливать в зависимости от накопленных дефектов. При повышении сейсмичности от 8 до 9 баллов потребуется усиление и, в первую очередь, для восприятия изгибающего момента и поперечной силы в примыкании к перекрытиям, например предлагаемое в [5].

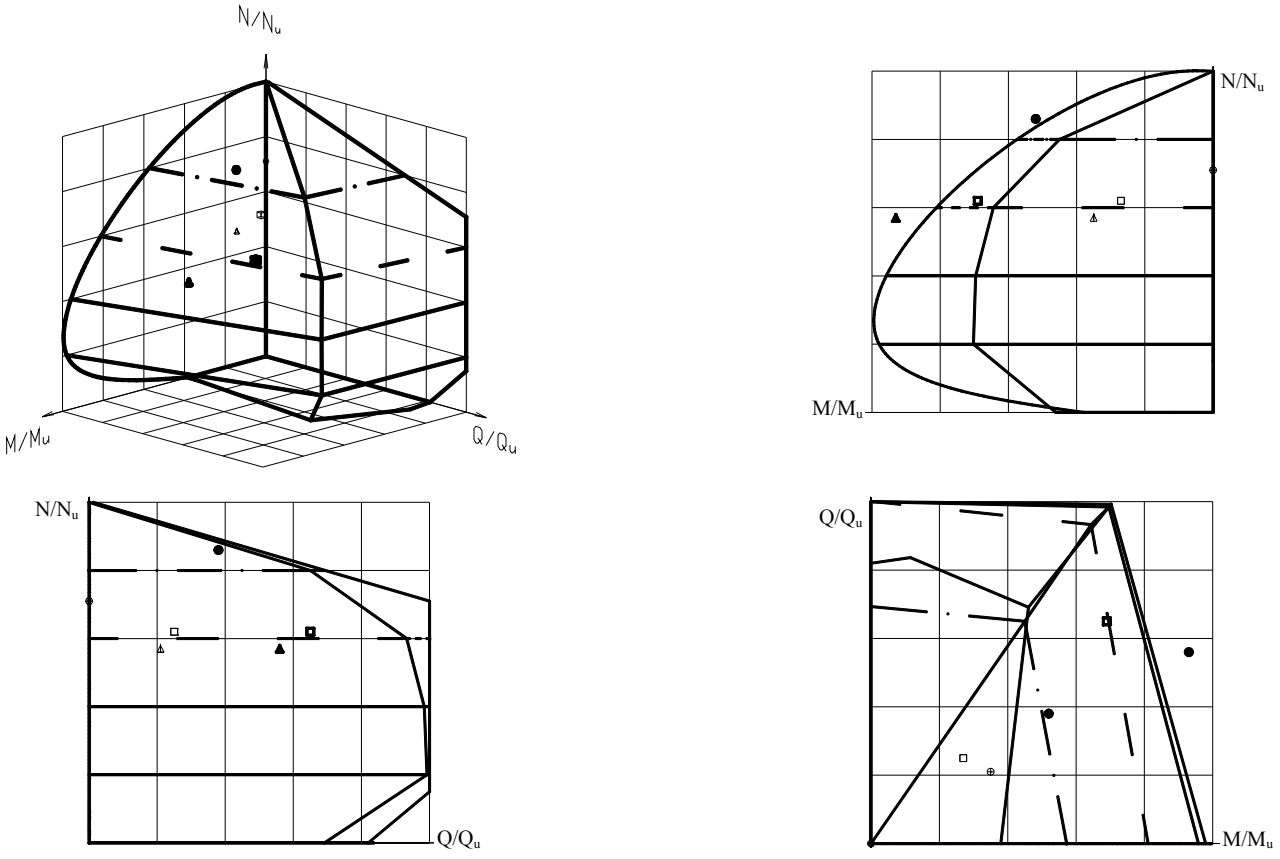


Рис. 2. Колонна С-КВ-73-75, 8Ø36AIII, μ_{xy}=0,029

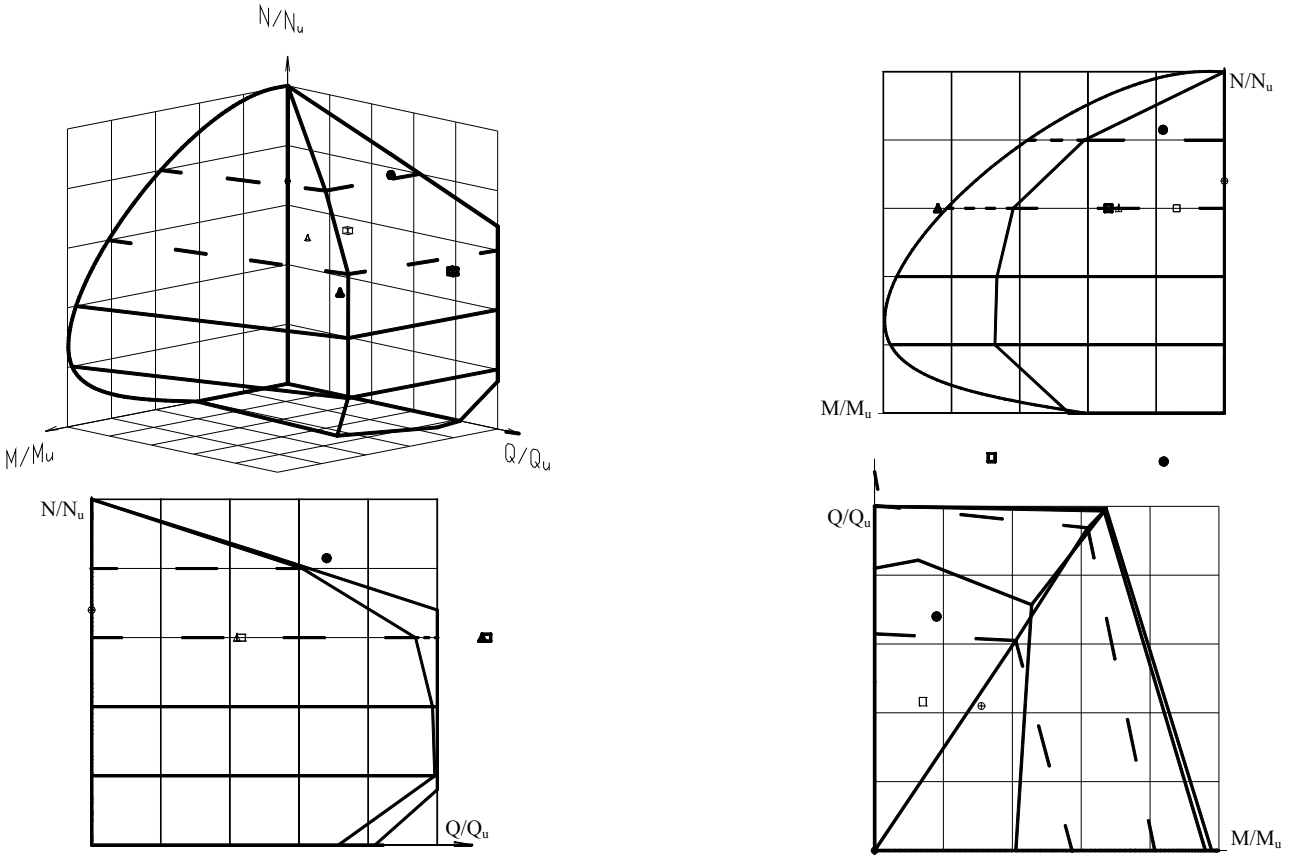


Рис. 3. Колонна С-КВ-57-66 8Ø36АIII, μ_{xy}=0,013

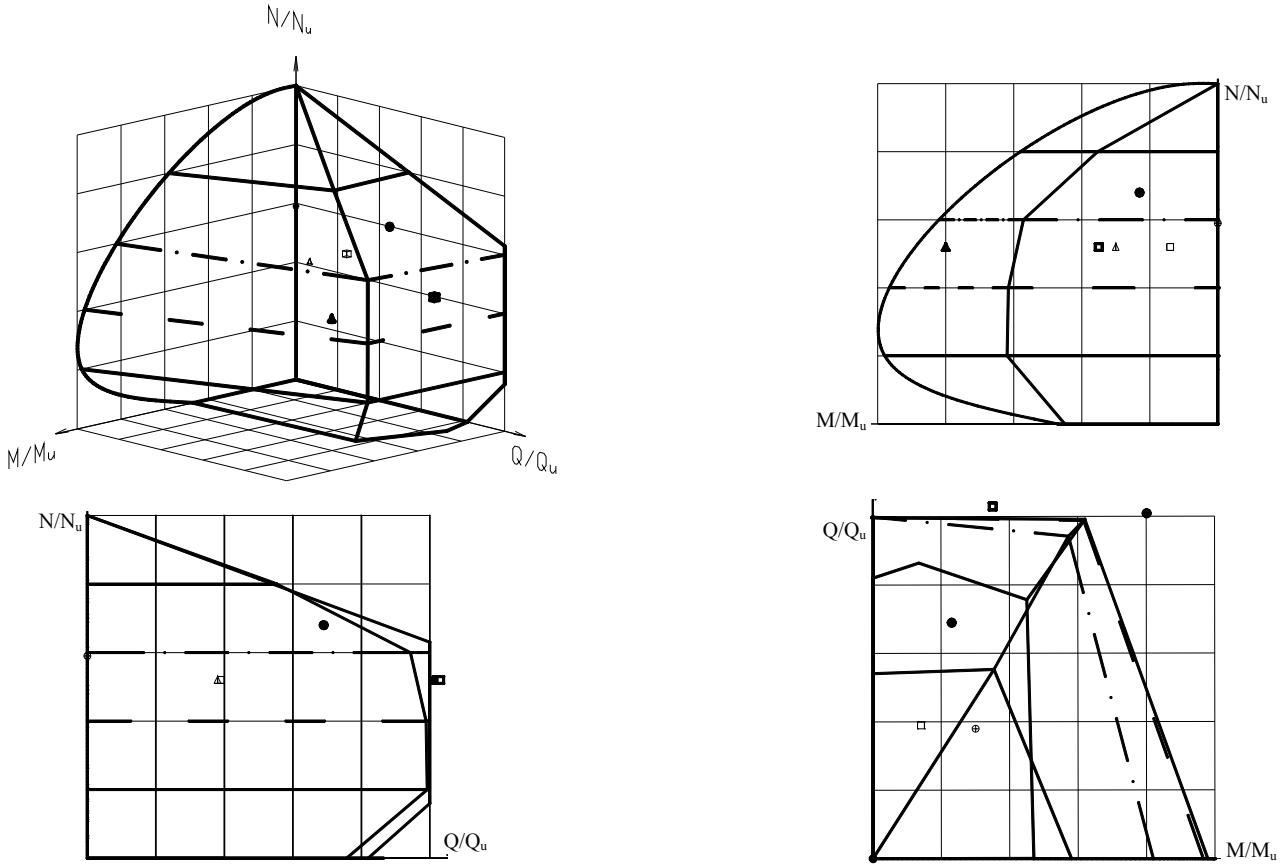


Рис. 4. Колонна С-КВ-46-66, 8Ø36АIII, μ_{xy}=0,0

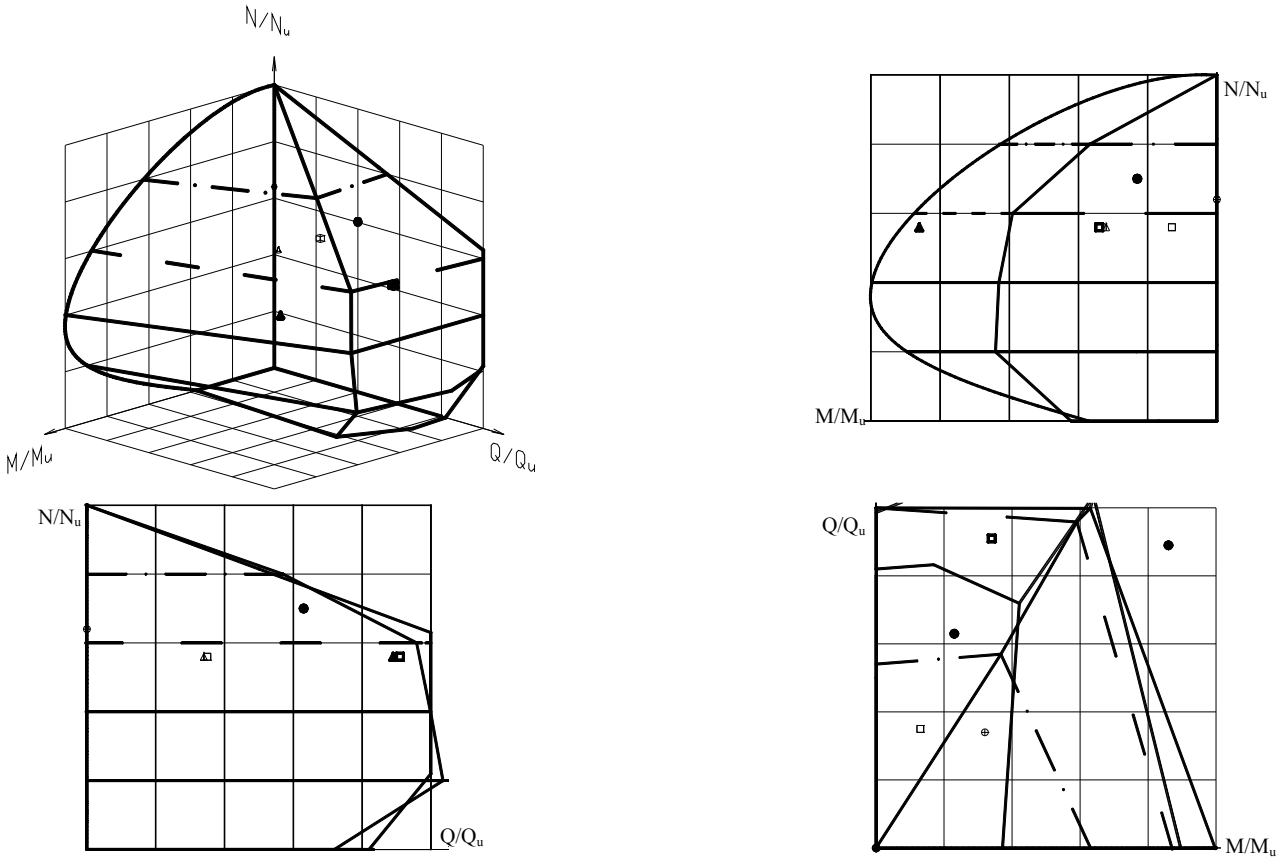


Рис. 5. Колонна С-КВ-38-66, 4Ø36АIII

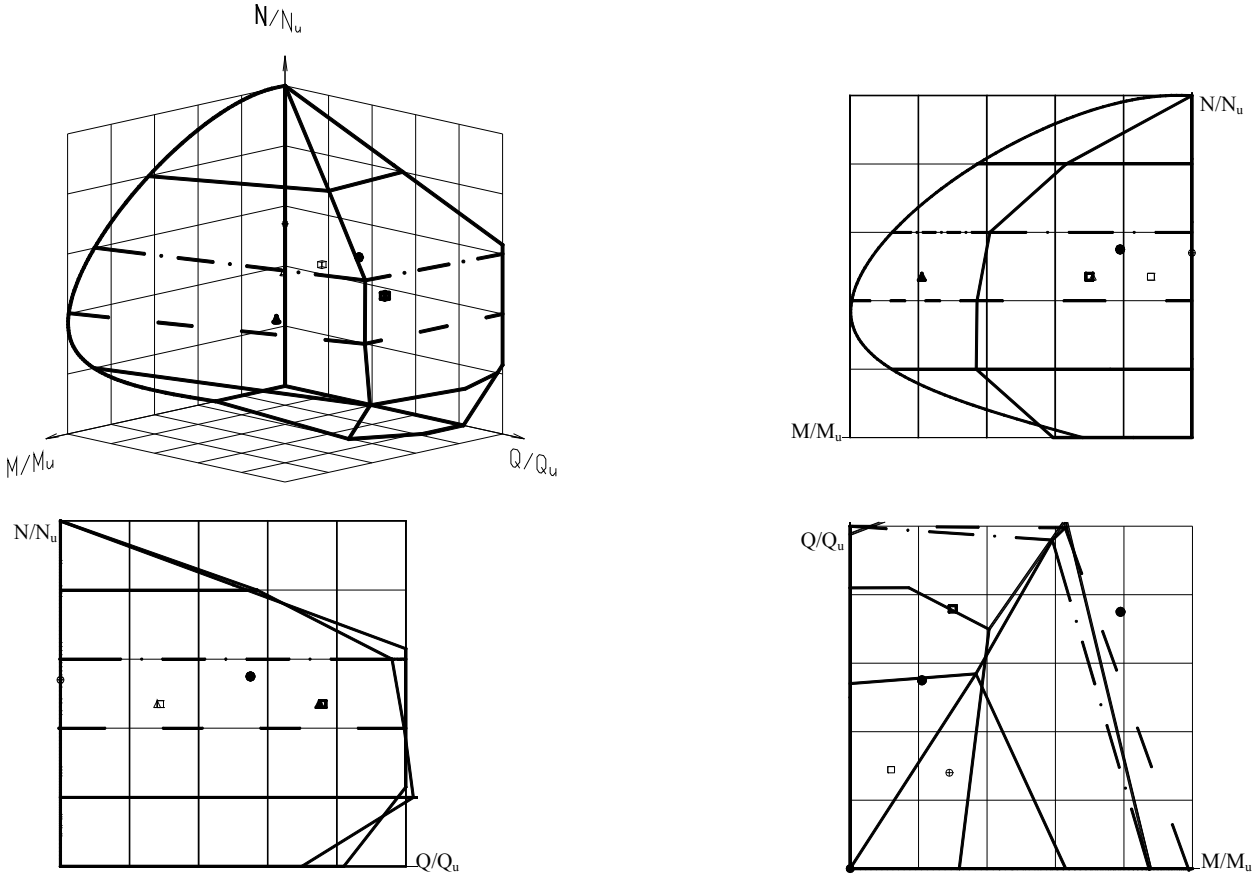


Рис. 6. Колонна С-КВ-30-66, 4Ø32АIII

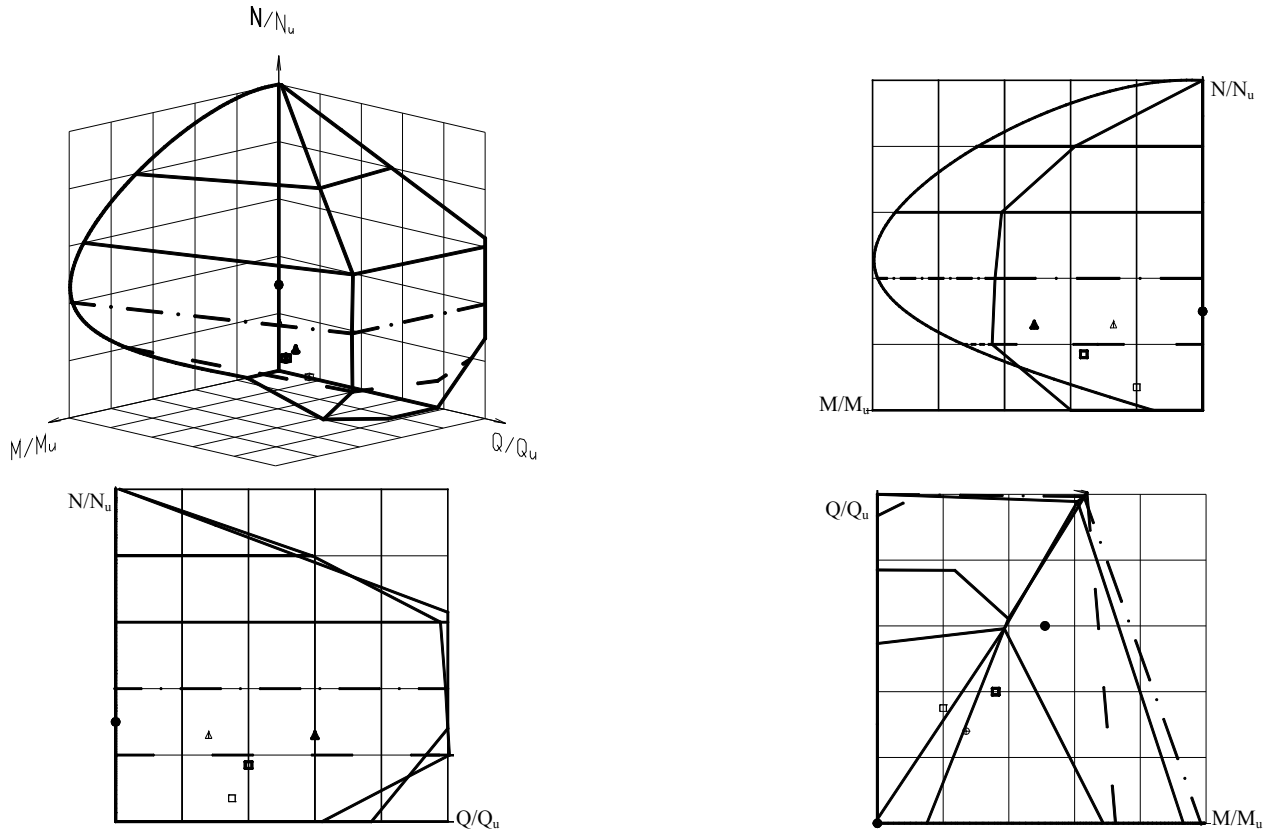


Рис. 7. Колонна С-КВ-16-66. 8Ø20AIII

Таблица 1

Сопоставление действующих внешних усилий при сейсмическом воздействии 8 баллов с несущей способностью колонн

Марка колонны / армирование	Положение элемента в каркасе	№ элем.	***N, тс***	***N_u, тс***	***N/N_u***	***M, тс·м***	***M_u, тс·м***	***M/M_u***	***Q, тс***	***Q_u, тс***	***Q/Q_u***
С-КВ-73-75 8Ø36AIII μ_{xy}=0,029	b-4 подвал (низ)	542	541,9	767,1	0,71	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	b-4, 1 этаж (низ)	1149	433,1		0,56	31,5	75,2	0,42	22,0	105,7	0,21
	b-4, подвал (низ)	542	464,5		0,61	23,2	69,8	0,33	25,4	105,7	0,24
С-КВ-57-66 8Ø36AIII μ_{xy}=0,013	b-4, 2 этаж (низ)	1768	468,8	685,8	0,68	0,0	0,0	0,00	0,00	0,0	0,00
	b-4, 2 этаж (верх)	1788	401,2		0,59	26,5	69,2	0,38	25,2	59,7	0,42
	b-4, 2 этаж (низ)	1768	402,0		0,59	10,6	69,2	0,15	25,2	59,7	0,42
С-КВ-46-66 8Ø36AIII μ_{xy}=0,0	b-4, 6 этаж (низ)	4736	337,2	567,7	0,59	0,0	0,0	0,00	0,00	0,0	0,00
	b-4, 6 этаж (верх)	4876	288,7		0,51	21,9	65,8	0,33	21,1	55,5	0,38
	b-4, 6 этаж (низ)	4736	289,6		0,51	9,2	65,8	0,14	21,2	55,5	0,38
С-КВ-38-66 4Ø36AIII	b-4, 8 этаж (низ)	4738	275,1	428,7	0,64	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00
	b-4, 8 этаж (верх)	4878	235,7		0,55	19,9	56,7	0,35	18,6	55,5	0,34
	b-4, 8 этаж (низ)	4738	236,5		0,55	7,6	56,7	0,13	18,7	55,5	0,34

Продолжение табл.1

С-КВ-30-66 4Ø32AIII	b-4, 10 этаж (низ)	7558	215,0	399,5	0,54	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00
	b-4, 10 этаж (верх)	7618	154,8		0,46	16,7	55,1	0,30	15,6	55,5	0,28
	b-4, 10 этаж (низ)	7558	185,1		0,46	6,3	55,1	0,11	15,7	55,5	0,28
С-КВ-16-66 8Ø20AIII	b-4, 14 этаж (низ)	10292	98,4	332,6	0,30	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00
	a-4, 14 этаж (верх)	10172	81,5		0,25	12,1	37,6	0,32	11,0	33,7	0,33
	a-4, техэтаж (низ)	8575	19,3		0,06	8,5	18,3	0,46	13,5	25,6	0,53

Таблица 2

Сопоставление действующих внешних усилий при сейсмическом воздействии 9 баллов с несущей способностью колонн

Марка колонны / армирование	Положение элемента в каркасе	№ элем.	***N, тс***	***$N_и$, тс***	***$N/N_и$***	***M, тс·м***	***$M_и$, тс·м***	***$M/M_и$***	***Q, тс***	***$Q_и$, тс***	***$Q/Q_и$***
С-КВ-73-75 8Ø36AIII μ_{xy}=0,029	a-4, подвал (низ)	482	658,6	767,1	0,86	46,9	45,3	1,04	40,6	52,9	0,77
	b-4, 1 этаж (низ)	1149	433,1		0,56	84,0	77,0	1,09	58,8	105,7	0,56
	b-4, подвал (низ)	542	464,5		0,61	61,9	72,5	0,85	67,7	105,7	0,64
С-КВ-57-66 8Ø36AIII μ_{xy}=0,013	a-4, 2 этаж (низ)	1728	566,0	685,8	0,83	15,3	46,5	0,33	40,8	34,0	1,20
	b-4, 2 этаж (верх)	1788	401,2		0,59	70,6	69,2	1,02	67,2	59,7	1,13
	b-4, 2 этаж (низ)	1768	402,0		0,59	28,2	69,2	0,41	67,3	59,7	1,13
С-КВ-46-66 8Ø36AIII μ_{xy}=0,0	a-4, 6 этаж (низ)	4456	383,8	567,7	0,68	16,5	53,4	0,31	38,6	50,0	0,77
	b-4, 6 этаж (верх)	4876	288,7		0,51	58,4	64,3	0,91	56,3	55,5	1,01
	b-4, 6 этаж (низ)	4736	289,6		0,51	24,5	64,3	0,38	56,5	55,5	1,02
С-КВ-38-66 4Ø36AIII	a-4, 8 этаж (низ)	4458	299,4	428,7	0,70	13,9	46,2	0,30	35,2	46,1	0,76
	b-4, 8 этаж (верх)	4878	235,7		0,55	53,0	56,7	0,93	49,7	55,5	0,89
	b-4, 8 этаж (низ)	4738	236,5		0,55	20,3	56,7	0,36	49,9	55,5	0,90
С-КВ-30-66 4Ø32AIII	a-4, 10 этаж (низ)	7438	220,8	399,5	0,55	11,8	52,3	0,23	30,7	55,5	0,55
	b-4, 10 этаж (верх)	7618	184,3		0,46	44,6	55,1	0,81	41,6	55,5	0,75
	b-4, 10 этаж (низ)	7558	185,1		0,46	16,7	55,1	0,30	41,9	55,5	0,75
С-КВ-16-66 8Ø20AIII	b-4, 14 этаж (низ)	10292	98,4	332,6	0,30	0,0	41,2	0,00	0,0	35,5	0,00
	b-4, 14 этаж (верх)	10372	84,6		0,25	23,5	37,6	0,63	21,3	34,8	0,61
	a-4, 15 этаж (верх)	10173	53,4		0,16	16,2	32,1	0,51	14,0	32,7	0,43

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. / Госстрой. – М.: Стройиздат, 1982. – 48 с.
2. ДБН В. 1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины. Министерство строительства, архитектуры и жилищно- коммунального хозяйства Украины. Киев, 2006, - 84 с.
3. Панюков С.Э. Методические указания к расчёту внецентренно сжатых железобетонных элементов. Для студентов специальности 7.092.10 "Промышленное и гражданское строительство". Симферополь: НАПКС, -2011, - 33 с.
4. Панюков С.Э. Новый метод расчета внецентренно сжатых железобетонных элементов при восприятии поперечной силы. /Зб. наук. праць "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди", вип. 21. Рівне: НУВГП. -2011. - С. 287-294.
5. Деклараційний патент на винахід. UA 38727 A 7 E04H9/02. Панюков Сергій Емільєвич, Кримська академія природоохоронного та курортного будівництва. Спосіб посилення рам. Міністерство освіти і науки України, Державний департамент інтелектуальної власності. 15.05. 2001.

УДК 624.07

КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ И РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ

Ажермачев Г.А. к.т.н., профессор.

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Рассматривается вопрос о создании расчетных моделей сооружений, наиболее близко отвечающих действительной работе сооружения. Показаны пути уточнения расчетных моделей.

Сооружение, расчет, расчетная модель, прочность, разрушение.

Введение

Расчет строительных конструкций необходим для определения напряженно-деформированного состояния элементов конструкций или сооружения в целом. На протяжении веков он совершенствовался и уточнялся.

Основные положения расчетов сооружений и их отдельных элементов представлены в специальных нормативных документах. Однако многие вопросы приходится решать специалисту самостоятельно, используя свой опыт и знания – это принятие расчетных моделей. Чем сложнее сооружение, тем труднее составить расчетную модель, которая бы более близко отражала его работу на протяжении всей истории его нагружения.

Инженер при разработке проекта нового сооружения или при реконструкции существующего решает многие задачи, но основными можно назвать две:

1. Разработка конструктивного решения вновь проектируемого сооружения, обеспечивающего надежную работу основных конструкций в заданные сроки эксплуатации.

2. Определение действительной несущей способности существующего сооружения.

И в первом, и во втором случаях инженер оперирует расчетными схемами (или расчетными моделями), и чем более квалифицированно выбрана расчетная схема, наиболее близко соответствующая действительной работе сооружения или конструкции, тем выше надежность сооружения и лучше экономические показатели. Принятая расчетная схема конструкции или сооружения должна на всех этапах соответствовать работе их от начала загружения и до разрушения.

До настоящего времени отсутствуют практические методы учета сложного нагружения, особенно при работе материала в упруго-пластической и пластической стадиях, нет достаточных данных, характеризующих работу строительных материалов и элементов конструкций при интенсивных динамических нагрузках, часто отсутствуют обоснованные критерии прочности строительных материалов при различных нагружениях и т.д. Поэтому

трудно и не всегда можно создать расчетную модель, которая бы близко отвечала действительной работе рассматриваемой конструкции на всем периоде её эксплуатации, вплоть до разрушения .

Как правило, действительные усилия в элементах всегда отличаются от тех, которые определены даже по «точной» расчетной схеме. Это связано, во–первых, с методами расчета, принятыми в строительной механике, а во-вторых, с идеализированными условиями опирания и сопряжения элементов.

Созданием расчетных моделей чаще всего занимаются специалисты по строительной механике. Если проанализировать многие работы по методам расчета сооружений или конструкций на различные силовые воздействия, то легко обнаружить, что основное внимание авторы этих работ обращают на создание самого метода расчета, а не на анализ поведения конструкции, для которой создается расчет.

Иногда можно услышать высказывания, что созданием расчетных моделей работы конструкции должны заниматься конструктора, а не специалисты по строительной механике. Строймеханики, по этому мнению, должны создавать только новые методы расчета по уже готовым расчетным моделям. Эту точку зрения ни в коем случае нельзя считать правильной. Создание расчетных моделей сооружений и конструкций является одновременно задачей как специалистов по строительной механике, так и конструкторов. Только при их совместной работе могут быть созданы различные расчетные модели, наиболее близко отражающие действительную работу сооружений. Методы расчета должны исходить из формы разрушений и деформаций, подтверждающихся строительной практикой. Следовательно, создание расчетных моделей сооружений требует от инженера хорошей подготовки по многим техническим дисциплинам, и не только по строительной механике и конструированию.

В последние годы возникло много задач, касающихся обеспечения достаточной прочности существующих сооружений, эксплуатируемых в обычных условиях и при сейсмических воздействиях.

В этом случае создание расчетной модели значительно осложняется, так как приходится решать, как минимум, три задачи:

1. Все нагрузки (существующие и вновь возможные) должны восприниматься существующими конструкциями с соответствующим их усилением.

2. Существующие нагрузки должны восприниматься существующими конструкциями, а новые нагрузки – конструкциями усиления.

3. Все нагрузки передаются на новые конструкции.

Для первых двух случаев особая трудность в создании расчетной модели осложняется отсутствием достаточной информации о прочностных и жесткостных характеристиках элементов существующего сооружения. Более того, как будут меняться эти характеристики при дополнительном нагружении, как и в какой степени будут включаться в работу новые элементы и т.п.

Особенно много «смелых» расчетных моделей предлагается при повышении сейсмостойкости существующих старых зданий. Если при статических нагрузках мы имеем дело с известными величинами нагрузок и направлением их приложения, то при сейсмических воздействиях в каждый момент времени величина и направление нагрузки меняется, при этом в каждый момент времени меняется и расчетная модель, особенно в экстремальных условиях.

Что касается третьего случая, то задача, на первый взгляд, упрощается, однако при конструировании «автономного» усиления конструкции между существующим сооружением и новым могут быть какие-то связи. Если они при статической нагрузке могут не влиять на распределение усилий на «старые» и «новые» конструкции, то при других нагрузочных факторах могут резко изменять напряженно-деформированное состояние некоторых конструкций или сооружений в целом.

Чтобы создать расчетную модель, близко отвечающую действительной работе рассматриваемого сооружения, необходимо знать статические и динамические характеристики существующего или проектируемого сооружения.

В определенной степени здесь могут помочь данные экспериментальных исследований (хотя бы по существующему объекту), а потом по «усиленному» сооружению с последующим расчетом с учетом действительных статических и динамических характеристик. Такой путь проектирования желателен и для новых объектов.

Автор этих строк неоднократно шел по такому пути. Примером тому может быть проект покрытия дворца спорта на 5000 зрителей в г. Алма-Ата.

Сейсмичность площадки строительства – 9 баллов по шкале Рихтера. Учитывая высокую сейсмическую опасность и большое скопление людей, отсутствие опыта в стране строительства таких сооружений в районе с сейсмичностью 9 баллов, необходимо было обеспечить требуемую сейсмостойкость такого объекта.

При разработке проекта покрытия было заложено требование: провести экспериментальную проверку динамических характеристик ферм покрытия и сравнить с расчетными данными. Проведенные экспериментальные исследования динамической нагрузкой блока из двух ферм в натуральную величину (пролет 50,2 м) показали, что динамические характеристики ферм, заложенные в расчет и полученные экспериментально, близки по величине (рис. 1).

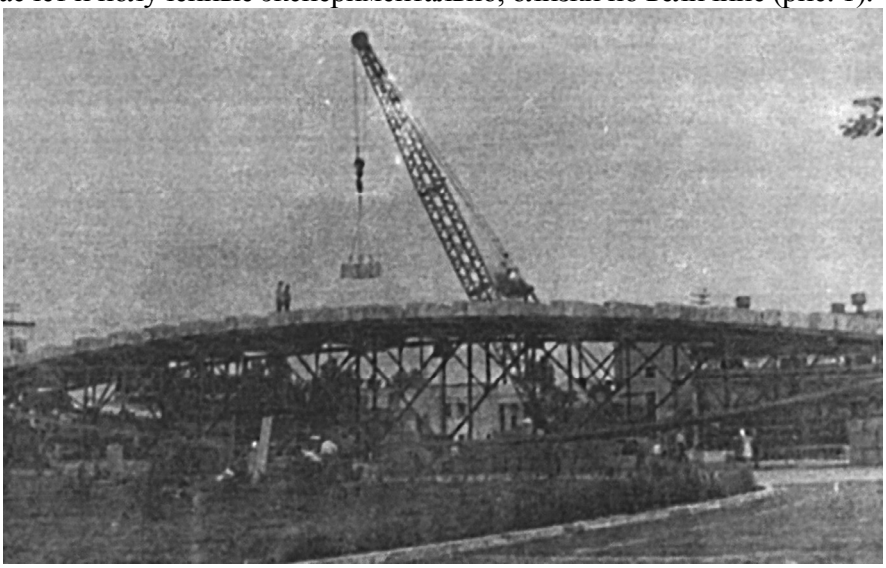


Рис. 1. Блок из двух ферм пролетом 50,2 м. Подготовка проведения испытания динамической нагрузкой

Расчетную модель ферм покрытия дворца спорта удалось еще проверить после завершения строительства объекта и сдачи его в эксплуатацию [1].

В 15 км от г. Алма-Ата возводилась противоселевая плотина в урочище Медео при помощи направленного взрыва грунта. Сила подземного толчка в районе дворца спорта составляла 5 баллов. Установленные приборы фиксировали колебания ферм покрытия, конструкций железобетонных трибун, на которые опирались фермы и колебания грунта в основании здания.

При просмотре осциллограмм записей колебания ферм покрытия неожиданно были обнаружены участки с записями, которые показывали, что во время колебаний ферм на них накладывались посторонние частоты, близкие по значению частотам колебания ферм. При исследовании динамических характеристик блока из двух ферм биения не наблюдались. Анализ колебаний железобетонных конструкций трибун оказался близким по частоте (металлические конструкции покрытия и конструкции железобетонных трибун разрабатывались в разных проектных институтах).

При разработке подобного проекта дворца спорта для г. Ташкента эти факторы были учтены.

Вторым объектом, когда расчетная модель уточнялась при помощи экспериментальной проверки динамических характеристик основных конструкций, был стальной каркас здания железнодорожного вокзала в г. Алма-Ата (рис. 2). Сейсмичность площадки строительства более 9 баллов по шкале Рихтера.

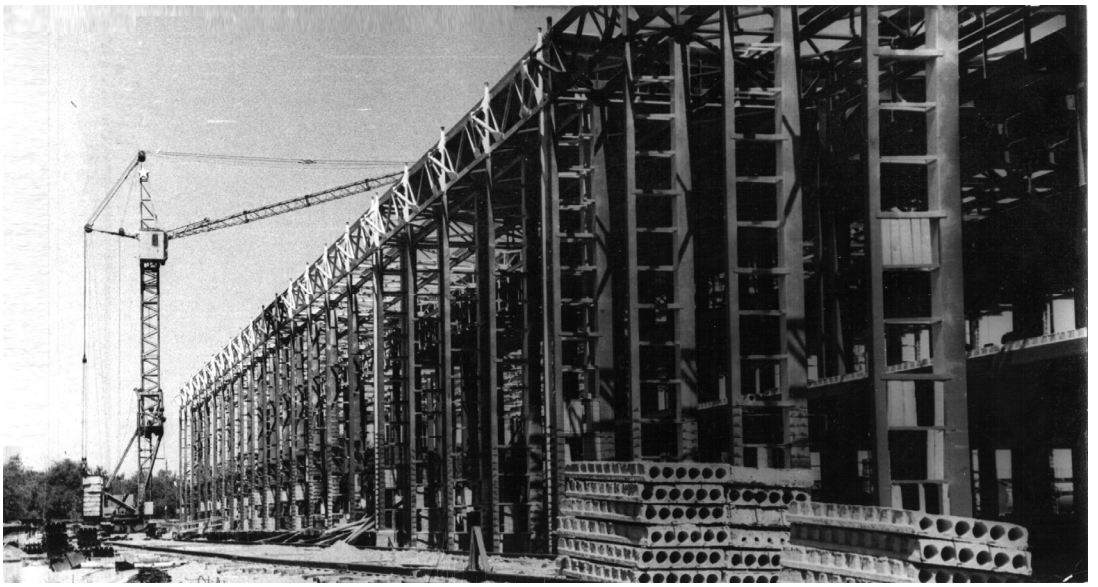


Рис. 2. Общий вид металлического каркаса по оси «ж» к моменту проведения натурных испытаний.

Стальной каркас вокзала имел сложную конструктивную схему. Целью исследования было определение действительных динамических характеристик одноэтажных большепролетных рам и многоэтажных этажерок. Экспериментальные исследования показали, что расчетная модель каркаса достаточно хорошо отражала действительные динамические характеристики сооружения [2].

Следует остановить внимание на неординарном случае.

При разработке конструктивного решения многоэтажного здания для г.Алма-Ата столкнулись с определенными трудностями создания конструкций, обеспечивающих сейсмостойкость здания при землетрясениях силой 9 баллов по шкале Рихтера..

Особенность конструктивного решения стального каркаса здания с размерами в плане 19,6х48 м, высотой 40 м при нагрузке на 1 м^2 2 тонны, заключалась в том, что по фасадам отсутствовали колонны. Фасады представляли вертикальные решетчатые системы, а колонны были только в углах здания. Аналогов конструктивных решений стальных каркасов многоэтажных зданий подобного типа в отечественной практике не было.

Для проверки расчета и определения действительного распределения усилий в элементах каркаса при сейсмических воздействиях была изготовлена физическая модель в 1:10 и смоделированы нагрузки на перекрытия (рис. 3).

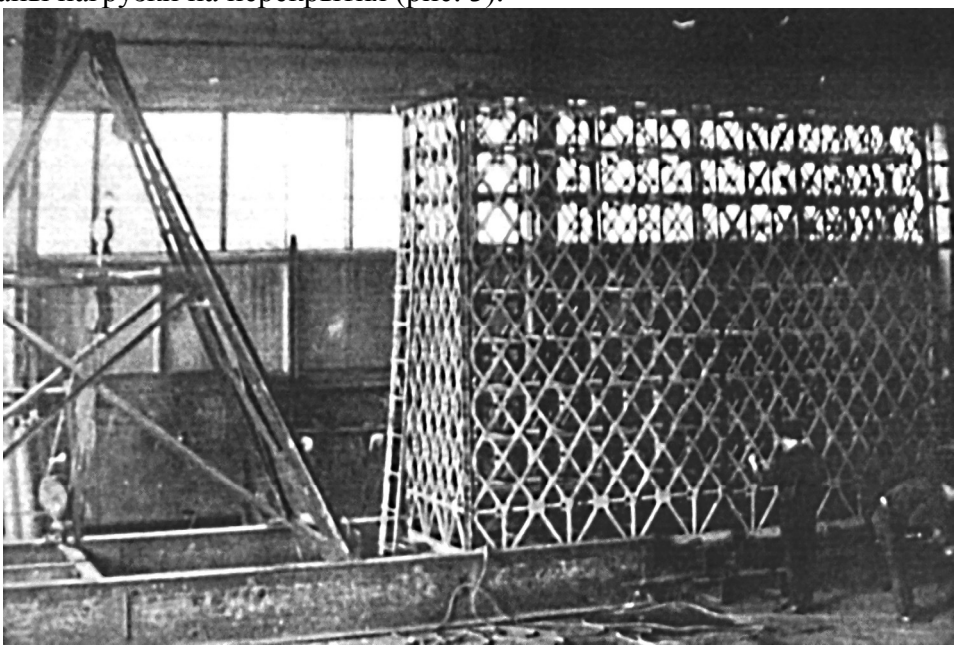


Рис.3. Общий вид модели здания и силовой установки.

Проведенные экспериментальные исследования модели показали, что расчетная модель принятая при первоначальном расчете совершенно не отражала действительную картину распределения усилий в элементах каркаса. Экспериментальные исследования позволили составить расчетную модель, которая позволила получить распределение усилий, которые хорошо согласовываются с действительными [3].

Проводимые экспериментальные исследования, показанные выше и другие, не только уточняли или определяли расчетные модели, но и значительно повышали квалификацию инженеров-конструкторов.

ВЫВОДЫ

1. Создание расчетных моделей работы сооружений, которые бы могли обеспечить надежность и оптимальность проектируемых конструкций, является исключительно важной, но вместе с тем и весьма трудной задачей.
2. Создание рациональных расчетных моделей может вскрыть значительные, еще неиспользованные резервы дальнейшего облегчения и рационализации конструкций и сооружений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ажермачев Г.А., Остриков Г.М. Результаты натурных замеров сейсмических колебаний большепролетного здания//Промышленное строительство. № 5. 1970. – С. 27 – 29.
2. Ажермачев Г.А., Новиков В.Л. Исследование сейсмостойкости каркаса здания железнодорожного вокзала //Транспортное строительство. № 12. 1974 – С. 34-36.
3. Ажермачев Г.А. Экспериментальные исследования стального каркаса – оболочки. // Всесоюзное совещание IV научной сессии советской национальной комиссии по пространственным конструкциям. Алма-Ата. 1973. – С. 83 – 88.

УДК 519.47(07)

ОСОБЕННОСТИ ОБСЛЕДОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ИСТОРИЧЕСКОГО И КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ КРЫМА

Волосович О.В.,к.т.н.,профессор, Попов А.Г. инженер.

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

В работе приводятся результаты обследования зданий, представляющих культурную и историческую ценность на примере главного корпуса Ханского дворца в г. Бахчисарае и здания детского санатория «Юность» в п.г.т. Симеиз, являющегося памятником архитектуры, спроектированным архитектором Красновым Н.П. Дается описание методов обследования, примененных для зданий этого типа а также оценка технического состояния несущих и ограждающих конструкций с иллюстрацией характерных повреждений. Делаются выводы о необходимости научно-технического мониторинга и срочного проведения ремонтно-восстановительных работ для всех памятников исторического и культурного наследия Крыма. Обращается внимание на особую опасность для них сейсмических воздействий и оползней.

Обследование, памятники архитектуры, методы диагностики, разрушение конструкций, сейсмика, паспортизация, научно-технический мониторинг.

Крым, иногда, называют «музеем под открытым небом». И действительно в каждом уголке Крыма можно найти здания и сооружения, которые являются памятниками архитектуры, свидетелями истории и культуры народов, живших тысячелетия до нас и живущих на этой земле в настоящее время. Ряд памятников архитектуры уникальны и известны во всем мире. Мы гордимся ими и показываем их туристам и всем гостям Крыма. К сожалению, все это бесценное историческое и культурное наследие, которое для нас создали и сохранили наши предшественники, постепенно разрушается. Здания различных сроков постройки, но их состояние говорит о том, что эксплуатация этих зданий ведется по

принципу: ***минимум капиталовложений и максимум прибыли***. Степень разрушения строительных конструкций части памятников уже прошла «***точку возврата***» восстановления в первоначальном оригинальном виде. Для большинства остальных архитектурных памятников это только вопрос времени. Одним из характерных примеров вышесказанного может служить техническое состояние несущих и ограждающих конструкций главного корпуса Ханского дворца в г. Бахчисарае (рис.1) и здания детского санатория «Юность» в п.г.т. Симеиз (рис.2) на момент обследования. Обследование главного корпуса Ханского дворца в г. Бахчисарае проводилось в 2004 г., а здания детского санатория «Юность» в п.г.т. Симеиз в 2006 г.

Рис.1. Южный фасад главного корпуса Ханского дворца в г. Бахчисарай. Общий вид конструкций Летней беседки и Золотого кабинета.

Рис.2. Северный фасад здания детского санатория «Юность» в п.г.т. Симеиз.

Главный корпус является частью Ханского дворца – единственного сохранившегося комплексного памятника дворцово-парковой и культовой архитектуры крымских татар, представляющего особую историческую и культурную ценность. Время постройки – XVI век. Интенсивность сейсмического воздействия района была 7 баллов на момент обследования, а в связи с принятием ДБН В.1.1-12:2006 [9] в настоящее время повышена до 8 баллов. Основными материалами несущих конструкций главного корпуса являются тесанный природный камень и дерево. Здание главного корпуса неоднократно перестраивалось и ремонтировалось после пожара и землетрясений, в результате чего его современный вид не соответствует первоначальному. Последняя реставрация отдельных элементов здания была произведена в 1963 г. В 2004 году по программе Президента Украины организацией «Крымреставрация» была начата реставрация здания главного корпуса. На сегодняшний день значительная часть реставрационных работ не закончена. Все основные помещения здания главного корпуса используются для размещения экспозиций музейного комплекса и посещаются большим количеством экскурсантов (2 этаж временно закрыт для посещения ввиду ремонта).

Обследование зданий и сооружений архитектурных памятников имеет ряд особенностей. Как правило, на момент проведения обследования техническая документация на строительные конструкции (планы, разрезы, сечения, схемы, геологические данные по грунтам основания и участка застройки и т.д.) отсутствует. Поэтому важным фактором при сборе данных о причинах дефектов конструкций является информация технического персонала, обслуживающего здание памятника архитектуры о техногенных и природных экстремальных воздействиях на здание за весь период эксплуатации (виды и величины нагрузок как постоянная экспозиционная эксплуатация перекрытий и лестниц, водопровод, канализация, повреждение несущих строительных конструкций в результате возгорания, климатические воздействия, землетрясений и т.д.).

Практически основными методами приборной диагностики являются известные методы неразрушающего контроля прочности материалов [3,4].

Основной особенностью выполнения работ по обследованию любых конструкций, а тем более памятников архитектуры, является нежелательность каких-либо местных разрушений (ослабление поперечного сечения, удаление защитного слоя, нарушение связей в узлах сопряжения и опирания несущих элементов строительных конструкций, зондаж швов каменной кладки и т.д.). Для определения технического состояния необходимо вскрытие основных несущих конструкций в назначенных местах. Иногда эта операция становится проблематичной из-за наличия росписи на несущих и ограждающих конструкциях, уникальных элементов декора; необходимости согласования и обязательного присутствия реставраторов при вскрытии конструкций. Поэтому общее состояние конструкций, качество и ориентированная прочность материала каменной кладки фундаментов и стен, древесины элементов конструкций междуэтажных и чердачных перекрытий, колонн, фахверковых стен определялось с помощью щадящих зондажей по плотности, цвету, запаху (для определения породы древесины конструкций из дерева), наличию или отсутствию следов нарушения структуры материала конструкций.

Не менее важной проблемой при обследовании памятников архитектуры может быть работа с уникальными конструкциями и материалами, которые в настоящее время уже не производятся и не добываются, а в следствии этого появляется необходимость в изучение уникальных технологий строительства и производства строительных материалов, многие из которых давно забыты и нигде не описаны.

Конструктивные схемы и узлы сопряжений основных несущих элементов старинных зданий и сооружений зачастую не соответствуют, а иногда и просто противоречат современным нормам, что приводит с течением времени к снижению несущей способности, а иногда и к аварийному состоянию вплоть до разрушения несущих конструкций (рис.3-9). Примером вышесказанного может служить состояние конструкций перекрытий здания главного корпуса Ханского дворца на момент обследования. Большая часть кровли (рис.1) имеет уклоны, не превышающие 25%. Кровля из татарской черепицы отличается низкой надежностью и требует систематического ремонта. При такой конструкции кровли

замачивание нижележащих элементов является неизбежным, т.к. о нарушении целостности кровли в том или ином месте узнают только после увлажнения потолка или стен. Действующие нормы (ДБН В.2.6-14-97) [6] предполагают устройство черепичных кровель при уклонах не менее 50%, устройство кровли из татарской черепицы нормами не предусмотрено. Обследование чердака показало, что в разное время протечки кровли имели место на многих участках, занимающих до 50% ее площади кровли (необрезные доски толщиной 15…30 мм, уложенные вдоль ската) и наиболее ответственные элементы стропильной системы - фермы заражены грибком на 100% (как и все деревянные конструкции) (рис.3,4,5,7). Значительные грибковые повреждения вызвали большие прогибы и необходимость замены конструкций. Во всех опорных узлах стропильных ферм отсутствуют аварийные болты (рис.4,6), что противоречит требованиям пп. 5.9 и 6.11 СНиП II-25-80 [7].

Рис. 3. Поражение гнилью настила, обрешетки, укосины, балок перекрытия над северо-восточной частью Золотой комнаты. Следы ремонта покрытия

Рис. 4. Замачивание опорного узла фермы над Посольским залом. Шип недоступен для контроля и защитной обработки, нет аварийного болта

Рис. 5 . Разрушение конструкций подшивного потолка над Посольской комнатой вследствие поражения древесины гнилью

Рис. 6. Раскалывающая трещина в узле фермы, отсутствие стягивающего болта

Рис. 7. Повреждение древесины конструкций чердачного перекрытия Кофейной комнаты гнилью. Следы удаления пораженной древесины балок. Уменьшение поперечного сечения балок. Видны большие прогибы балок

Даже самые надежные конструкции могут быть разрушены при неправильной эксплуатации. Отсутствие ремонта кровли привело к аварийному состоянию конструкций галерей здания детского санатория «Юность» в п.г.т. Симеиз, вследствие постоянного замачивания атмосферными осадками. На рисунках 8-11, представленных ниже видны характерные дефекты конструкций – коррозионное разрушение бетона и арматуры.

Рис.8 Коррозионное разрушение бетона и арматуры узла сопряжения колонны и плит перекрытия галереи южного фасада.

Рис.9 Коррозионное разрушение бетона и арматуры конструкций галереи южного фасада.

Рис.10 Коррозионное разрушение бетона и арматуры узла сопряжения колонны и плит перекрытия галереи южного фасада.

Рис.11 Коррозионное разрушение бетона и арматуры узла сопряжения колонны и плит перекрытия галереи южного фасада.

При составлении рекомендаций по дальнейшей эксплуатации здания или сооружения часто возникает необходимость в усилении или замене основных несущих конструкций, находящихся в аварийном состоянии. Замена конструкций или «новодел», как называют новую конструкцию реставраторы и архитекторы, является самой нежелательной и сложной для памятника архитектуры. Материал конструкции должен быть подобран по всем параметрам как можно ближе к оригиналу, а сама конструкция изготовлена по технологии создания оригинала.

Если подходить формально, то все здания и сооружения (старые и современные, построенные до 2006 года), даже находящееся в удовлетворительном техническом

состоянии, при любой реконструкции необходимо усилить, чтобы они соответствовали современным нормам сейсмики ДБН В.1.1-12:2006 [9]. Выполнение всех требований норм, связанных с сейсмостойкостью, для большинства памятников архитектуры зачастую не предоставляется возможным. Однако, некоторые мероприятия, повышающие сейсмостойкость здания, можно выполнить, если они не нарушают внешний вид объекта.

Большинство памятников архитектуры расположено в горных районах Крыма, для которых характерно наличие не менее разрушительных, чем сейсмика, природных явлений таких, как оползни и карсты. Своей техногенной деятельностью человек активно помогает им (водопровод, канализация, вырубка лесопарковой зоны, подрезка склонов и т.д.). Техническое состояние, обследованных зданий таково, что даже относительно слабое землетрясение или движение оползня может привести к необратимым последствиям.

ВЫВОДЫ:

1. Чтобы сохранить наше культурное историческое наследие необходимо проведение обследования зданий и сооружений – памятников архитектуры, для определения технического состояния несущих и ограждающих конструкций на сегодняшний день.
2. Необходима паспортизация технического состояния несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений – памятников архитектуры(после обследования).
3. Необходим научно-технический мониторинг состояния конструкций всех памятников архитектуры для своевременного принятия мер при появлении признаков начала разрушения материала конструкций или превышения нормативных деформаций.
4. Необходимо срочное проведение ремонтно-восстановительных работ для всех памятников исторического и культурного наследия Крыма.
5. Недостаточное бюджетное финансирование научно-технических и ремонтно-восстановительных работ требует решения этой проблемы на региональном и республиканском уровне.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Заключение по результатам обследования технического состояния строительных конструкций главного корпуса бывшего Ханского дворца в г. Бахчисарай. Дог.23148. 2004 г.
2. Андреев С.А. Предупреждение аварий и повреждений зданий/ Минкоммунхоз РСФСР. М.-Л.: Минкоммунхоз РСФСР, 1949. 96 с.
3. Рекомендации по обследованию и оценке качества с применением неразрушающих методов возводимых и эксплуатируемых конструкций./ НИИЖБ Госстоя СССР. - М.: Стройиздат, 1987
4. Рекомендации по оценке надежности строительных конструкций по внешним признакам/ ЦНИИпромзданий.-М.: Стройиздат, 1988
5. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд: Затв.наказом від 27 листопада 1997 р. за N 32/288 і введ. в дію з 1 грудня 1997 р. Держкомбуд та Держохоронпраці.-К.: НДІБВ, 1997, 145 с.
6. ДБН В.2.6-14-97 Покрытия зданий и сооружений.- Том 1. Проектирование.-К.: Госкомархитектуры, 1998.-89 с.
7. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР.- М.: Стройиздат, 1980.
8. СНиП II.7-81. Строительство в сейсмических районах. /Госстрой СССР.-М.: ЦИТП, 1981.
9. ДБН В.1.1-12-2006 Строительство в сейсмических районах Украины. Киев. Минстрой, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Украины. 2006.

УДК 539.4.019.1

КОЛЕБАНИЯ ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ОБОЛОЧКИ, ЗАПОЛНЕННОЙ ЖИДКОСТЬЮ.

Чемодуров В.Т.,д.т.н., профессор, Попов А.Г., инженер

Национальная академия природоохранного и курортного строительства.

Статья посвящена разработке методов оценки и прогнозирования взрывостойкости цилиндрических оболочек, заполненных жидкостью. Актуальность данного исследования определяется тем, что до настоящего времени не созданы надежные аналитические методы расчета устойчивости цилиндрических резервуаров на импульсную нагрузку(ударную волну взрыва, сейсмическое воздействие и другие). В основе разрабатываемого метода лежат современные достижения нестационарной гидроупругости оболочек. Предполагается, что цилиндрическая оболочка может быть «сухой», либо наполнена жидкостью. Рассматривается процесс колебания такой оболочки с последующей оценкой возможности потери её устойчивости как в области упругих. Так и в области пластический деформаций. В процессе разработки модели колебания оболочки с жидкостью были использованы результаты потери устойчивости оболочек без контакта с внешней средой [1,2,4], что характерно для оболочек окруженных воздухом.

Колебания, цилиндрическая оболочка, устойчивость, изгибные формы потери устойчивости, динамические нагрузки, присоединенная масса.

Рассматриваются осесимметричные колебания оболочки в цилиндрической системе координат (x, r, ϑ). Ось x совмещена с осью оболочки. Оболочка – обечайка резервуара, внутренняя поверхность которого находится в контакте с жидкостью. Снизу жидкость ограничена жестким днищем, сверху – свободной поверхностью (рис.1).

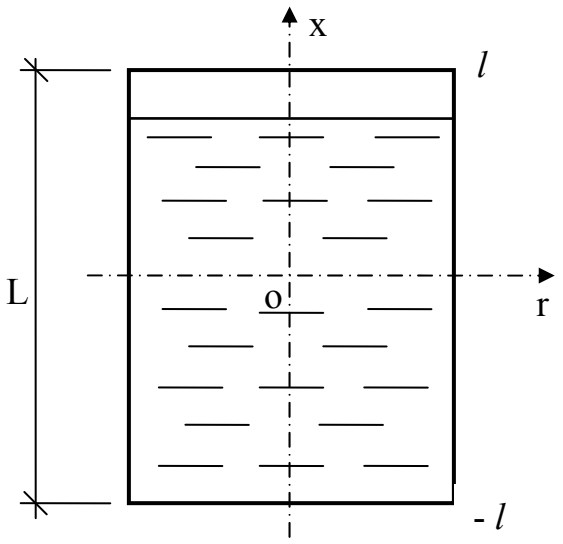


Рис.1

Движение оболочки при отсутствии колебаний не учитывается. Не учитывается также осевые силы, действующие на оболочку.

Пусть *h, R* – толщина и радиус сечения оболочки; *L* – её длина; ρ_o, ρ - плотность материала оболочки и жидкости, соответственно; w - радиальное смещение оболочки ($w \succ 0$ при её смещении внутрь); E, μ - модуль упругости и коэффициент Пуассона; φ - потенциал скорости жидкости; $P(x,t)$ - внешнее давление. Пренебрегая инерционностью оболочки (по сравнению с инерционностью жидкости), запишем:

$$\frac{Ehw}{R^2(1-\mu^2)} = -\rho \frac{\partial \varphi}{\partial t}\Big/_{r=R} + P(x,t) \qquad (1)$$

Обозначим $l = \frac{L}{2R}$, $\bar{x} = \frac{x}{2R}$ - относительные координаты. Тогда свободная поверхность совпадает с сечением $\bar{x} = l$.

В формуле (1) потенциал скорости жидкости φ удовлетворяет уравнению Лапласа

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial \varphi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} = 0 \tag{2}$$

С граничными условиями

$$\left.\begin{aligned} &\frac{\partial \varphi}{\partial r} = -\dot{w} \ при \ r = R, \ \bar{x} \in [-l, l]; \\ &\frac{\partial \varphi}{\partial \bar{x}} = 0 \quad при \ \bar{x} = -l; \\ &\varphi = 0 \quad при \ \bar{x} = l; \end{aligned}\right\} \tag{3}$$

Задача (2)-(3) рассматривалась в работах [3,5]. В данном случае с целью упрощения модели приводится решение для инерционного противодействия жидкости в бесконечно длинной оболочке, а для удовлетворения граничным условиям на днище и на свободной поверхности в среднем суммируются частные решения с решением бесконечно длинной оболочки в рамках теории длинных волн [3].

Представим прогиб оболочки в виде ряда Фурье

$$w = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos\frac{n\pi\bar{x}}{l} + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin\frac{n\pi\bar{x}}{l} \tag{4}$$

В этом случае для бесконечно длинной оболочки получим

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t}\Big/_{r=R} = \ddot{w} = \ddot{a}_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \ddot{a}_n \cos\frac{n\pi\bar{x}}{l} + \sum_{n=1}^{\infty} \ddot{b}_n \sin\frac{n\pi\bar{x}}{l} \tag{5}$$

Рассмотрим отдельные составляющие движения оболочки по формам колебаний. При равномерном обжатии оболочки уравнение сплошности имеет вид

$$\pi R^2 \left(v + \frac{\partial v}{\partial x}\partial x - v \right) = 2\pi R \dot{w} \partial x, \tag{6}$$

или

$$\partial v = 2\frac{\dot{w}}{R}\partial x \tag{7}$$

здесь $\boldsymbol{v}$ – скорость жидкости. Уравнение (7) дифференцируем по времени

$$\partial \dot{v} = 2\frac{\ddot{w}}{R}\partial x$$

После интегрирования получим

$$\dot{v} = 2\frac{\ddot{w}}{R}x \tag{8}$$

Далее, используем уравнение движения жидкости в форме Эйлера

$$\frac{\partial P}{\partial x} = \rho\frac{\partial v}{\partial t} = \rho\dot{v} \tag{9}$$

Выражение (8) подставим в (9)

$$\frac{\partial P}{\partial x} = 2\rho \frac{\ddot{w}}{R} x \tag{10}$$

Интегрируя (10) в пределах от – *L/2* до *L/2* и, переходя к относительным размерам, получим

$$P = \rho \frac{\ddot{w}}{2} R\left(3l^2 - 2\bar{x}\, l - \bar{x}^2\right)$$

Рассматривая обжатие по форме a_0, получим первый член уравнения (5) в виде

$$\ddot{w}' = \ddot{a}_0\left(3l^2 - 2\bar{x}\, l - \bar{x}^2\right) \tag{11}$$

Рассматриваем другие формы колебаний. Присоединённая масса для бесконечно длинной оболочки согласно [3] равна

$$m = \frac{\rho}{w f\left(w, \beta\right)}$$

и соответствует волновому числу $w = n\pi / l$.

$$f\left(w, \beta\right) = \frac{I_1\left(wR\beta\right)}{I_0\left(wR\beta\right)},$$

Где $I_1\left(\bullet\right)$ и $I_0\left(\bullet\right)$ - модифицированные функции Бесселя 1-го рода чисто мнимого аргумента.

Для несжимаемой жидкости (скорость звука $C_0 = \infty$) $\beta = 1$

Тогда в безразмерном виде

$$m = \rho \frac{l}{n\pi} \frac{I_0\left(\frac{n\pi}{l}\right)}{I_1\left(\frac{n\pi}{l}\right)} \tag{12}$$

В этом случае получим ещё две составляющие ускорения оболочки:

$$\ddot{w}'' = \sum_{n=1}^{\infty} \ddot{a}_n \frac{l}{n\pi} \frac{I_0\left(\frac{n\pi}{l}\right)}{I_1\left(\frac{n\pi}{l}\right)} cos\left(\frac{n\pi\bar{x}}{l}\right), \tag{13}$$

$$\ddot{w}''' = \sum_{n=1}^{\infty} \ddot{b}_n \frac{l}{n\pi} \frac{I_0\left(\frac{n\pi}{l}\right)}{I_1\left(\frac{n\pi}{l}\right)} sin\left(\frac{n\pi\bar{x}}{l}\right) \tag{14}$$

Податливость жидкости в резервуаре по отношению к смещению оболочки обусловлена её перетеканием как несжимаемой среды. При симметричной форме колебания оболочки (рис.2) среднее давление на верхней поверхности жидкости

$$\Delta P' = \rho \sum_{n=1}^{\infty} \left(-1\right)^n \ddot{a}_n \frac{2l^2}{n^2\pi^2} \tag{15}$$

При несимметричной форме колебания оболочки (рис.3) объёмное перетекание жидкости действует на неподвижное днище. Реакция днища на продольное перетекание вносит дополнительное влияние на колебание оболочки

$$\Delta P'' = \rho \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \ddot{b}_n \frac{4l^2}{n\pi}\left(\frac{1}{2} - \frac{\bar{x}}{2l}\right) \tag{16}$$

Окончательно, суммируя (11), (13) и (14) с учётом выражений (15) и (16), получим

$$\rho \frac{\partial \varphi}{\partial t}\Big/_{r=R} = \rho \ddot{a}_0 \left(3l^2 - 2\bar{x}l - \bar{x}^2\right) + \rho \sum_{n=1}^{\infty} \ddot{a}_n \left[\frac{l}{n\pi} \frac{I_0 \frac{n\pi}{l}}{I_1 \frac{n\pi}{l}} \cos\frac{n\pi\bar{x}}{l} + (-1)^n \frac{2l^2}{n^2\pi^2} \right] +$$

Далее,

$$+ \rho \sum_{n=1}^{\infty} \ddot{b}_n \left[\frac{l}{n\pi} \frac{I_0 \frac{n\pi}{l}}{I_1 \frac{n\pi}{l}} \sin\frac{n\pi\bar{x}}{l} + (-1)^n \frac{4l^2}{n\pi}\left(\frac{1}{2} - \frac{\bar{x}}{2l}\right) \right] \qquad (17)$$

преобразуем уравнение (1) с учётом (17) по методу Бубнова -Галёркина, получим систему обыкновенных дифференциальных уравнений для определения вектора – столбца перемещений $\bar{q}$. Ограничим систему до 2n +1 уравнений. В матричной форме система уравнений приводится к виду

$$A\ddot{\bar{q}} + C\bar{q} = \bar{F} \tag{18}$$

Здесь $\bar{q} = (a_0, a_1, ..., a_n, b_1, ..., b_n)^T$ - вектор-столбец перемещений; $\bar{F}$ - вектор-столбец возмущений. При использовании безразмерной системы единиц измерения, в которой в качестве основных параметров выбраны $Eh/\left[R^2(1-\mu^2)\right], R, \rho$ матрица $\boldsymbol{C}$ имеет вид

$$C = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1/2 & 0 & \dots & 0 \\ - & - & - & - & - \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2 \end{vmatrix} \tag{19}$$

Матрица $A = 2l^2 \cdot \Delta$, где

$$\Delta = \begin{vmatrix} \frac{4}{3} & \frac{1}{\pi^2} & \frac{-1}{(2\pi)^2} & \dots & \frac{(-1)^{n+1}}{(n\pi)^2} & -\frac{1}{\pi} & \frac{1}{2\pi} & \dots & \frac{(-1)^n}{n\pi} \\ \frac{1}{\pi^2} & \gamma_{11} & & & & & & & \\ -\frac{1}{(2\pi)^2} & & \gamma_{22} & & O & & O & & \\ - & - & - & - & - & - & & & \\ \frac{(-1)^{n+1}}{(n\pi)^2} & & O & & \gamma_{nn} & & & & \\ - & - & - & - & - & - & - & - & - \\ -\frac{1}{\pi} & & & & & \left(\gamma_{11} + \frac{1}{\pi}\right) & \frac{-1}{2\pi} & \dots & \frac{(-1)^{n+1}}{n\pi} \\ \frac{1}{2\pi} & & & O & & -\frac{1}{2\pi} & \left(\gamma_{22} + \frac{1}{2\cdot 2\pi}\right) & \dots & \frac{(-1)^{n+1}}{n\cdot 2\pi} \\ \frac{(-1)^n}{n\pi} & & & & & \frac{(-1)^{n+1}}{n\pi} & \frac{(-1)^{n+2}}{2n\pi} & \dots & \left(\gamma_{nn} + \frac{1}{n^2\pi}\right) \end{vmatrix}$$

Коэффициент $$\gamma_{ii} = \frac{1}{4il\pi} \cdot \frac{I_0\left(\frac{i\pi}{l}\right)}{I_1\left(\frac{i\pi}{l}\right)} \qquad (20)$$

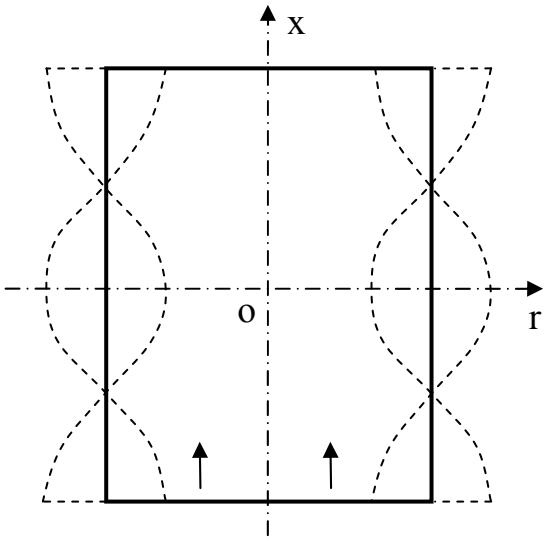


Рис. 2.

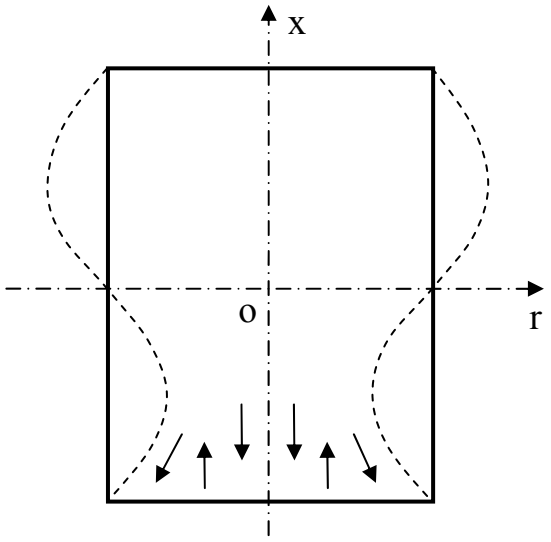


Рис. 3.

ВЫВОДЫ

Таким образом разработана методика расчёта колебаний цилмндрических оболочек, заполненных жидкостью при осесимметричных осевых нагрузках. Предложенная модель взаимодействия упругой цилиндрической оболочки и несжимаемой жидкости основана на учёте ограниченных размерах корпуса резервуара. Традиционная модель « бесконечно длинная оболочка» в задачах устойчивости корпуса является не вполне корректной.

Необходимо отметить, что реальные объекты (резервуары с жидкостью) имеют реальные значения длины и диаметра одного порядка, безразмерная длина которых $l = L/2R \approx 1$. Кроме того, при увеличении членов ряда (17) отношение $I_0(\bullet)/I_1(\bullet)$ стремится к единице, а остальные сомножители достаточно быстро стремятся к нулю. В связи с этим вполне достаточно ограничится числом $n = 3 \div 4$.

Как показано в работе [6], выполненной авторами настоящей статьи, при оценке устойчивости оболочек топливных резервуаров при действии ударной волны вполне достаточно учитывать лишь первый член в разложении (5) $w = \ddot{a}_0(t)$. В такой постановке уравнение осесимметричных колебаний оболочки сводится к виду

$$\left(\overline{\rho}_0\,\overline{h} + \overline{m}^*\right)\ddot{w} + w = P(t) \qquad (21)$$

Здесь *P(t)* – приведенное внешнее динамическое воздействие; *m** - коэффициент присоединённой массы жидкости

$$\overline{m}^* = \frac{8}{3}l^2 \qquad (22)$$

Размерная присоединённая масса жидкости равна

$$m^* = \overline{m}^*\rho R \qquad (23).$$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Андерсен Д, Линдберг Г. Динамическое выпучивание цилиндрических оболочек под действием нестационарного бокового давления. «Ракетная техника и космонавтика». Том 6, №4 – 1968 .
2. Кармишин А.В. и др. Нестационарная аэроупругость конструкций. «Машиностроение», М.,1982 .
3. Мнёв Е.Н., Перцев А.К. – Гидроупругость оболочек. «Судостроение», Л.,1970 г.
4. Перцев А.К., Платонов Э.Г. Динамика оболочек и пластин. «Судостроение»,Л.,1987 .
5. Чемодуров В.Т. и др.- Устройство для отработки и исследования подводного старта ракет. Авторское свидетельство №284549, 1989 г.
6. Чемодуров В.Т, Попов А.Г., - Устойчивость круговых цилиндрических оболочек под воздействием нестационарного бокового давления. «Строительство и техногенная безопасность», Сб. научных трудов НАПКС, вып.21, Симферополь, 2007 г.

УДК 000.000

ПЕРЕХОДНЫЕ ПРОЦЕССЫ В МЕХАНИКЕ СООРУЖЕНИЙ

Волосович О. В., к.т.н., проф. НАПКС, НАПКС

Рассматриваются процессы, в которых при известной величине определяющего параметра происходит существенное изменение первоначального состояния равновесия объекта. Обнаруживается значительное сходство графиков таких процессов независимо от их природы. Обсуждается возможность более широкой трактовке проблемы устойчивости первоначального состояния равновесия системы. Делаются выводы о преимуществе энергетического перехода к проблеме устойчивости зданий и сооружений как систем, учитывающих в переходном процессе в период эксплуатации.

переходные процессы, равновесие, устойчивость, здание, сооружение, потенциальная энергия

Переходным процессом, в нашем понимании, является такой процесс изменения механической или физической системы, при котором исходное равновесное состояние меняется на другое равновесное или неравновесное состояние. При этом все системы можно разделить на те, у которых переходное состояние реализуется и на те, для которых переходной процесс принципиально невозможен.

В литературе рассматривается поведение и тех и других систем. Нас, в большей степени, интересует реализация переходного процесса.

В работе [1] приведены графики поведения кристаллического и аморфного тела при повышении температуры (рис. 1).

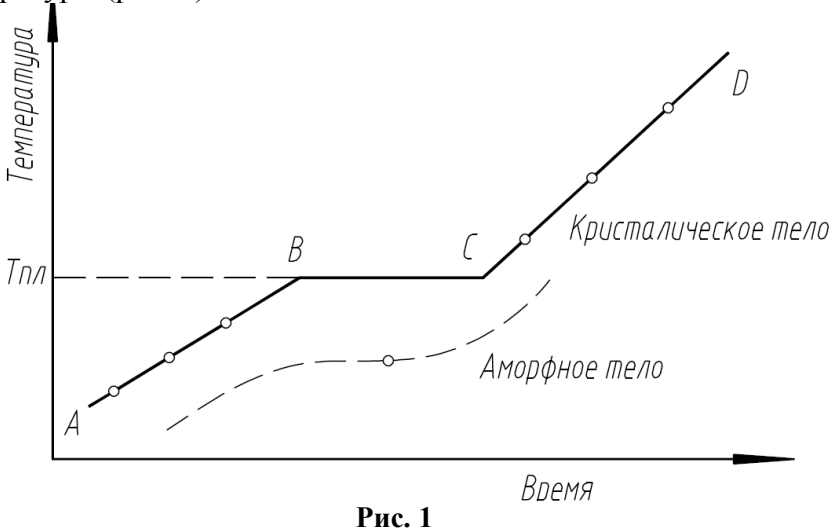


Рис. 1

Видно, что до определенного момента состояние кристаллического тела остается неизменяемым. При достижении температуры плавления температура не меняется пока вся масса тела не перейдет в расплав (другое состояние). Дальнейшее повышение температуры возможно, но состояние вещества оно не меняет. Налицо переход одного равновесного состояния в другое.

Первоначальное состояние аморфного тела в процессе нагрева не меняется. Это не переходный процесс.

В работе [2] приведена диаграмма растяжения стали (рис. 2).

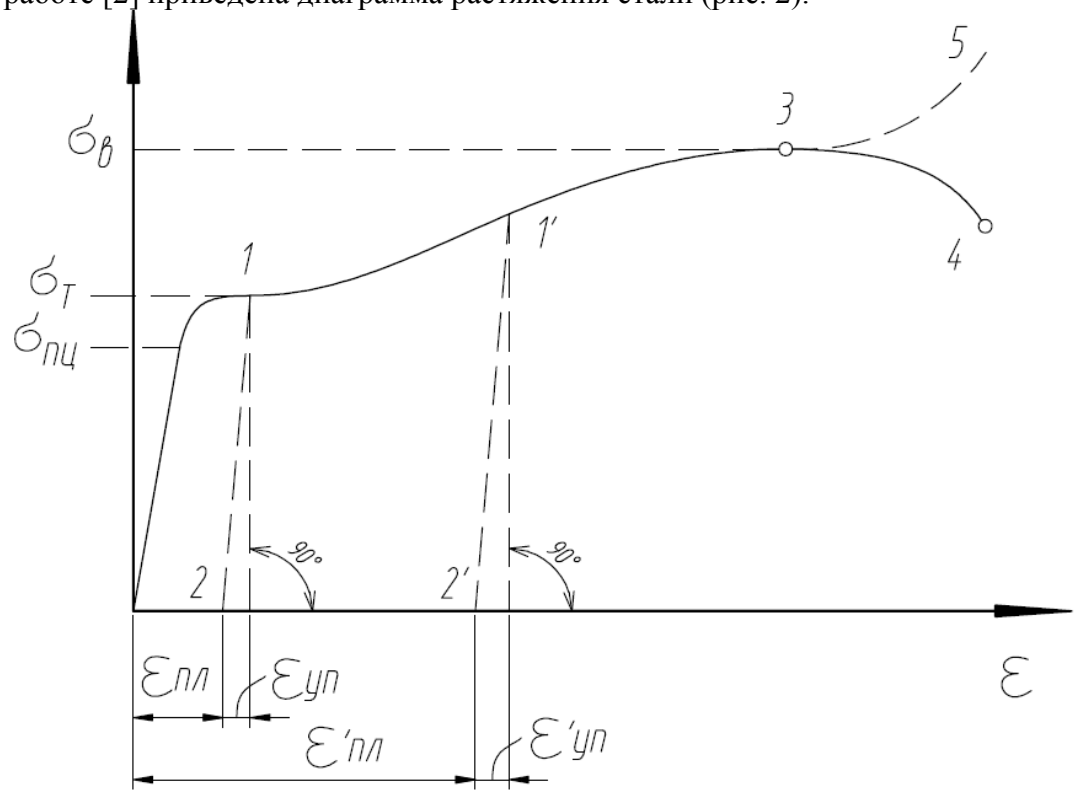


Рис. 2

При растяжении образца происходит то, что Пановко Я. Г. и Губанова Н.И. в своей работе [3] назвали «… своеобразным явлением, которое также можно назвать потерей устойчивости». Утверждение это, очевидно, основано на сходстве процессов, происходящих при растяжении стали Ст.3 с другими переходными процессами.

Площадка текучести – это неустойчивая форма равновесия, когда вся поступающая энергия идет на перестройку кристаллической решетки. Появляется, фактически, новый материал с новыми физико-механическими свойствами.

На графике – это переход к новой равновесной форме как в случае с расплавом кристаллического тела.

Если взять истинную диаграмму «σ -ε» (рис. 3), то сходство графиков до и после перехода еще больше.

Для большинства металлов истинное напряжение связано с истинным относительным удлинением уравнением:

$$\sigma_u = a\varphi^n,$$

где a – постоянная, n – показатель деформационного упрочнения.

В пластичных материалах, где разрушение происходит с образованием шейки, начало образования шейки можно определить как механическую неустойчивость, при которой уменьшение поперечного сечения начинает преобладать над упрочнением материала [4]. В точке неустойчивости $dF = 0$, т.к. $dF = \sigma dA_u - A_u d\sigma$,

где dF - изменение нагрузки, необходимое для дальнейшего растяжения образца,

A_u - истинная площадь сечения.

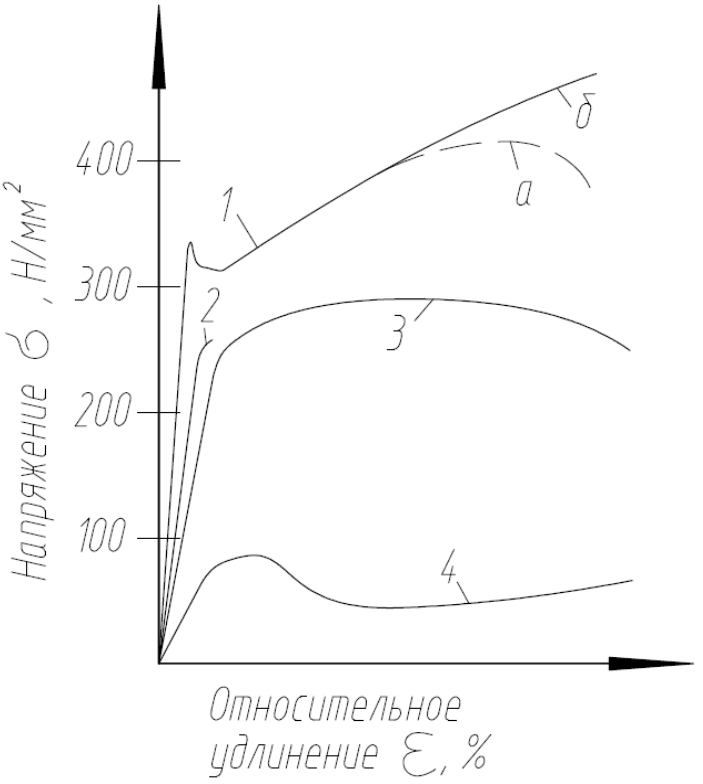


Рис. 3

Следующим этапом после образования шейки является разрушение (разрыв) образца. Это один из возможных «сценариев» развития переходных процессов.

В работе Пановко Я. Г. и Губанова Н.И. [3] (рис.4) показаны графики, на которых видно, что при монотонном росте нагрузки F на сжатый стержень при F=Fкр возможен «перескок» на другую равновесную ветвь.

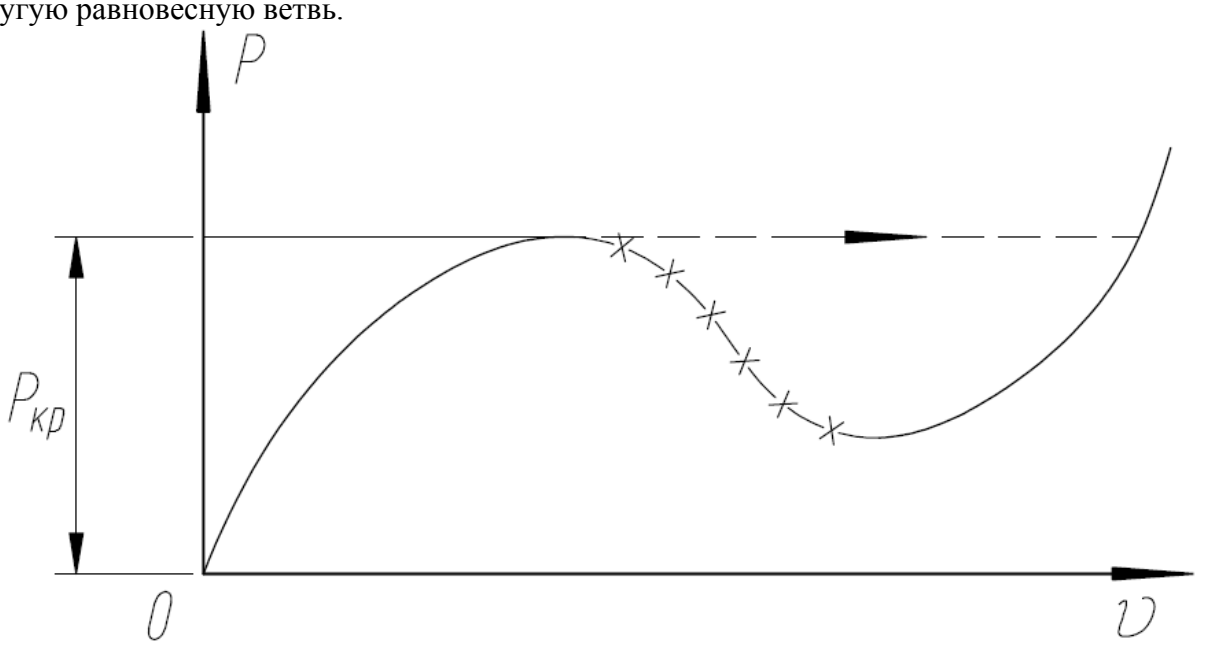


Рис. 4

В таких системах потеря устойчивости первоначального состояния равновесия состоит в резком переходе к новой (несмежной) форме равновесия. На (рис. 5) из этой же работы [3] изображен график, на котором при F=Fкр смежное состояние равновесия отсутствуют, т. е. для таких систем существует единственная невозмущенная форма равновесия.

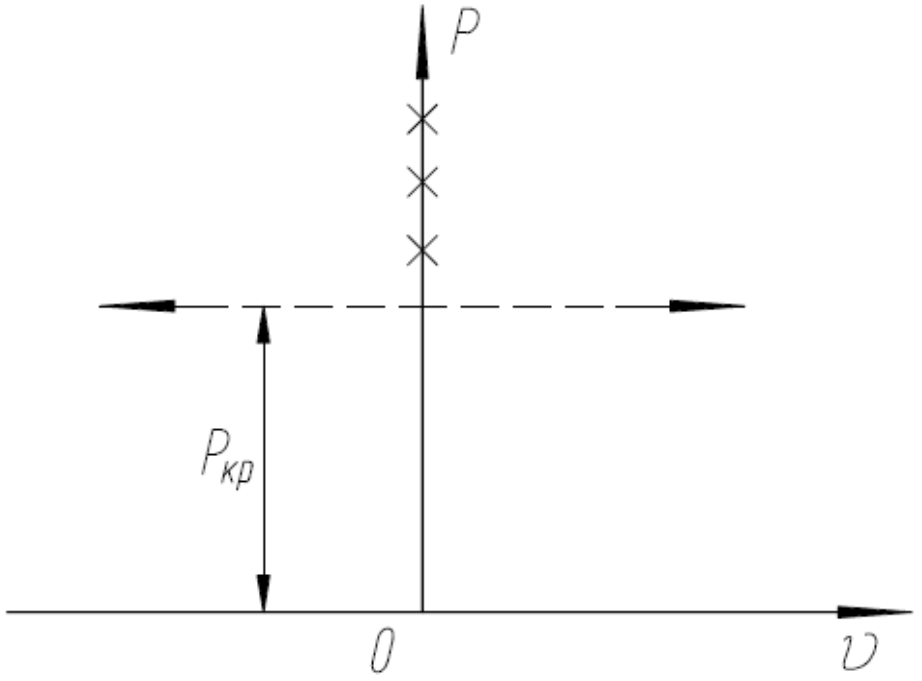


Рис. 5

На (рис. 6) в работе [3] изображена диаграмма для систем, которые вообще не обладают формами равновесия при нагрузках, превышающих некоторый уровень в переходном процессе, зависящий от свойств (состояния) данной системы. Левая часть графика отвечает устойчивому состоянию равновесия, правая (нисходящая ветвь кривой) – неустойчивое состояние равновесия.

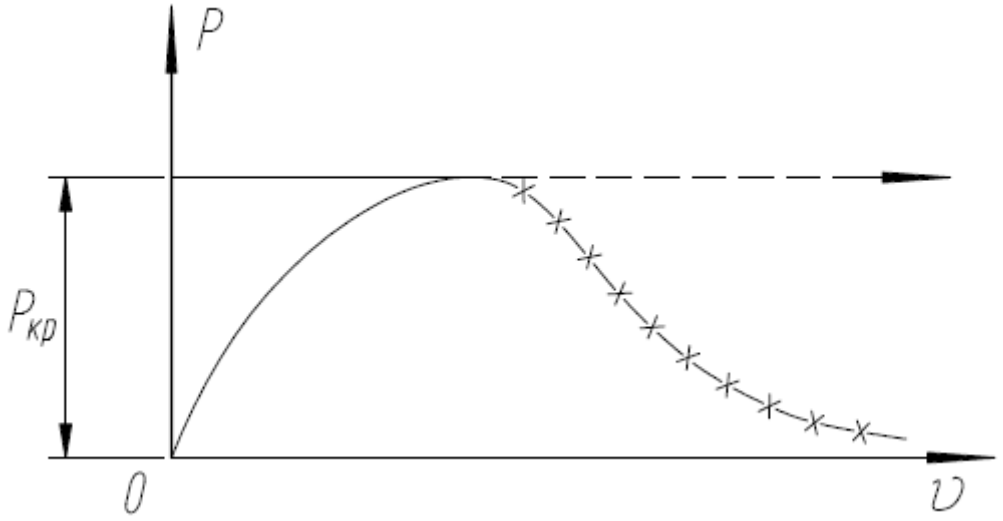


Рис. 6

Сравнение поведения различных физико-механических систем позволяет сказать, что они способны сохранять устойчивое первоначальное состояние равновесия при монотонном росте потенциальной энергии системы до предела, при котором происходит автоматическое изменение свойств системы и становится возможным переход к другой форме устойчивого равновесия или происходит переход потенциальной энергии в кинетическую энергию разрушения. Очевидно, что искусственно меняя свойства системы до точки перехода можно добиться существования смежной равновесной формы.

Таким образом, нагруженные механические системы могут находиться в данный момент времени в состоянии устойчивого или неустойчивого равновесия. Это, во многом, определяется способностью системы накапливать и удерживать на определенном уровне запас потенциальной энергии.

Проводя аналогию, реальное сооружение – это аккумулятор потенциальной энергии. Так же как обычный аккумулятор оно способно накапливать энергии и расходовать ее даже в режиме расчетных нагрузок. Об аккумуляторе говорят, что он «садиться».

На рис. 7 показаны возможные графики изменения потенциальной энергии сооружения (здания) во времени.

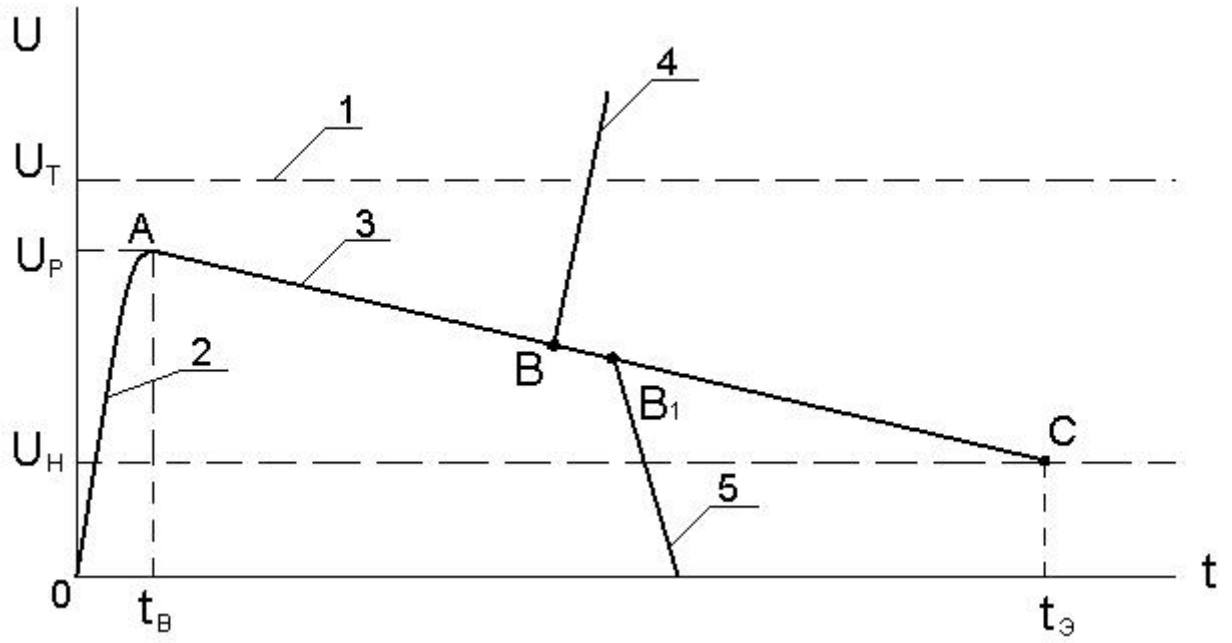


Рис. 7

Графики показаны лианиризованными, хотя в действительности зависимости могут быть сложнее. На рис. 7:

U_T – теоретическое значение потенциальной энергии на стадии проекта;

U_P – реальное значение потенциальной энергии в момент сдачи сооружения в эксплуатацию;

U_H – нижнее значение потенциальной энергии, при котором эксплуатация здания (сооружения) становится опасной.

Точка А соответствует к переходу к режиму эксплуатации; любая точка В соответствует переходу системы на новое равновесное состояние; точка B_1 – переходу на смежные неравновесные состояния; точка С – соответствует времени окончания эксплуатации здания (сооружения) по любым причинам: морального или физического износа, разрушения.

Видно, что уровень U_T (пунктирная прямая 1) не может быть достигнут (без дополнительных изменений и затрат) при возведении реального сооружения, всегда имеющего начальные несовершенства различного рода. Процесс старения (физического износа) начинается уже в момент начала возведения и, чем продолжительнее сроки возведения, тем ниже может оказаться точка А.

Участок ОА (прямая 2) соответствует первой устойчивой равновесной форме. Участок АВ или AB_1 (прямая 3) переходная прямая, наклон которой во многом зависит от условий эксплуатации здания (сооружения). В любой момент времени может быть осуществлен переход на новую равновесную ветвь (прямая 4), но это, совершенно очевидно, требует дополнительных затрат (энергии).

Резкое изменение условий эксплуатации или значительные ошибки в проекте, большие начальные несовершенства приводят к переходу графика на неравновесную ветвь (прямая 5). При этом потенциальная энергия переходит в кинетическую энергию разрушения. Примером может служить преждевременное обрушение аквапарка в Ясенево (г. Москва).

Наиболее полным наше знание о состоянии сооружения является на стадии завершения проекта. В этот момент информационная энтропия равна нулю. В процессе эксплуатации энергоинформационная энтропия растет. Риски увеличиваются. Разовые замеры параметров сооружения не могут дать полного представления о развитии переходных процессов. Очевидно, необходим периодический или постоянный мониторинг и готовность вкладывать средства с целью поддержания или улучшения эксплуатационных характеристик зданий (сооружений).

Это в полной мере относится к сооружениям, возводимым в сейсмоопасных зонах. Тем более что средства защиты от сейсмических воздействий также подвержены физическому износу и уровень защищенности во времени неуклонно (без вмешательства) падает.

ВЫВОДЫ:

1. Переходные процессы являются общей характеристикой нагруженных механических систем.
2. Уровень потенциальной энергии и ее изменение во многом определяют состояние системы.
3. Для снижения рисков существование системы (здания, сооружения) необходимо осуществлять периодический или постоянный мониторинг состояния здания (сооружения).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ:

1. Бумшаков Б.Н., Хромов Ю.А. Физика твердого тела. Издательство «Высшая школа» г. Москва, 1971.
2. Дарков А.В., Шпиро Г.С. Сопротивление материалов. «Высшая школа» г. Москва, 1975.
3. Пановко Я.Г., Губанова Н.И., Устойчивость упругих систем. Издательство «Наука» г. Москва, 1967.
4. Справочник. Испытание материалов. «Металлургия» г. Москва, 1979.

УДК 624.94.014.2:624.042.7

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ СВАРНЫХ УЗЛОВ РАМНЫХ КАРКАСОВ

Ажермачев Г.А., к.т.н., профессор; Перминов Д.А., аспирант; Чеботарева Е.Г., аспирант,НАПКС, г.Симферополь

Рассматривается модель рамного узла стального каркаса, изготовленная в натуральную величину в заводских условиях. Описывются инструменты и оборудования, которые использовалось при проведении эксперимента. По результатам испытаний модели рамного узла проводиться изучение напряженного состояния элементов рамных узлов каркасов. Определяется несущая способность и жесткость узлов при работе на статическую нагрузку.

Сейсмостойкость рамных каркасов многоэтажных зданий зависит, в первую очередь, от надежности работы соединений ригелей с колоннами.

Исследовались наиболее перспективные с точки зрения расхода металла и трудоемкости монтажа рамные узлы каркасов с непосредственным креплением полок ригелей к колоннам на сварке.

В заводских условиях была изготовлена экспериментальная модель в виде двух спаренных рамных узлов, каждый из которых имел свои конструктивные особенности (рис. 1). Узлы У1 и У2 выполнены из стали марки ВСт3пс по ГОСТ 380-94 (класс стали С245 по ГОСТ 27772-88), имели двутавровые ригели №22у и колонны П – образного сечения из 4∟ 100х8 (рис. 2). В открытой части уголки колонны соединялись листовыми накладками. Замена коробчатого сечения колонны на П – образное вызвана необходимостью создания доступа к внутренним диафрагмам, для наклейки датчиков. Такое отступление от реальной конструкции вполне допустимо в моделях узлов, так как это не изменяет характера работы ригелей и диафрагм. Сварка производилась вручную электродами типа Э-42. Сварные швы сопряжения поясов ригеля со стенкой колонны выполнялись с разделкой кромок. Конструктивные особенности узла У1: в колонне, в месте крепления верхнего пояса ригеля, установлена прямоугольная горизонтальная диафрагма; в колонне, в месте крепления нижнего пояса ригеля, установлена треугольная горизонтальная диафрагма; в колонне между горизонтальными диафрагмами установлено прямоугольная вертикальная диафрагма (ребро)

в месте примыкания стенки ригеля к колонне [1]. Конструктивные особенности узла У2: в колонне, в месте крепления верхнего пояса ригеля, установлена треугольная горизонтальная диафрагма; в колонне, в месте крепления нижнего пояса ригеля, установлена прямоугольная горизонтальная диафрагма.

При экспериментальных исследованиях измерялись напряжения в поясах и стенках ригелей, в диафрагмах, в стенке колонны; определялась несущая способность и деформативность узлов.

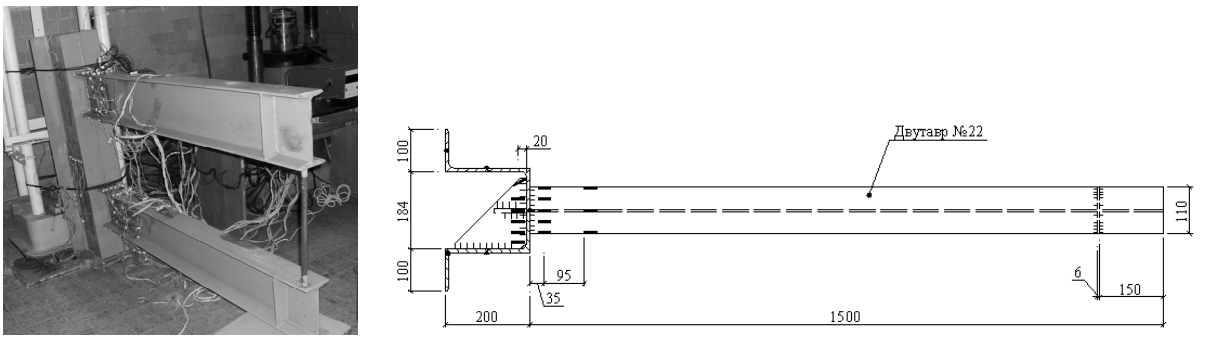


Рис. 1. Экспериментальная установка.

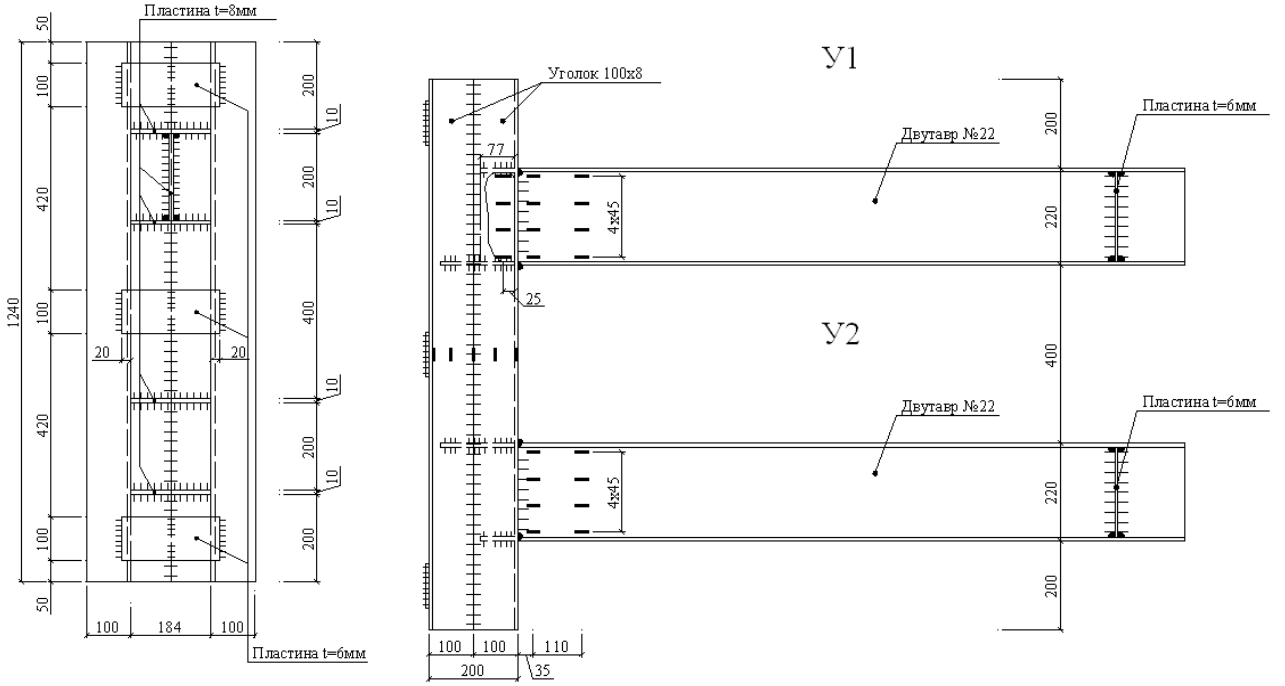


Рис. 2. Узлы У1, У2.

Для определения напряженного состояния ригелей и уровней концентрации напряжений в поясах, последние замерялись в двух сечениях, расположенных у грани колонны и на расстоянии b, где b – ширина пояса. По полученным данным подсчитывались средние экспериментальные напряжения в поясах, стенках, диафрагмах и сравнивались с теоретическими. Деформативность узлов определялась по прогибам ригелей в процессе нагружения. Для оценки несущей способности узлов модели нагружение доводилось до разрушения.

Напряжения в элементах узлов замерялись с помощью тензодатчиков сопротивления типа ПКБ-20. Показания тензорезисторов регистрировали с помощью цифрового тензометрического моста ЦТМ-3 через ручной переключатель (рис. 3). Места установки тензодатчиков показаны на узлах (рис. 2). Деформации узлов фиксировались линейкой.

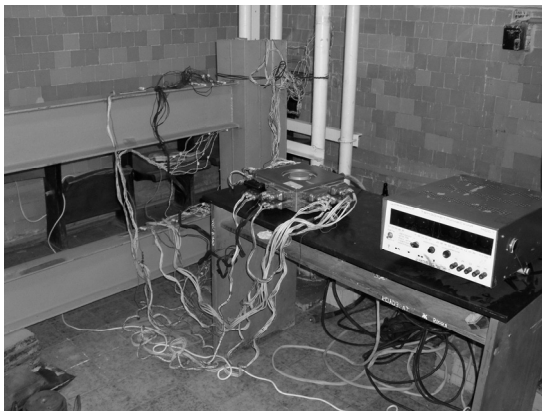


Рис. 3. Тензометрический мост ЦТМ-3 и ручной переключатель.

Нагрузка создавалась при помощи гидравлических домкратов ДГ-10 с возможным максимальным усилием 10 тс (суммарный рабочий ход до 100 мм) и насосной станции с ручным приводом НСР-8(17,5) с предельным давлением 8 т и 17,5 т в зависимости от грузоподъемности подсоединенного домкрата (рис. 4).

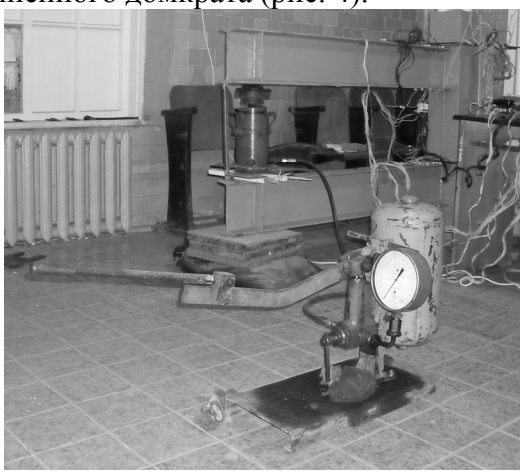


Рис. 4. Гидравлический домкрат и насосная станция.

Все испытания начинались с проверки измерительных приборов. Контрольная нагрузка составляла 25% от расчетной. При этой нагрузке проверялись показания всех приборов, которые снимались по схеме: 0 – контроль (0,25Р расч.) – 0. За расчетную принята нагрузка, при которой средние нормальные напряжения в поясах ригелей равны расчетному сопротивлению стали на растяжение. Нагрузка прикладывалась ступенями 0,5 т. Показания снимались с приборов в два этапа: сразу после приложении нагрузки; после выдержки 3-5 минут.

Для оценки напряженного состояния узлов в характерных сечениях элементов строились эпюры экспериментальных напряжений для нагрузок, соответствующих упругой работе материала.

Эпюры нормальных напряжений в элементах узла У1 приведены для двух значений экспериментальной нагрузки P=2 тс и P=3 тс (рис. 5). Из рисунка видно, что у грани колонны в стенке ригеля нарушается закон плоских сечений и стенка практически не участвует в передаче изгибающего момента.

Рассмотрим верхний пояс и прямоугольную горизонтальную диафрагму узла У1, в которых возникают сжимающие напряжения. В верхнем поясе ригеля в сечении, расположенном на расстоянии 35 мм от стенки колонны, при нагрузке 3 тс нормальные напряжения на левой фибре (если смотреть со стороны консольного конца ригеля) достигают предела текучести стали, а на правой фибре они меньше на 50% от предела текучести. В результате возникает неравномерность распределения напряжений по ширине пояса с перепадом значений. Такое же неравномерное распределение нормальных напряжений происходит в сечении, расположенном на расстоянии 145 мм от грани колонны. В прямоугольной горизонтальной диафрагме нормальные напряжения, определяемые на расстоянии 25 мм от внутренней грани колонны, не значительные и достаточно равномерно

распределяются по ширине. Однако в середине диафрагмы происходит скачек напряжений при нагрузке 3 тс.

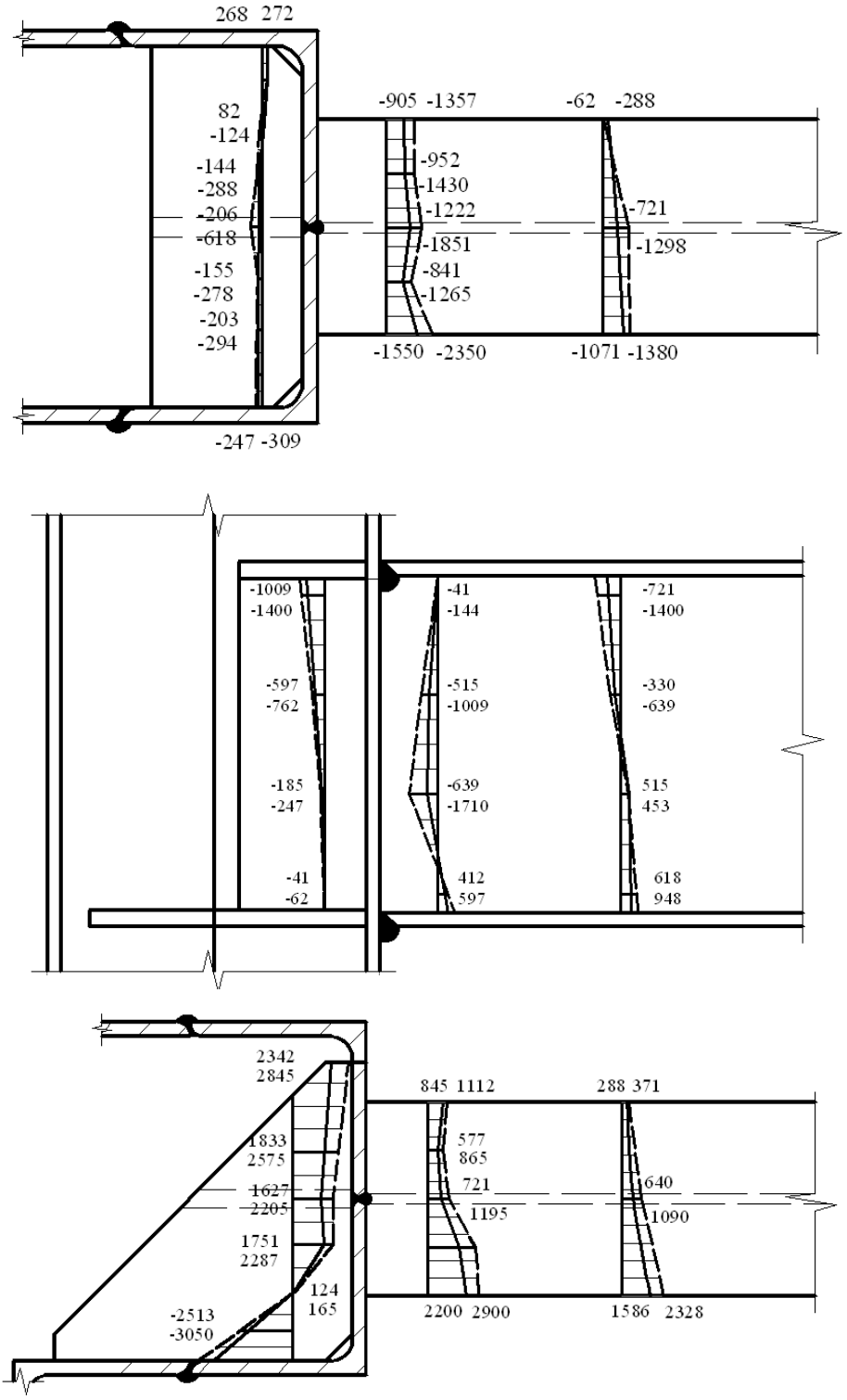


Рис. 5. Эпюры напряжений узла У1.

——— P **=2 тс**

------ P **=3 тс**

Рассмотрим стенку ригеля и вертикальную диафрагму (рис. 5). В стенке ригеля в сечениях, расположенных на расстоянии 35 мм и 145 мм от грани колонны, в зоне верхнего пояса возникают сжимающие напряжения, а в зоне нижнего пояса – растягивающие напряжения, следовательно распределение напряжений по высоте стенки ригеля носит классический характер в соответствии с [2]. В вертикальной диафрагме возникают только сжимающие напряжения, определяемые на расстоянии 25 мм от внутренней грани колонны.

Рассмотрим нижний пояс и треугольную горизонтальную диафрагму узла У1. В нижнем поясе ригеля в сечении, расположенном на расстоянии 35 мм от стенки колонны, при нагрузке 2 тс нормальные напряжения на левой фибре достигают предела текучести стали, а на правой фибре они меньше в три раза. При нагрузке 3 тс на левой фибре нормальные напряжения превышают предел текучести и начинается развитие пластических деформаций, а на правой фибре напряжения меньше в три раза. В результате возникает неравномерность распределения напряжений по ширине пояса с перепадом значений также как и в верхнем поясе, только с противоположным знаком. Соответственно неравномерное распределение нормальных напряжений происходит в сечении, расположенное на расстоянии 145 мм от грани колонны. Что касается треугольной горизонтальной диафрагмы, в ней напряжения, определяемые на расстоянии 25 мм от внутренней грани колонны, с лева на право меняются от сжимающих до растягивающих. Причем при нагрузке 2 тс на краях диафрагмы возникают напряжения, отличающиеся знаком, но примерно равные по модулю и достигающие предела текучести. При нагрузке 3 тс напряжения по краям превышают предел текучести и в этих зонах возникают пластические деформации.

В итоге, в узле У1 в верхнем и нижнем поясах ригеля возникает неравномерность распределения напряжений по ширине пояса с большим перепадом значений, отличающихся порядка в 2 – 3 раза. Неравномерность напряжений обуславливается наличием треугольных горизонтальных диафрагм и как результат отрицательное возникновение кручения ригеля. В треугольной горизонтальной диафрагме, расположенной в уровне нижнего пояса ригеля, при нагрузке 2 тс начинают возникать пластические деформации.

ВЫВОДЫ

Проведенные экспериментальные исследования рамных узлов стальных каркасов показали:

Экспериментальная несущая способность узлов при статической нагрузке значительно выше расчетной.

В узле У1 стенка ригеля участвует в передаче изгибающего момента, за счет вертикальной диафрагмы установленной в колонне между двумя горизонтальными диафрагмами, снижая максимальные напряжения в поясах ригеля.

Нормальные напряжения по ширине пояса ригеля в месте приварки его к колонне распределяются не равномерно. Уровень концентрации нормальных напряжений в поясе ригеля, определяемый коэффициентом, зависит от конструктивного решения узла.

В узле У1 нормальные напряжения в месте сварного шва, крепящего пояс ригеля к колонне, ниже 5-7%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Патент №25801. Украина. Вузол рамного сейсмостійкого каркаса /Г.А Ажермачов, С.Г. Ажермачов, О.В. Морозова, Д.А. Перминов. Опуб. 27.08.2007. Бюл №13.
2. Тимошеико, С. П. Курс сопротивления материалов [Текст] / С. П. Тимошенко – Государственное науч.-техн. изд., М., 1931. - 230 с.
3. Килимник Л.Ш., Лаврентьева Л.Э. Работа узлов стальных каркасов зданий при статических и циклических нагрузках. «Промышленное строительство», 1970, №9.
4. Ажермачев Г.А., Остриков Г.М. Экспериментальное исследование узловых соединений рамных каркасов [Текст] / Г.А. Ажермичев, Г.М. Остриков / / Изд. вузов Строительство и архитектура - 1972. - № 9.

УДК 000.000

ОСОБЕННОСТИ НАУЧНО-РЕСТАВРАЦИОННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ КРЫМА

Алексеенко В.Н., кандидат технических наук, доцент,
Жиленко О.Б., магистр строительства, аспирант,
Панюков Э.Ф., доктор технических наук, профессор.
НАПКС, 95493, г. Симферополь, ул. Киевская 181, тел. 259-442

Научно-реставрационные исследования памятников архитектуры Крыма имеют ряд особенностей, влекущих за собой необходимость тщательной и зачастую принципиально индивидуальной разработки методики и программы проведения технических обследований. Технические решения усиления объектов культурного наследия, осуществляющиеся на основе ошибочных представлений о фактической работе конструкций, частей здания или неполной диагностики могут лишь скрыть дефекты, проявление которых с течением времени неизбежно будет приводить к более сложным состояниям.

В данной работе освещаются вопросы, связанные с комплексными научно-реставрационными исследованиями памятников архитектуры и сложностью диагностики дефектов таких объектов.

Объект культурного наследия, памятник архитектуры, исследования, сейсмостойкость

Памятники архитектуры Крыма составляют значительный потенциал не только для экскурсионно-туристического освоения курортного региона, но и являются кладезью общечеловеческих ценностей, передающей эмоциональный опыт предков и дух времени прошлых столетий. Сложнейшей задачей не только в экономическом плане, но и в еще большей степени – технической, встает проблема сохранения для будущих поколений зданий и оборонительных сооружений Крыма, занесенных в перечень объектов культурного наследия [1].

К сожалению, мы начинаем безвозвратно терять объекты культурного наследия. Недавнее обрушение сторожевой башни в Балаклаве, изменения в облике и хаотичная застройка территорий, прилегающих к крепостным башням в г. Алуште, Судаке ведет к невозможности передачи исторической ауры, при этом эмоциональный смысл объекта культурного наследия утрачивается катастрофически быстро.

Научно-реставрационные исследования памятников архитектуры Крыма имеют ряд особенностей, влекущих за собой необходимость тщательной и зачастую принципиально индивидуальной разработки методики и программы проведения технических обследований. Сейсмичность территории, влияние сложных инженерно-геологических условий, влияние урбанизированных территорий с плотной застройкой и отсутствием надежных водонесущих коммуникаций, а зачастую и их полным отсутствием (сливные ямы), приводит к повышению уровня грунтовых вод, что напрямую увеличивает расчетную сейсмоопасность даже достаточно локальных территорий с расположенными на них памятниками архитектуры. Научно-реставрационные исследования памятника архитектуры в итоге должны завершиться техническими решениями не только по его сохранению, но и обеспечению безопасной эксплуатации для экскурсионной или хозяйственной деятельности. Учитывая необходимость сохранения не только архитетурно-планировочных характеристик, но и фасадов, интерьеров, а также исторического возраста основных отделочных материалов [2,3] такие технические решения становятся предметом многофакторых исследований.

Обследование бывшей водолечебницы “РОФЕ” в г. Ялте по ул. Набережной, 31 в которой на момент проведения работ функционировала студия звукозаписи выявило следующее. Здание постройки конца XIX века. Несущая система – каменные продольные стены. Здание без подвала. Состояние несущих конструкций со времени проведения предыдущего обследования в 2002 г. ухудшилось.

Фундаменты здания выполнены бутовой кладкой из камней прочностью до 400 кгс/см^2. Раствор соответствует марке по прочности на сжатие 0.0кг/см^2 Прочностные

характеристики фундамента имеют значительный разброс. Расчетное сопротивление сжатию бутовой кладки фундаментов в зонах выполненных из камней чистой тески R=35кгс/см^2. Однако, в зонах выполненных из камней рваного бута расчетное сопротивление сжатию R приближено к весьма малым значениям от 1.5 кг/ см^2 до 3.3 кг/ см^2 . Расчетное сопротивление кладки фундаментов осевому растяжению составляет R_t=0.1кгс/см^2. Расчетное сопротивление кладки фундаментов растяжению по перевязанному сечению не более R_{tb}=0.2кгс/см^2. Расчетное сопротивление кладки фундаментов срезу не более R_{sq}=0.2кгс/см^2.

Армированные пояса и вертикальная гидроизоляция фундаментов отсутствуют. Горизонтальная гидроизоляция стен отсутствует. Вскрытием шурфов фундамента несущей стены главного фасада установлено наличие грунтовых вод. Уровень их расположен на глубине 0.8м от планировочной отметки. Фундаменты не удовлетворяют требованиям современых нормативных документов. Наблюдаются расслоение и незаполненные пустоты кладки цокольного участка стены.

В соответствии с данными технического обследования, проведенными специалистами Крымской КАРМ «Укрпроектреставрация», по состоянию на 2002г. расчетное сопротивление грунта основания составляет 2.18кг/см^2, а давление под подошвой фундамента (при полной полезной нагрузке 150кг/м^2) может составить 3.05кг/см^2. То есть, при использовании здания звукозаписи в качестве даже жилого фонда, дефицит несущей способности по грунтам оснований составит около 40%, при использовании же здания звукозаписи в качестве объекта с массовым пребыванием людей дефицит несущей способности достигнет более 50%, что станет весьма опасным. При этом следует отметить, что при выполнении обследования в 2002г. не было установлено наличия грунтовых вод на столь высокой отметке, это свидетельствует о продолжающихся интенсивных процессах подтопления здания студии звукозаписи и как следствие ухудшении общего состояния его несущей системы

Техническое состояние фундаментов в соответствии с принятыми в действующих нормативных документах классификационными признаками – не пригодное к дальнейшей эксплуатации без усиления. Необходимо подчеркнуть, что в случае осуществления нагружения перекрытий нормативной полезной нагрузкой без усиления фундаментов их состояние будет приближено к аварийному.

Стены здания выполнены бутовой кладкой из камней прочностью до 400 кгс/см^2. Раствор соответствует марке по прочности на сжатие 0.0кг/см^2.Прочностные характеристики кладки стен имеют значительный разброс. Расчетное сопротивление сжатию бутовой кладки стен в зонах выполненных из камней чистой тески R=35кгс/см^2. Однако, в зонах выполненных из камней рваного бута расчетное сопротивление сжатию R приближено к весьма малым значениям от 1.5 кг/ см^2 до 3.3 кг/ см^2 . Расчетное сопротивление кладки стен осевому растяжению составляет R_t=0.05кгс/см^2. Расчетное сопротивление кладки стен растяжению при изгибе не более R_{tb}=0.1кгс/см^2. Расчетное сопротивление кладки стен срезу не более R_{sq}=0.2кгс/см^2.

Клинчатые перемычки находятся в состоянии не пригодном к дальнейшей эксплуатации без усиления. Стены здания в результате продолжающихся неравномерных осадок получили значительные повреждения трещинами, которые отсутствовали по состоянию на момент проведения обследования в 2002г.

Армирование стен более поздних пристроек отсутствует полностью. Конструктивные решения (размеры простенков и проемов, отсутствие железобетонных сердечников и поясов) не соответствуют требованиям действующих нормативных документов регламентирующих строительство в сейсмических районах. Установлено значительное отклонение стены здания более поздней пристройки от вертикали. Стены пристройки уже подвергались усилению при помощи металлических тяжей.

Техническое состояние стен основного здания в соответствии с принятыми в действующих нормативных документах классификационными признаками – не пригодные к дальнейшей эксплуатации без усиления. Техническое состояние стен пристройки в

соответствии с принятыми в действующих нормативных документах классификационными признаками –аварийное.

Перекрытия 1-го, 2-го и 3-го этажей выполнены деревянными и монолитными железобетонными. Повсеместное повреждение древоточцами. Техническое состояние деревянных перекрытий в соответствии с принятыми в действующих нормативных документах классификационными признаками – аварийное. Реальная угроза обрушения.

Железобетонные перекрытия выполнены с использованием бетона на мелком заполнителе из морского песка с крупным заполнителем – морским галечником. Прочность бетона на сжатие имеет значительный разброс и соответствует классу от В7.5 до В10 по прочности на сжатие. Такая прочность бетона является недостаточной для эксплуатации железобетонных конструкций в сейсмоопасных районах, тем более учитывая агрессивность атмосферной среды, определяемой непосредственной близостью моря. Коррозия арматурных стержней железобетонных перекрытий достигает в отдельных зонах 60 %и более. Железобетонное перекрытие первого этажа пристройки уже подвергалось усилению металлическими балками, коррозия элементов усиления достигает до 40%. Техническое состояние железобетонных перекрытий в соответствии с принятыми в действующих нормативных документах классификационными признаками – аварийное.

Лестница выполнена деревянной. Дефекты лестницы - повреждение древоточцами, значительные прогибы, ветхость. Техническое состояние внутренней деревянной лестницы в соответствии с принятыми в действующих нормативных документах классификационными признаками – аварийное. При этом следует отметить, что даже при замене элементов лестницы, не представляется возможным удовлетворить требования действующих нормативных документов, регламентирующих строительство в сейсмоопасных районах (по расположению относительно несущей системы здания). Наружная лестница находится в удовлетворительном состоянии, однако ее конструктивное решение не удовлетворяет требования действующих нормативных документов.

Карнизы кровли не удовлетворяют требования норм и находятся в аварийном состоянии, в целом элементы крыши и покрытия кровли находятся в аварийном состоянии.

Декоративные лепные элементы и изделия наружного архитектурного убранства здания находятся в аварийном состоянии. Требуется их незамедлительный демонтаж (с обязательной маркировкой) с последующим выполнением конструктивных мер крепления к несущей системе здания в соответствии с требованиями действующих нормативных документов, регламентирующих строительство в сейсмоопасных районах.

Следует подчеркнуть, что игнорирование выполнения мероприятий по усилению крепления декоративных элементов фасада с несущей системой здания, становится чрезвычайно опасным при массовом пребывании в нем людей.

Выполненное обследование здания корпуса №5 (бывшая вилла «Белый лебедь») санатория им. Семашко в п.г.т. Симеиз позволило многофакторным анализом предложить технические решения по усилению несущих конструкций. Основные результаты обследования следующие. Здание расположено невдалеке от моря на склоне в контуре территории санатория им. Семашко в п.г.т. Симеиз. Строительная площадка находится в климатическом районе со следующими характеристиками: по весу снегового покрова - 50 кг/м^2; по ветровому давлению - 38 кг/м^2. Глубина промерзания грунтов - 0,5м.

Участок, на котором расположено здание, относится к району с 8-балльной расчётной сейсмичностью по карте общего сейсмического районирования, что подтверждено инженерно-геологическими изысканиями.

По данным инженерно-геологических изысканий основанием фундаментов здания являются суглинки жёлтые и коричнево-бурые твёрдые с обломками известняка и аргиллита до 30% (ИГЭ2) и аргиллиты с суглинистым заполнителем до 20% (ИГЭ 3). Мощность ИГЭ 2 составляет 5,6 м. ИГЭ 3 – аргиллит в верхней части разрушенный с суглинистым заполнителем до 20%. Пройденная мощность аргиллитов 1,5-2 м. Подземные воды до 8,0 м не вскрыты. Значения показателей свойств грунта следующие. Нормативные. ИГЭ 2. Плотность – $\gamma^н$ = 1,9 г/см^3; Коэффициент пористости e = 0,505; Модуль общей деформации

грунта при естественной влажности $E_o^н$=19 МПа; Удельное сцепление – 33 кПа; Угол внутреннего трения $\varphi^н = 24^o$;

Рис. 1 Бывшая вилла «Белый лебедь» в п.г.т. Симеизе. Вид фрагмента интерьера.

Здание двухэтажное (рис. 1) сложное в плане с цокольным этажом под частью здания у фасадной стены по оси Д в осях 4-9. Общие габариты плана 57х22,8 м. Высота первого этажа – 4,5 м, второго - 3,9 м.

По конструктивному решению здание с несущими продольными стенами из каменной кладки и наружными рядами каменных столбов под балконными плитами.

Фундаменты под стены ленточные из бутовой кладки. Глубина заложения фундаментов от поверхности грунта наружных стен 1,8 м, внутренних – 1,3 м, что удовлетворяет рекомендации действующих норм, ширина подошвы фундаментов – 1,2 м. Прочность на осевое сжатие камней бутовой кладки соответствует марке М400, прочность раствора мала и соответствует марке М0. Фундаменты находятся в удовлетворительном состоянии (категория II), их параметры (без усиления) позволяют провести реконструкцию здания с обеспечением его дальнейшей безопасной эксплуатации.

Стены первого этажа толщиной 850 мм выполнены из камня получистой тёски. Прочность камня соответствует марке М400. Прочность раствора колеблется от М0 до М4. Раствор приготовлен на морском песке. Обратим внимание на то, что расчётные сопротивления сжатию кладки, определённые по табл. 5 [4], следует принимать с коэффициентом 0,8 (см. п. 3.13). Кладка стен не имеет армирования и антисейсмических включений из монолитного железобетона. Толщина стен второго этажа - 750 мм. Техническое состояние стен – не пригодное для нормальной эксплуатации в сейсмических районах (категория III). Стены нуждаются в усилении.

Ряд простенков имеют малую ширину, не допускаемую нормами строительства в сейсмических районах. Все такие простенки необходимо усилить.

Большая часть перемычек выполнены железобетонными. Прочность бетона на осевое сжатие соответствует классам В10-12,5, арматура поражена коррозией до 30%. Такие

перемычки нуждаются в усилении. Ряд перемычек выполнены арочными. Их техническое состояние – не пригодное к нормальной эксплуатации без усиления.

Столбы выполнены из кладки камнями получистой тёски в железобетонной обойме, арматура которой поражена значительной коррозией до 40%. Все столбы необходимо усилить.

Междуэтажные и чердачные перекрытия по деревянным балкам с деревянными полами и подшивным потолком разрушены и подлежат полному демонтажу повсеместно.

Техническое состояние существующей лестницы – не пригодное к дальнейшей эксплуатации без усиления. Целесообразна замена существующей лестницы. Перегородки подлежат повсеместному демонтажу. Перекрытия балконных террас железобетонные. Прочность бетона на осевое сжатие соответствует классам В10-12,5, арматура поражена коррозией до 40%, стальные балки – до 60%. Техническое состояние аварийное. Все элементы террас подлежат замене на новые. Кровля ветхая и подлежит полной замене.

Обследование здания цеха бывшего механического завода в г. Евпатории, отнесенного более 30 лет назад к историческим памятникам (как здание имеющее отношение к забастовке рабочих в 1905 г.) выявило целый ряд неожиданных особенностей.

Здание расположено на равнинной местности г. Евпатории на пересечении улиц Тучина - Заводская.

Строительная площадка находится в климатическом районе со следующими характеристиками: по весу снегового покрова - 86 кг/м^2 ; по ветровому давлению - 45 кг/м^2 Глубина промерзания грунтов - 0,8 м. Участок, на котором расположено здание, относится к району с 7-балльной расчётной сейсмичностью по картам А и В современных норм.

Здание производственное (бывший механический цех) одноэтажное со встроенным вторым этажом на части плана в осях 1 - 7, без подвала, прямоугольное в плане, без выступов и углублений. Это соответствует рекомендациям норм регламентирующих строительство в сейсмических районах. Общие габариты плана 53,8х12,60 м. Высота этажа – 5,8 м. В зоне встроенного второго этажа высота в чистоте (без учёта толщины перекрытий) первого этажа – 2,6 м, второго - 2,5 - 2,6 м.

По конструктивной схеме здание каменное с несущими продольными стенами, усиленными пилястрами. В осях 5 - 6 и 7 имеются внутренние поперечные стены, что соответствует рекомендациям норм. Обследуемое здание через вставку из пильного камня - ракушки, судя по кладке, в 60-е годы прошлого столетия сопряжено со зданием дореволюционной постройки по ул. Заводской.

Фундаменты под стены ленточные. Высота фундаментов не менее 1,2 м, ширина подошвы фундаментов – 0,6 м.

Фундаменты находятся в удовлетворительном техническом состоянии в соответствии с рекомендациями ранее действовавших норм. Однако, новыми нормами по строительству в сейсмических районах Украины возведение фундаментов из бутовой кладки не рекомендуется.

Стены надземной части здания толщиной 550 мм выполнены из пильного камня-ракушки. Стены усилены пилястрами с консолями для размещения подкрановых путей. Прочность камня соответствует марке М25. Прочность песчано-цементного раствора не ниже М25. Техническое состояние стен в соответствии с рекомендациями ранее действовавших норм – удовлетворительное, однако, новыми нормами по строительству в сейсмических районах Украины рекомендуется такую кладку усиливать горизонтальными арматурными сетками или армированными торкретбетонными рубашками, а также по верхнему обрезу стен выполнять антисейсмический пояс из монолитного железобетона.

Подоконные "доски"-отливы выполнены из монолитного железобетона и заведены в кладку стен, армирование из проволоки и стержней круглого профиля. Железобетонные конструкции подобного типа (рис. 2) начали применять в период промышленного развития СССР в 30-е годы прошлого века. Бетон и арматура этих конструкций под влиянием атмосферных осадков, ветра, суточного и сезонного изменения температуры подвергнуты значительной коррозии и разрушаются. Необходим капитальный ремонт или замена этих конструкций.

Рис. 2. Бывший цех механического завода в г. Евпатории. Вид фрагмента дворового фасада.

Перемычки над оконными проёмами шириной более 2 м железобетонные, армированы стержнями круглого профиля. Конструкции такого типа также начали применять в период промышленного развития СССР в 30-е годы прошлого века.

По размерам сечений, армированию и глубине площадки опирания на кладку перемычки отвечают требованиям современных норм, однако, бетон и арматура этих конструкций по названным выше причинам также подвергнуты значительной коррозии и разрушаются. Необходимо усиление большинства перемычек.

Рис. 3. Стальные балки подкрановых путей изготовлены на "КМЗ им. СТАЛИНА", о чём свидетельствует надпись, наплавленная при их изготовлении

По верхнему обрезу каменных пилястр устроены железобетонные подушки для установки подкрановых путей. Конструктивный приём характерен для производственных зданий 30-х годов прошлого века. Стальные балки подкрановых путей изготовлены на "КМЗ им СТАЛИНА", о чём свидетельствует надпись (рис. 3), наплавленная на стенках балок металлом. Это неоспоримое свидетельство возведения здания в 30-е годы прошлого столетия. Несущие конструкции крыши выполнены в виде деревянных стропильных ферм. Использование для узловых соединений стальной полосы и болтов также характеризуют период возведения крыши.

Использованные строительные материалы и конструктивные решения, применённые при встройке 2-го этажа, указывают, что такая реконструкция здания была проведена в 60-70-е годы прошлого столетия.

Сопоставительный анализ конструктивных решений и качества строительных материалов в рядом расположенном производственном здании по ул. Заводской, период возведения которого относится к концу 19-го - началу 20-го века, с конструктивными решениями в обследуемом здании по ул. Тучина убедительно свидетельствует о том, что обследованное здание возведено позднее. Одним из ярких свидетельств является то, что кладка стен здания на ул. Заводской выполнена на песчано-глиняном растворе, а кладка стен здания на ул. Тучина на песчано-цементном растворе из камня разных карьеров и разных размеров.

Оценка технического состояния основных несущих конструкций здания цеха показала, что они находятся в удовлетворительном состоянии в соответствии с требованиями ранее действовавших норм (некоторые элементы нуждаются в ремонте и усилении). Однако с введением в 2007 г. норм строительства в сейсмических районах Украины [5], территория г. Евпатории отнесена к районам с 7-ми бальной расчётной сейсмической интенсивностью по карте А (для проектирования и строительства объектов и сооружений массового гражданского и промышленного назначения и по карте В (для проектирования и строительства объектов и сооружений, имеющих коэффициент надёжности по ответственности 1,1-1,2 в соответствии с ГОСТ 27751-88) и с 8-ми бальной расчётной сейсмической интенсивностью по карте С (для проектирования и строительства особо ответственных объектов и сооружений, имеющих коэффициент надёжности по ответственности не менее 1,2 в соответствии с ГОСТ 27751-88). Все здания и сооружения г. Евпатории, построенные до 2007 г. по ранее действующим нормам, не имеют сейсмического вооружения, предусмотренного нормами [5], и, естественно, не отвечают их требованиям. В этой ситуации можно лишь рекомендовать при проведении капитального ремонта или реконструкции любого объекта в г. Евпатории выполнение необходимых антисейсмических мероприятий.

Доказано, что наземная часть существующего обследованного здания возведена не ранее 30-х г.г. и была существенно реконструирована в 60-70 г.г. прошлого столетия. К событиям 1905 г. имеет отношение только территория, на которой расположено существующее здание. По нашему мнению, было бы целесообразно установить на здании цеха по ул. Заводской мемориальную доску, информирующую о событиях 1905 г. на этой территории. Считать здание цеха по ул. Тучина 63а историческим памятником, в связи с событиями 1905г., ошибочно, является фальсификацией очевидных фактов и в определённой степени кощунственно.

ВЫВОДЫ

Обеспечение безопасной эксплуатации объектов культурного наследия в сейсмоопасных районах требует многофакторных исследований, учитывающих их специфику, режимы пребывания в них (или около них) людей. Степень инженерного вмешательства при выполнении усиления конструкций должна основываться на точнейшей диагностике повреждений и накопленных дефектов. Технические решения, осуществляющиеся на основе ошибочных представлений о фактической работе конструкций, частей здания или неполной диагностики могут лишь скрыть дефекты, проявление которых с течением времени неизбежно будет приводить к более сложным состояниям.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Список памятников местного и национального значения, расположенных на территории Автономной Республики Крым (по состоянию на 01.01.2004г.), Республиканский комитет по охране культурного наследия Автономной Республики Крым, г. Симферополь, 2004г., 487с.
2. Закон Украины об охране культурного наследия. – К. : ВВР, 2000, №39, ст. 333 (с изменениями от 23.09.2008г.). – 33с.
3. ДБН В.3.2-1.-2004 Реставраційні та ремонтні роботи на пам` ятках культурної спадщини, Держбуд Україні, К.: -2005, -121 с.
4. СНиП II-22-81 Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования, Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1981. –39с.
5. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України, Мінбуд України,
6. К.: 2006, - 49с.

УДК 624.04:681.3

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ РАСЧЕТА МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Линченко Ю.П., к.т.н., доцент, Васильев М.В., к.т.н., Белавский В.А., инженер

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

На примере реального здания показаны методики оценки несущей способности каменной кладки по результатам расчета методом конечных элементов.

здания, кладка, метод конечных элементов, сейсмостойкость.

Введение.

В настоящее время отсутствует методика оценки несущей способности каменных конструкций по результатам расчета пространственных моделей МКЭ на распространенных программных комплексах в случае сложного напряженного состояния. Авторами при выполнении работ по оценке технического состояния и проверке сейсмостойкости каменных зданий были на практике наработаны различные методики, позволяющие оценить несущую способность каменных простенков.

В данной статье показан пример применения этих методик на практике.

Анализ публикаций.

При моделировании и расчете каменных зданий методом конечных элементов (МКЭ) в качестве результатов мы можем анализировать реакции в узлах конечных элементов (КЭ) или напряжения в последних. При этом на распределение напряжений и как следствие на результаты влияет степень дискретизации конструктивного элемента на КЭ /1/.

Для оценки несущей способности каменной кладки по результатам расчета МКЭ предложены две методики проверки. Первая – методика экспресс-оценки несущей способности кладки по напряжениям в КЭ /2/, позволяющая оперативно выявить наиболее опасные участки стен здания. Сечения в этих зонах необходимо проверять при помощи второй методики /3/ оценки несущей способности по реакциям в узлах КЭ, которая полностью соответствует действующим нормам по проектированию каменных конструкций.

Методика исследований.

Рассмотрено двухэтажное здание, прямоугольной формы в плане (рис. 1а). Конструктивное решение здания – здание с несущими стенами, жесткой конструктивной схемой. Стены 1-го и 2-го этажей выполнены из известняка-ракушечника. Толщина наружных стен 400 мм, внутренних –200 мм. Перекрытие 1-го этажа дощатое по деревянным балкам. Перекрытие 2-го этажа совмещенное с конструкциями кровли по деревянным балкам и стропилам.

Рассмотрена пространственная расчетная модель здания. Стены моделировали плоскими КЭ типа оболочка. Балки перекрытий 1-го и 2-го этажей моделировали стержневыми КЭ. Общий вид расчетной модели представлен на рис. 1б. Моделировали худший вариант работы несущей системы, в котором не учитывали жесткость горизонтального диска, т.к. отсутствует диагональный дощатый настил в конструкции перекрытий.

а) **б)**

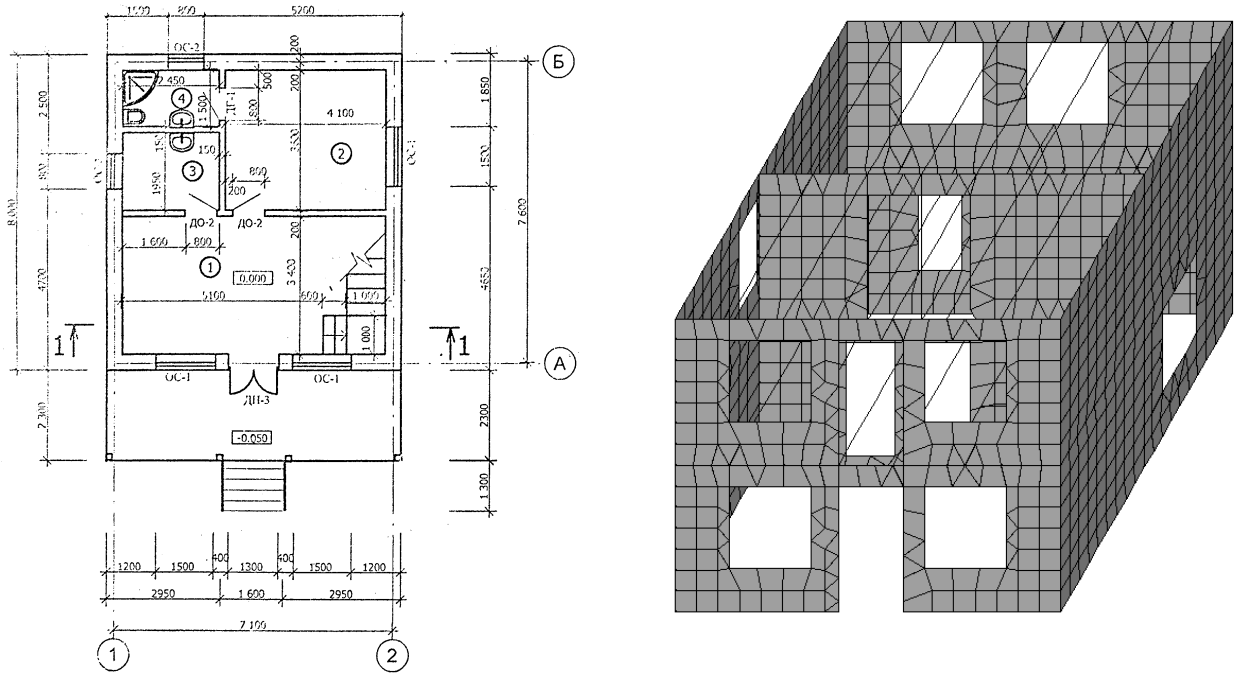


Рис. 1. План 1-го этажа здания (а) и общий вид расчетной модели (б).

Результаты и их анализ

В результате расчета несущей системы здания получаем компоненты напряженного состояния в КЭ. Для суммы загружений G1 (постоянное), V1 (временное длительное), V2 (кратковременное), S1 (сейсмическое по оси X), S2 (сейсмическое по оси Y) и S3 (сейсмическое по оси Z) создаем расчетное сочетание нагрузок (РСН). При этом загружения вводят в РСН с соответствующими коэффициентами по расчетным зависимостям норм проектирования. Учет коэффициентов в РСН позволяет перейти к прямому сравнению напряжений в КЭ с характеристиками прочности кладки.

Зависимости для проверки несущей способности по различным критериям имеют следующий вид.

Несущая способность при внецентренном сжатии в плоскости простенка:

$$N_y < \frac{R}{k_d},$$

где N_y – максимальные нормальные сжимающие напряжения в конструктивном элементе по РСН-1 (см. табл. 1); k_d – коэффициент, учитывающий степень дискретизации конструктивного элемента на конечные, принимаемый равным при количестве КЭ в сечении: 1 – 2.0, 2 – 1.52, 3 – 1.25, 4 – 1.14. Коэффициент дискретизации учитывает неупругую работу сжатой зоны кладки и влияние на точность определения напряжений в КЭ степени дискретизации конструктивного элемента.

Несущая способность при растяжении по неперевязанному сечению (нормальное сцепление):

$$N_y < R_t,$$

где N_y – максимальные нормальные растягивающие напряжения в конечном элементе сечения по РСН-2 (см. табл. 1), R_t – расчетное сопротивление кладки растяжению.

Несущая способность при срезе по неперевязанному сечению:

$$\tau_{xy} < N_y,$$

где τ_{xy} – максимальное касательное напряжение в конечном элементе сечения по РСН-3 (см. табл. 1), N_y – нормальное напряжение в конечном элементе в среднем по ширине сечения модели простенка по РСН-3.

Несущая способность по главным растягивающим напряжениям

$$N1 < R_{tw},$$

где $N1$ – максимальное значение главных растягивающих напряжений в конечном элементе по РСН-4 (см. табл. 1).

Таблица 1.

Значение коэффициентов сочетания

Загружение	РСН-1	РСН-2	РСН-3	РСН-4
G1	0,747	0,9	0,45	0,81
V1	0,664	0,8	0,40	0,72
V2	0,415	0,5	0,25	0,45
S1	0,833	1,0	1,0	1,0
S2	0,833	1,0	1,0	1,0
S3	0,833	-1,0	-1,0	-1,0

Максимальные нормальные сжимающие напряжения составят 0,27 МПа (рис. 2). Учитывая коэффициент k_d=1,52 для простенков из двух КЭ, расчетное сопротивление кладки сжатию требуется не менее $R = 0.27 \cdot 1.52 = 0.41$ МПа. Фактическое расчетное сопротивление $R = 0.8$ МПа. Несущая способность обеспечена, запас 49%.

Исходные данные и результаты проверки на сжатие и срез по второй методике представлены в таблице 2. Несущая способность обеспечена, запасы составили 56% и 93%, соответственно.

Изополя главных растягивающих напряжений по РСН-4 при сейсмическом воздействии представлены на рис. 3. Максимальное значение $N1 = 0.106 МПа < R_{tw} = 0.12 МПа$. Несущая способность обеспечена, запас 12%.

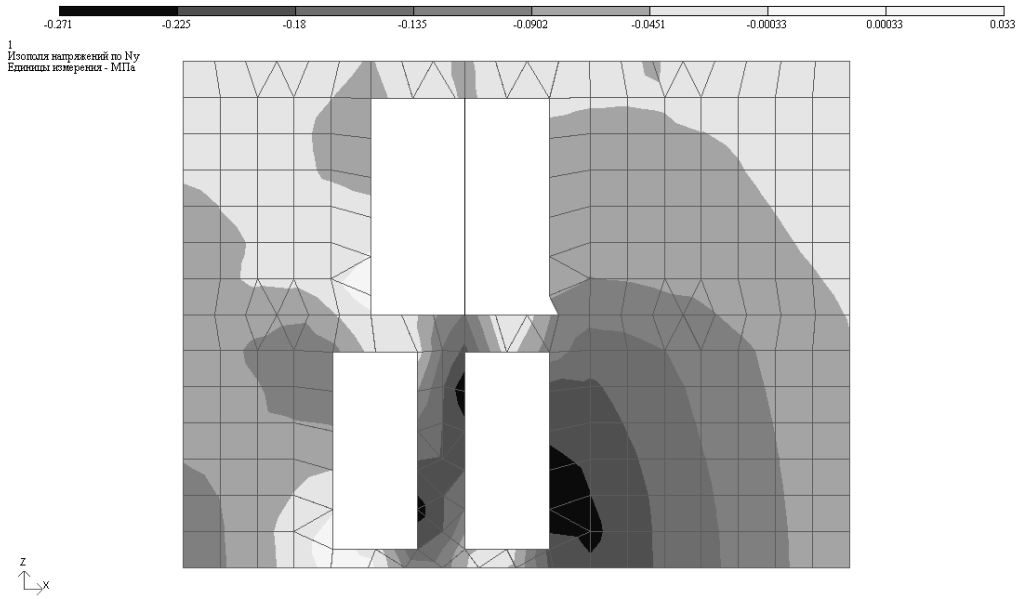


Рис. 2. Напряжения N_y по РСН-1.

Таблица 2.

Результаты проверки сечения стены на сжатие и срез

	№ узла	929	959	932
	Статика			
	RX	0.10027	0.0201	-0.07896
	RY	-0.00937	0.00067	0.00866
	RZ	0.77496	1.0808	0.62042
	RUX	0.00136	-7.1E-05	-0.00137
	RUY			
	RUZ	0.00022	0.00077	0.00026
	Сейсмика			
	RX	0.03375	0.10953	0.03313
	RY	0.00268	0.00219	-0.00236
	RZ	0.25122	-0.08186	-0.31243
	RUX	-0.00092	-0.00059	-0.00012
	RUY			
	RUZ	-0.00015	-0.00023	6.8E-06
	Количество узлов	3		
	Ширина простенка, м	0.5		
	Толщина простенка, м	0.2		
Сжатие	Расчетная высота простенка, м	3		
Сжатие	Расчетное сопротивление кладки, тс/м2	80		
Сжатие	Гибкость λh=l0/h	6		
Сжатие	Коэффициент продольного изгиба, табл. 18 [снип]	0.96		
Сжатие	Ni, т	1.03	1.00	0.31
Сжатие	ei, м		0.26	0.50
Сжатие	Mi в плоскости, тм		0.26	0.15
Сжатие	N, т	2.33		
Сжатие	M в плоскости относительно края простенка, тм	0.41		
Сжатие	e0, м	0.07		
Сжатие	Ac, м2	0.07		
Сжатие	hc, м	0.35		
Сжатие	λhc	8.5		
Сжатие	Коэффициент продольного изгиба, табл. 18 [снип]	0.91		
Сжатие	φ1	0.94		
Сжатие	mg	1		
Сжатие	ω	1		
Сжатие	N,т <=	5.31	Прочность обеспечена	

Срез	Расчетное сопротивление срезу, тс/м2	12.8		
Срез	μ	0.7		
Срез	σ0, т/м2	23.33		
Срез	n	1		
Срез	Q,т	0.18		
Срез	Qmax,т	2.59	Прочность обеспечена	

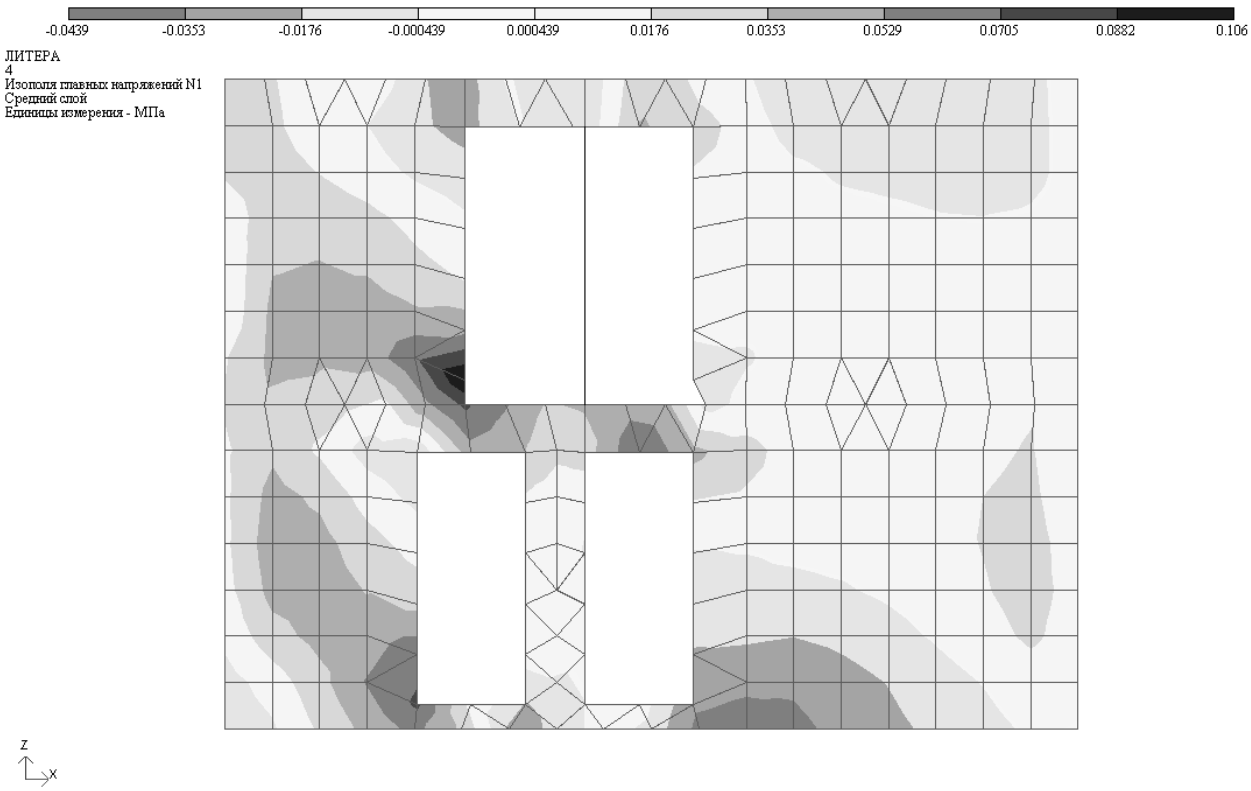


Рис. 3. Главные растягивающие напряжения по РСН-4.

По второй, более точной, методике требуемое расчетное сопротивление главным растягивающим напряжениям должно быть не менее вычисленного по формуле:

$$R_{tw} \geq \frac{1}{2}\left(-\frac{0{,}9}{A}\sum_{i=1}^{n} R_{zi} \pm \sqrt{\left(\frac{0{,}9}{A}\sum_{i=1}^{n} R_{zi}\right)^2 + 9\left(\sum_{i=1}^{n} R_{xi}\right)^2} \right)$$

где A - площадь сечения простенка, Px_i и Pz_i - реакции в узлах КЭ рассматриваемого сечения простенка. Требуемое значение R_{tw}=0,044 МПа. Фактическое расчетное сопротивление $R_t = 0.12$ МПа. Несущая способность обеспечена, запас 63%.

ВЫВОДЫ.

В настоящее время отсутствует методика оценки несущей способности каменных конструкций по результатам расчета пространственных моделей МКЭ на распространенных программных комплексах в случае сложного напряженного состояния.

Разработана методика расчетно-аналитической оценки несущей способности кладки по расчетным сочетаниям нагрузок конечноэлементного расчета, позволяющая оперативно выявить наиболее опасные участки стен здания. Сечения в этих зонах необходимо проверять при помощи разработанной методики оценки несущей способности по реакциям в узлах КЭ, которая полностью соответствует действующим нормам по проектированию каменных конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Линченко Ю.П., Васильев М.В. Анализ прочности каменной кладки по результатам расчета НДС на ПК Лира при косом внецентренном сжатии. / Строительство и техногенная безопасность. Выпуск 8./ Сб. науч. трудов КАПКС. – Симферополь: КАПКС, 2003. с. 31-36.
2. Линченко Ю.П., Белавский В.А., Васильев М.В. Метод анализа прочности каменных конструкций реконструируемых зданий в сейсмических районах на ПК «Лира» с.38-42 Сборник научных трудов «Строительство и техногенная безопасность» Выпуск 10. НАПКС 2005.
3. Линченко Ю.П. Васильев М.В. Расчет прочности каменных конструкций при сейсмическом воздействии по результатам анализа НДС на ПК "Лира". с. 255-259. Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць. Вип. 60 - Київ, НДІБК, 2004.

УДК 624.014:624.97

ИЗМЕНЕНИЕ УСИЛИЙ В ОТТЯЖКАХ МАЧТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Ажермачев С.Г., к.т.н., доцент

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Рассматривается влияние величины стрелок провеса гибких нитей на усиления в опорных закреплениях. Показаны случаи отрицательных опорных реакций в оттяжках с опорами в разных уровнях.

опора, гибкая нить, стрела провеса, усилие, реакция, сейсмические воздействия, инерционные силы

При сейсмических воздействиях высотные сооружения получают значительные отклонения от вертикального положения. Особенно наглядно эта картина наблюдается в мачтовых сооружениях, закрепленных оттяжками. При колебании таких сооружений стрелки провисания оттяжек заметно изменяются, что вызывает изменение усилий не только в оттяжках, но и непосредственно в элементах сооружения.

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние оттяжки-нити при перемещении ее концов.

Гибкие нити для повышения устойчивости и изгибной жесткости конструкций и сооружений широко применяются в строительной практике. Это оттяжки стволов мачт, ванты в мостовых переходах, элементы покрытий, элементы закрепления мачтовых опор морских сооружений континентального шельфа и т.д.

Усилия в подкрепляющих гибких нитях зависят не только от нагрузки, но и от величины стрелок их провеса.

Публикаций по гибким нитям теоретического и прикладного характера очень много. Однако при исследованиях или рекомендациях принимается заданная стрелка провеса и при этих условиях определяется напряженно деформированное состояние нити. При этом недостаточно уделяется внимания изменению стрелки провеса при внешних силовых воздействиях и перераспределению усилий в системах [1, 2, 3, 4, 5, 6].

Целью исследования является получение практического способа определения изменения величин стрелок провисания в оттяжках мачтовых сооружений при воздействии горизонтальных нагрузок.

При исследовании воспользуемся методами технической механики.

В практической работе чаще всего встречаются случаи, когда гибкая нить закрепляется в точках, имеющих разные отметки по высоте. Случай, когда точки закрепления будут на одной высоте, отнесем к частному случаю.

Рассмотрим равновесие гибкой нити с опорами на разном уровне (рис. 1). Нить под действием поперечной нагрузки провисает и растягивается. На опорах возникают реакции R_A и R_B, которые могут быть разложены, соответственно на V_A и H_A и V_B и H_B. Силы H_A и H_B направлены по прямой, соединяющей опоры A и B.

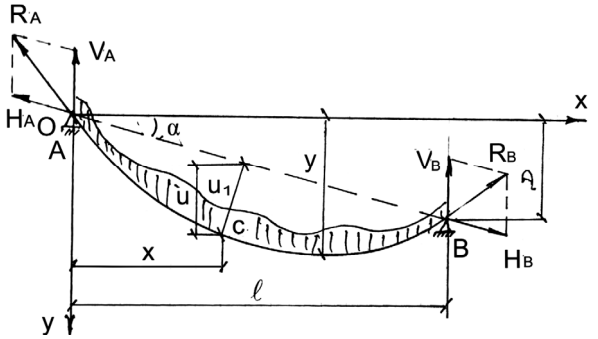


Рис. 1.

Составим уравнения равновесия относительно опор A и B.

$$\left.\begin{aligned} -V_B\ell + \Sigma M_{gA} = 0 \\ V_A\ell + \Sigma M_{gB} = 0 \end{aligned}\right\}, \tag{1}$$

где ΣM_{gA}, ΣM_{gB} – обобщенные моменты от поперечной нагрузки.

Отсюда

$$\left.\begin{aligned} V_A = \frac{\Sigma M_{gA}}{\ell} \\ V_A = \frac{\Sigma M_{gB}}{\ell} \end{aligned}\right\}, \tag{2}$$

то есть определение вертикальных реакций для загруженной нити можно производить как для простой двухопорной балки.

Составим уравнение моментов для точки C от всех сил, действующих на левую часть нити и приравняем нулю.

$$V_A x + M_{Ax} - H_A \cdot u_1 = 0, \tag{3}$$

где M_{Ax} – обобщенный момент относительно точки C от внешних нагрузок, действующих на левую часть нити,

откуда

$$u_1=\frac{V_A+M_{ax}}{H_A}, \tag{4}$$

или при $V_Ax+M_{Ax}=M$, получим величину стрелки провисания нити в точке С

$$u_1=\frac{M}{H_A}. \tag{5}$$

Величина u_1 отсчитывается по направлению перпендикулярному линии АВ. Ее можно выразить и через координату u, отсчитываемую по вертикали

$$u_1=u\cos\alpha, \tag{6}$$

где α – угол наклона линии АВ к горизонту.

На основании выражений (5) и (6) можем записать

$$u=\frac{M}{H_A\cos\alpha}\quad . \tag{7}$$

Тогда уравнение стрелки провеса нити может быть выражено (от горизонтальной оси)

$$y=u+x\operatorname{tg}\alpha=u+x\frac{D}{\ell}=\frac{M}{H}+x\frac{D}{\ell}, \tag{8}$$

а от наклонной линии АВ

$$y_1=\frac{M}{H}. \tag{9}$$

Следовательно, имеем

$$\frac{dy}{dx}=\frac{Q}{H}+\frac{D}{\ell} \tag{10}$$

и длина нити будет

$$L=\int_0^{\ell}\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}\,dx. \tag{11}$$

Рассмотрим уравнение стрелки провисания нити, а также усилия в разных сечениях нити по длине (рис. 2).

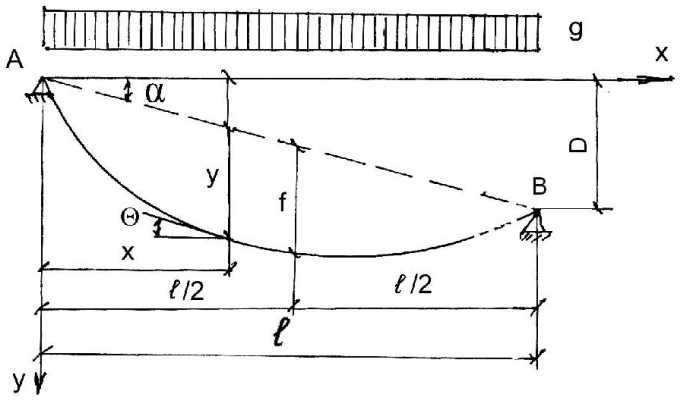


Рис. 2

Из формулы (8) имеем:

$$H=\frac{M}{y-x\frac{D}{\ell}}\quad . \tag{12}$$

Предположим, что известна ордината f провисания нити в средине пролета от линии АВ. Для этого сечения имеем

$$M=\frac{g\ell^2}{8f};\ y=f+\frac{D}{\ell}. \tag{13}$$

Следовательно, подставляя в (12) значение $x=\frac{\ell}{2}$, будем иметь

$$H=\frac{g\ell^2}{8f}. \tag{14}$$

Отметим, что в выражении (14)

$$g=\frac{g_1}{\cos\alpha}, \tag{15}$$

где g_1 – вес нити на единицу длины.

Уравнение кривой провисания нити получим из уравнения (8). Для нашего случая

$$M=\frac{g\ell}{2}x-\frac{gx^2}{2}. \tag{16}$$

Тогда, учтя выражения (14) и (16), запишем

$$y=\frac{4fx(\ell-x)}{\ell^2}+\frac{D}{\ell}x=\frac{4fx(\ell-x)}{\ell^2}+x\,tg\alpha. \tag{17}$$

Отсюда

$$\frac{dy}{dx}=\frac{4f}{\ell}-8f\frac{x}{\ell^2}+\frac{D}{\ell}. \tag{18}$$

При x=0 получим

$$\frac{dy}{dx}=tg\Theta_A, \tag{19}$$

где Θ_A - угол наклона касательной нити у опоры А к горизонту

$$tg\Theta_A=\frac{4f}{\ell}+\frac{D}{\ell}. \tag{20}$$

При $x=\ell$ получим

$$tg\Theta_B=\frac{4f}{\ell}-\frac{8f}{\ell}+\frac{D}{\ell}=-\frac{4f}{\ell}+\frac{D}{\ell}. \tag{21}$$

Проанализируем уравнение (21).

Если 4f>D, тангенс угла Θ_B окажется отрицательным, т.е. наклон касательной нити на опоре В будет соответствовать рисунку 3а. Если 4f<D, то направление касательной к нити на опоре В будет соответствовать рисунку 3б и вертикальная реакция V_B будет направлена вниз.

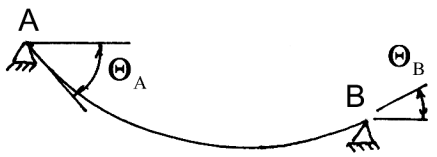
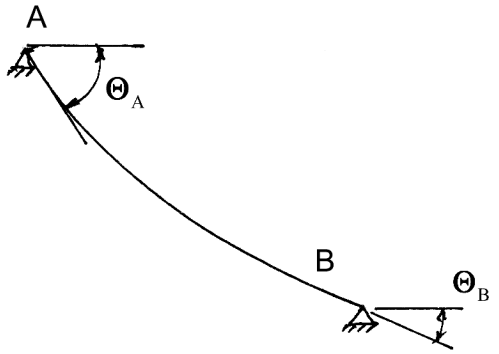


Рис. 3а



ис. 3б

Растягивающее усилие в нити будет

$$S = \frac{H}{\cos\Theta} = \frac{g\ell^2}{8f\cos\Theta} = \frac{g\ell^2}{8f}\sqrt{1+\mathrm{tg}^2\Theta}\,. \qquad (22)$$

Здесь

$$\mathrm{tg}\Theta = \frac{dy}{dx} = \frac{4f}{\ell} - \frac{8f}{\ell^2}x + \frac{D}{\ell}.$$

Так как

$$\sqrt{1+\mathrm{tg}^2\Theta} = \sqrt{1+\frac{16f^2}{\ell^2} - \frac{64f^2x}{\ell^3} + \frac{64f^2x^2}{\ell^4} - \frac{16fDx}{\ell^3} + \frac{D^2}{\ell^2} + \frac{8fD}{\ell^2}}, \qquad (23)$$

то растягивающее усилие в нити опишется уравнением

$$S = \frac{g\ell^2}{8f}\sqrt{1+\frac{16f^2}{l^2} - \frac{64f^2x}{\ell^3} + \frac{64f^2x^2}{\ell^4} - \frac{16fDx}{\ell^3} + \frac{D^2}{\ell^2} + \frac{8fD}{\ell^2}}\,. \qquad (24)$$

Определим натяжение нити при x=0.

$$S_A = \frac{g\ell^2}{8f}\sqrt{1+\frac{16f^2}{\ell^2} + \frac{D^2}{\ell^2} + \frac{8fD}{\ell^2}}\,. \qquad (25)$$

При x=ℓ, соответственно, получим

$$S_B = \frac{g\ell^2}{8f}\sqrt{1+\frac{16f^2}{\ell^2} + \frac{D^2}{\ell^2} - \frac{8fD}{\ell^2}}\,. \qquad (26)$$

Вертикальная реакция от нити на опорах A и B будет состоять из двух слагаемых каждая. Первое слагаемое определяется как опорная реакция простой двухопорной балки, а второе слагаемое зависит от натяжения нити. Это слагаемое для левой опоры принимается со знаком «+», для правой опоры со знаком «-».

$$V_A = \frac{g\ell}{2} + \frac{g\ell D}{8f} = \frac{g\ell}{2}\left(1+\frac{D}{4f}\right) \qquad (27)$$

$$V_B = \frac{g\ell}{2} - \frac{g\ell D}{8f} = \frac{g\ell}{2}\left(1-\frac{D}{4f}\right) \qquad (28)$$

Если $\frac{D}{4f}>1$, то реакция V_B будет отрицательной, т.е. направленной вниз.

Длина нити может быть определена по формуле

$$L = \frac{\ell}{\cos\alpha} + \frac{8}{3}\frac{f^2\cos^3\alpha}{\ell}\,. \qquad (29)$$

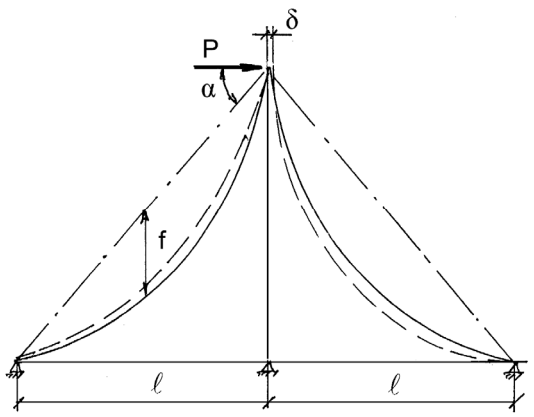


Рис. 4

Рассмотрим пример. Мачта (рис. 4) внизу опирается на фундамент, а вверху поддерживается оттяжками, имеющими одинаковое заложение ℓ. Оттяжки имеют

одинаковые стрелки провисания f. Погонный вес оттяжек равен g. К оголовку мачты приложена горизонтальная сила P (это может быть воздействие ветра; для морских сооружений континентального шельфа воздействие ветра на рабочую платформу или волновые нагрузки, или морское течение, инерционная сила при сейсмических воздействиях и т.п.).

Под действием горизонтальной силы P оголовок мачты переместился вправо на величину δ. При этом стрелки провисания оттяжек изменили свою величину. Требуется определить новые стрелки провисания оттяжек.

Учитывая, что верх мачты переместился вправо на величину δ, натяжение в левой оттяжке стало $H_л$, а в правой $H_{пр}$, запишем условие равновесия системы, используя выражение (29).

$$2\frac{\ell}{\cos\alpha}+\frac{16}{3}\frac{f\cos^3\alpha}{\ell}=\frac{\ell+\delta}{\cos\alpha}+\frac{8}{3}\frac{f_л\cos^3\alpha}{\ell+\delta}+\frac{\ell-\delta}{\cos\alpha}+\frac{8}{3}\frac{f_{пр}\cos^3\alpha}{\ell-\delta}-\frac{H_л-H_o}{EA}\cdot\frac{\ell}{\cos\alpha}, \quad (30)$$

где H_o – начальное натяжение оттяжек (до приложения силы P); E – модуль упругости материала оттяжек; A – площадь сечения оттяжек.

Пренебрегая величиной δ по сравнению с пролетом ℓ и производя некоторые преобразования в выражении (30), можем записать

$$\frac{8}{3}\frac{f_л\cos^3\alpha}{\ell+\delta}+\frac{8}{3}\frac{f_{пр}\cos^3\alpha}{\ell-\delta}+\frac{\left(2H_o-H_л-H_{пр}\right)\ell}{EA\cos\alpha}=0. \quad (31)$$

Выразим H_o, $H_л$ и $H_{пр}$ через нагрузку и геометрические факторы:

$$H_o=\frac{g\ell^2}{8f};\ H_л=\frac{g\ell^2}{8f_л};\ H_{пр}=\frac{g\ell^2}{8f_{пр}}.$$

Подставив эти значения в (31), будем иметь

$$\frac{8}{3}\frac{f_л\cos^3\alpha}{\ell+\delta}+\frac{8}{3}\frac{f_{пр}\cos^3\alpha}{\ell-\delta}+\frac{2g\ell^2}{8fEA\cos\alpha}-\frac{g\ell^2}{8f_лEA\cos\alpha}-\frac{g\ell^2}{8f_{пр}EA\cos\alpha}=0. \quad (32)$$

Преобразуем выражение (32):

$$f_{пр}^3-\left[2f^2-f_л^2-\frac{3g\ell^4\left(2f_л-f\right)}{64ff_лEA\cos\alpha}\right]f_{пр}-\frac{3}{64}\frac{g\ell^4}{EA\cos^4\alpha}=0. \quad (33)$$

Выражение (33) содержит два неизвестных – $f_л$ и $f_{пр}$. Для определения $f_л$ и $f_{пр}$ составим еще одно уравнение, характеризующее натяжение оттяжек при действии силы P (рис. 4):

$$\frac{g\left(\ell+\delta\right)^2}{8f_л}=\frac{g\left(\ell-\delta\right)^2}{8f_л}+P. \quad (34)$$

Как и в предыдущих рассуждениях, не будем учитывать перемещение δ по сравнению с пролетом оттяжек ℓ. Приняв это условие, мы можем записать выражение для стрелки провеса правой оттяжки:

$$f_{пр}=\frac{f_л}{1-f_л\dfrac{8P}{g\ell^2}}. \quad (35)$$

Совместное решение уравнений (33) и (35) позволит получить значение стрелок провеса для левой и правой оттяжки. Зная стрелу и провисания оттяжек по формуле (14), получим новые усилия в оттяжках.

ВЫВОДЫ

1. Усилия в провисающих оттяжках зависят не только от поперечной нагрузки, но и от величины стрелки провеса.

2. В зависимости от вертикальной разности отметок закрепления нити опорные реакции по величине могут сильно отличаться друг от друга.

ЛИТЕРАТУРА

1. Возний В.Р., Ільницький М.К., Яремійчук Р.С. Морські нафтогазові споруди. – Львів. Свит. 1997. – 343 с.
2. Качурин В.К. Гибкие нити с малыми стрелками. – М. ГИТТЛ. 1956. – 224 с.
3. Мардер А.П. Металл в архитектуре. – М. Стройиздат. 1980. – 231 с.
4. Мельников Н.П. Металлчиеские конструкции. – М. Стройиздат. 1983. – 541 с.
5. Металлические конструкции. Т.3. Стальные сооружения (Справочник проектировщика)/Под общ. редакцией В.В. Кузнецова. ЦНИИПроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова. – М.АСВ. 1999. – 528 с.
6. Соколов А.Г. Опоры линий передач. – М. Госстройиздат. 1961. – 171 с.

УДК 624.04.26

ОБЕСПЕЧЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ САМОПОДЪЕМНЫХ ПЛАВУЧИХ БУРОВЫХ УСТАНОВОК

Б.Р.Лившиц, зам.главного конструктора проекта, ОАО «Центральное Конструкторское Бюро «Коралл», ул. Репина, 1, г. Севастополь, Украина, 99028

E-mail: Livshyts.cdbcorall@gmail.com

Г.А.Ажермачев, к.т.н., профессор Национальной академии природоохранного и курортного строительства. ул. Павленко, 5, г. Симферополь, Украина, 95493

Рассмотрен общий подход к определению сейсмостойкости самоподъемных плавучих буровых установок (СПБУ) при эксплуатации (в положении на опорах). На основе анализа характера работы предложено деление оборудования на категории. Проанализированы сценарии определения сейсмических усилий на конструкции. Определены критерии определения периодов колебаний СПБУ и проведения анализа сейсмостойкости.

СПБУ, сейсмостойкость, опоры, сценарий, период колебаний, модель

Дефицит углеводородов ощущается в большинстве стран мира и в том числе в Украине. Сухопутная добыча нефти и газа не покрывает потребности отрасли. Надежду на увеличение собственной добычи углеводородов Украина связывает с более интенсивной разведкой месторождений на Азово-Черноморском шельфе и их разработкой.

Для разведки углеводородных месторождений на шельфе морей многие страны широко используют самоподъемные плавучие буровые установки (СПБУ), однако при разведке и добыче на шельфе Черного моря специалисты должны учитывать особенности региона – высокую сейсмическую активность. Неучет этой опасности может вызвать аварийную ситуацию, которая приведет к негативным экономическим и экологическим последствиям и даже к человеческим жертвам.

Такие сооружения как СПБУ являются уникальными объектами, которые включают в себя признаки как строительных промышленных сооружений, так и гидротехнических. Кроме этого в момент транспортировки СПБУ обладает всеми характеристиками судна и должна отвечать требованиям надзорных органов, которые контролируют соответствующие объекты. После установки СПБУ особенно в условиях мелководья, когда из-за небольшой длины опорных колонн их погонная жесткость велика, в случае сейсмического воздействия, как отдельные элементы, так и СПБУ в целом могут получить повреждения.

При обосновании сейсмостойкости СПБУ следует использовать сейсмическое воздействие двух уровней: проектное землетрясение (ПЗ) и максимальное расчетное землетрясение (МРЗ). В качестве ПЗ должно быть принято землетрясение повторяемостью один раз в 500 лет, а для МРЗ – один раз в 5000 лет. Проектное землетрясение в трактовке ДБН В.1.1-12:2006 [1] должно восприниматься без нарушения нормального режима эксплуатации. Подобный подход

содержат и требования Правил [2], но рассматриваются воздействия один раз в 100 лет (МРЗ) и 1 раз в 500 лет (ПЗ) соответственно, что косвенно позволяет учесть продолжительность пребывания СПБУ в положении «на колоннах».

Сам расчет сейсмостойкости может быть проведен или прямым динамическим методом с представлением сейсмического воздействия в виде записи движения грунтового основания во времени или линейно-спектральным методом, что вполне допустимо особенно на начальном этапе проектирования.

Эксплуатация СПБУ в сейсмически активных районах шельфа сопряжена с опасностью возникновения аварийной ситуации, при которой может произойти как разрушение непосредственно несущих элементов СПБУ (колонн, конструкций корпуса, подъемного устройства) так и элементов судового и технологического оборудования (буровые насосы, буровая вышка, трубопроводы бурового комплекса, трубопроводы различного судового назначения, конструкция подвышечного основания, верхний привод и т.п.).

Для оценки надежности конструкций и оборудования СПБУ применяются в основном расчетно-теоретические методы, использующие статистические данные о параметрах воздействий, свойствах материалов, характере отказов. Объединение методов расчета сооружений и оснований (строительная механика, механика грунтов) с методами теории вероятностей составляет основу теории надежности подобных объектов.

Первый метод использует аппарат случайных величин и их функций. Фактор времени не учитывается в явном виде, а рассматриваются элементарные модели отказа, что приводит к существенному упрощению вычислений и требует относительно ограниченного объема информации.

При втором подходе используется более общая постановка задачи с введением фактора времени, что сближает математические модели к реальным объектам, но требует сложного математического аппарата.

Выбор расчетной схемы СПБУ при расчете на сейсмические воздействия является одним из принципиальных вопросов расчета на сейсмостойкость. От правильного выбора (конструирования) расчетной схемы зависят надежность и прочность конструкции. С помощью расчетной модели должны быть достаточно точно отражены физические свойства реального объекта: его топология, материал, условия деформирования, особенности взаимодействия с основанием и т.д. По сути, расчетная схема является также и динамической моделью, учитывающей грунтовое основание, через которое передается сейсмическое воздействие. Поэтому получаемые с помощью такой модели динамические характеристики СПБУ должны отвечать рассматриваемому объекту и могут использоваться для контроля правильности выбора расчетной схемы. В необходимых случаях динамические характеристики уточняются экспериментально. Построение строгой динамической расчетной схемы СПБУ - чрезвычайно сложная задача так как здесь необходимо учитывать возможную неупругую работу конструкции, вязкое затухание, распространение неупругих волн в грунте, упругопластические свойства грунтов и их затухание, возможность перестройки структуры расчетной схемы в процессе сейсмического воздействия, демпфирующее действие воды и т.п. Каждый из перечисленных факторов является отдельной сложной инженерной задачей, а в совокупности эти аспекты представляют из себя серьезную научную проблему. Поэтому одновременный учет всей совокупности перечисленных факторов достаточно сложен.

Для обеспечения разработки документации надежными и понятными инженерными расчетами, в реальном проектировании следует вводить упрощающие гипотезы, рассматривающие реальную конструкцию в заведомо менее благоприятных условия, по сравнению с действительными, но позволяющие адаптировать сложный математический аппарат для решения конкретной проблемы в короткий срок.

Весь период работы СПБУ рассматривается в виде комплекса сценариев, каждый из которых включает в себя набор начальных условий.

Проверка сейсмостойкости оборудования может быть проведена на основе использования расчетных, экспериментальных и смешанных (расчетно-экспериментальных) методов [3]. Задачами проверки является подтверждение прочности и работоспособности, выбор

конструкции и мест креплений к корпусу СПБУ. Расчетным путем чаще всего проверяют прочность оборудования и трубопроводов и определяют нагрузки от них на конструкции.

Состав конструкций и оборудования СПБУ, подлежащего проверке на сейсмостойкость, зависит от того какой уровень повреждений допускается после воздействия уровня ПЗ.

В рамках рассматриваемого подхода вполне обоснованно можно разделить конструкции и основное механическое оборудование СПБУ на три основные группы :

Группа I – основные конструкции, обеспечивающие прочность СПБУ в целом, а также оборудование, повреждение которого приводит к возникновению аварийной ситуации, которая может повлечь гибель СПБУ или существенное загрязнение акватории моря (буровая вышка, противовыбросовое оборудование, основные механизмы системы энергоснабжения и т.п).

Группа II – конструкции, обеспечивающие работоспособность оборудования, повреждение которого приводит к возникновению аварийной ситуации, которая может повлечь остановку СПБУ или загрязнение акватории (буровые насосы, система транспортировки шлама противовыбросовое оборудование, элементы опорно-подъемного устройства, основные ДГР и т.п)

Группа III – второстепенные конструкции корпуса, а также оборудование, повреждение которого приводит к выходу из строя и не влечет остановку СПБУ (насосы, вспомогательное оборудование и т.п.).

Традиционная схема определения сейсмостойкости СПБУ является по сути детерминистической, в основу которой положено использование системы коэффициентов, учитывающих случайные и неопределенные факторы. Рассматриваются различные сценарии воздействия, различные варианты нагрузок, вариабельность деформационных и прочностных характеристик материала, степень ответственности оборудования. Общее условие непревышения предельного состояния для каждого из рассмотренных сценариев может быть записано в виде :

$$F(\gamma_f, Fí, R_p, \gamma_m, \gamma_n, \gamma_a\gamma_d) > 0,$$

где $\gamma_f, \gamma_m, \gamma_n, \gamma_a\gamma_d$ - коэффициенты надежности по нагрузке, материалу, назначению конструкции, условиям работы и точности; $Fí, R_p$ - нагрузка и прочность материала соответственно.

Далее на конкретном примере проанализируем какое влияние на конечный результат оказывает выбор сценария.

Рассмотрим определение перемещений корпуса СПБУ и перемещений буровой вышки при следующих возможных сценариях :

Сценарий 1. Вес СПБУ передается через четыре опорные колонны на грунт. Бурильные трубы весом 320 т расположены в подсвечнике.

Сценарий 2. Вес СПБУ передается через три опорные колонны на грунт (четвертая колонна потеряла опору). Бурильные трубы весом 320 т расположены в подсвечнике.

Сценарий 3. Вес СПБУ передается через четыре опорные колонны на грунт. Бурильные трубы весом 320 т подвешены на крон-блоке буровой вышки.

На рисунке 1 представлены принципиальные схемы распределения масс.

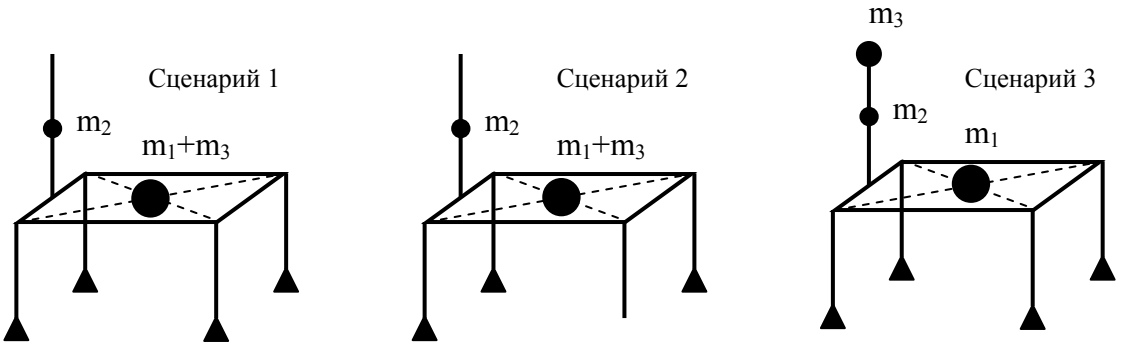


Рис.1. Расчетная схема

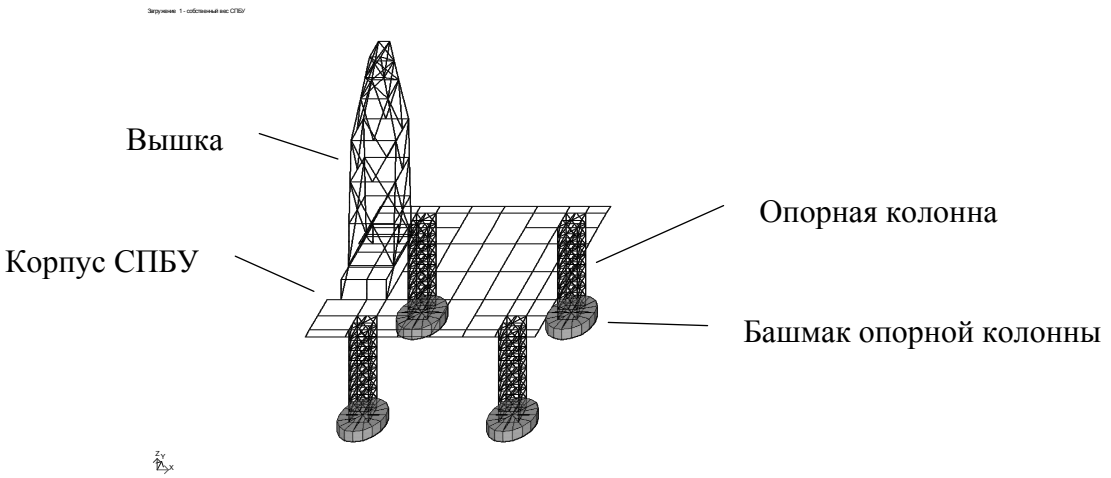


Рис. 2. Конечно-элементная модель СПБУ

В таблице 1 представлены основные данные СПБУ «Сиваш», для которой выполнена расчетная оценка.

Таблица 1.

Характеристики СПБУ «Сиваш»

Характеристика	**Величина**
Длина × Ширина СПБУ, м	79,6×47,7
Высота борта, м	7,25
Вес корпуса с запасами m_1, кН	108000
В том числе :	
Вес вышки m_2, кН	1500
Вес бурильной колонны m_3, кН	3200
Полная длина опорных колонн, м	110
Вес опорных колонн, кН	32000
Момент инерции опоры, $м^4$	2,83
Глубина моря, м	6 - 60
Глубина бурения, м	6000
Диаметр башмака, м	12,0
Количество опор, шт	4

На практике для оценки реакции, по входящим данным сейсмического воздействия на СПБУ определяется динамический отклик конструкций (перемещения верхнего корпуса, вышки, жилого модуля СПБУ от сейсмического воздействия), и определяется ускорение для узлов крепления наиболее ответственного оборудования. Динамический отклик определяется с учетом распределения жесткостей и масс СПБУ, с учетом демпфирования и особенностей взаимодействия колонн с грунтом. Реакция основных элементов, которые в обязательном порядке включаются в модель, определяется результатами расчетов (перемещения и внутренние усилия). По полученным спектрам перемещений и ускорений определяется сейсмическая сила, действующая на оборудование, проверяется прочность крепления и возможность отказов. После этого делается вывод о сейсмостойкости.

Конечно-элементная модель, с помощью которой будут определены усилия, передающиеся от вышки на подвышечное основание, показана на рисунке 2.

Методика определения реакции СПБУ на сейсмическое воздействие учитывает:

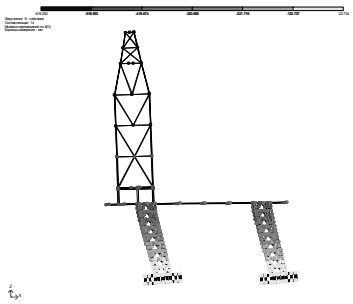
- величина сейсмического воздействия A0=0,3
- тип грунта – III категория;
- присоединенные массы воды к опорным колоннам (около 10% веса колонн);
- коэффициент нелинейной работы грунта Кгр=1;
- коэффициент учитывающий неупругие деформации $К_1$=1;

- коэффициент ответственности K_2=1,5.

Сейсмические воздействия могут иметь любое направление в пространстве. При расчете сооружений следует, как правило, учитывать наиболее опасные для данной конструкции или ее элементов направления действия сейсмических нагрузок. В расчетах на особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий используются расчетные модели и воздействия, учитывающие особенности поведения СПБУ при землетрясении и пространственный характер сейсмического воздействия. Пространственный характер сейсмического воздействия отражается в учитываемых расчетных моделях воздействия, которые следует применять двух типов: интегральную и дифференциальную.

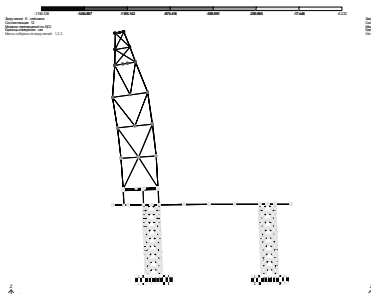
Параметры опасной ориентации сейсмического воздействия, реализующие максимум сейсмической нагрузки по отдельным формам колебаний сооружения, следует определять по ориентации векторов сейсмического воздействия в пространстве.

Расчетными принимаются значения, реализующие максимум динамической реакции по рассматриваемой форме колебаний – наиболее опасные направления воздействия для рассматриваемой формы колебаний или конкретной конструкции сооружения.

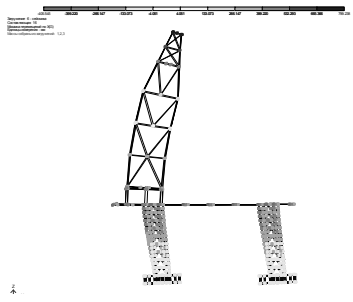


Период колебаний T=1,56c

Рис. 3. Формы колебаний. Сценарий 1

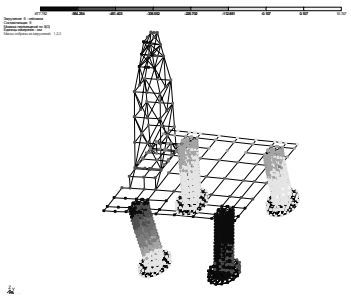


Период колебаний T=1,90c

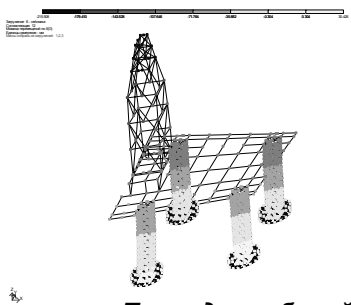


Период колебаний T=1,44c

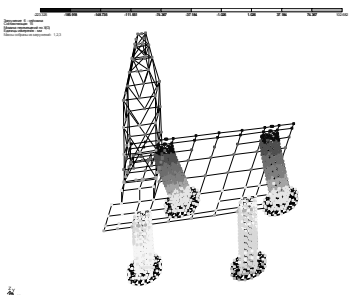
Рис. 4. Формы колебаний. Сценарий 3



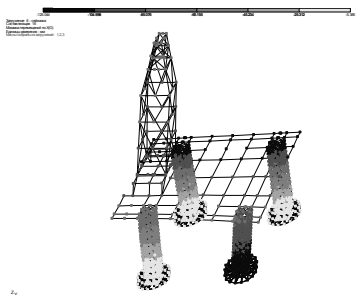
Период колебаний T=2,13c



Период колебаний T=2,11c



Период колебаний T=1,46c



Период колебаний T=1,30c

Рис. 5. Формы колебаний. Сценарий 2

Для близкофокусных землетрясений рекомендуется для учета спектр расположенный в пределах до 130 рад/сек. Соответствующие длины волн исчисляются десятками метров. В

этом случае рекомендуется использовать дифференциальную модель сейсмического воздействия.

Поведение грунта при сейсмических воздействиях, как правило, описывается нормированной зависимостью напряжение–деформация. Такие зависимости хорошо описывают поведение грунтов различных типов в диапазоне сейсмических нагрузок умеренной интенсивности, в том числе, поведение водонасыщенных грунтов. При достаточно низких уровнях деформаций, возбуждаемых в грунтовых слоях, возрастание порового давления в грунтовых слоях невелико и поэтому не приводит к изменению характера поведения грунта, так что водонасыщенность грунта не оказывает влияния на его поведение.

На рисунках 3-5 представлены полученные формы колебаний конструкций для каждого из сценариев, а в таблице 2 представлены перемещения корпуса СПБУ и верха буровой вышки. В таблице 3 представлены усилия на подвышечное основание.

Таблица 2.

Максимальные перемещения СПБУ «Сиваш», мм

Характеристика	Перемещение корпуса	Перемещение топа вышки
Сценарий 1 (в направлении X)	462	618
Сценарий 2 (по диагонали XY)	583	1017
Сценарий 3 (в направлении X)	370	1795

Таблица 3.

Максимальные усилия на подвышечное основание, кН

Характеристика	Статика	Динамика
Сценарий 1 (в направлении X)	-400	±1300
Сценарий 2 (по диагонали XY)	-550	±1900
Сценарий 3 (в направлении X)	-1250	±3800

По итогам рассмотрения данных в таблицах 2 и 3 видно, что рассмотрение нескольких вариантов исходных данных (сценариев) необходимо для установления максимальных перемещений элементов и усилий в конструкциях для оценки сейсмостойкости.

ВЫВОДЫ :

1.В статье проанализирован современный подход к обеспечению сейсмостойкости самоподъемных плавучих буровых установок в целом и сейсмостойкости отдельного оборудования, повреждение которого может привести к гибели установки или привести к негативным экологическим последствиям.

2.Предложено распределение оборудования на группы, в зависимости от степени ответственности, участия в обеспечении надежности и влияния на потенциальное загрязнение окружающей среды.

3.Комплексный подход к исследованию сейсмостойкости СПБУ может быть представлен в виде четырех основных этапов:

- выполнение анализа сейсмической обстановки и оценки сейсмической опасности в районе установки СПБУ, определение потенциальных очагов землетрясений и оценка их магнитуды, с последующим назначением исходных параметров колебаний грунта на площадке постановки СПБУ;
- проведение анализа взаимодействия грунтов и конструкций опорной колонны, проведение динамического анализа конструкций СПБУ;

- определение спектров ответа на уровне верхнего корпуса и вышки;

- проведение сейсмического анализа прочности конструкций, оборудования и систем СПБУ.

4.На примере рассмотренного сейсмического воздействия на СПБУ показана необходимость учета различных сценариев для установления истинной сейсмостойкости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ДБН В.1.1 – 12:2006. Будівництво у сейсмічних районах Україні / Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства Україні, // К, 2006. -84 с.
2. Правила классификации, постройки и оборудования плавучих буровых установок и морских стационарных платформ / Российский Морской Регистр Судоходства // СПб,: 2008. -481 с.
3. Прочность и надежность конструкций АЭС при особых динамических воздействиях / А.Н. Бирбрайер, С.Г.Шульман // Энергоатомиздат: М, 1989. – 304 с.

УДК 624.016:624.042.7.

РАБОТА КОЛЬЦЕВОГО ЭНЕРГОПОГЛОТИТЕЛЯ ПРИ ЗНАКОПЕРЕМЕННОМ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

Ажермачев Геннадий Арсентьевич, кандидат технических наук, профессор.

НАПКС, кафедра МиДК, г. Симферополь, ул. Павленко,5

Абдурахманов Азиз Заирович, магистр, ассистент.

НАПКС, кафедра МиДК, г. Симферополь, ул. Павленко, 5, aziz85@bigmir.net

Разработана и исследована численная модель кольцевого сейсмопоглотителя. Модель включает физически нелинейные конечные элементы, наиболее близко отражающие напряженно-деформированное состояние кольца.

В стальных каркасах многоэтажных сейсмостойких зданий во многих случаях жесткость в горизонтальном направлении обеспечивается за счет соответствующих элементов, например диагональных связей. Они выполняют первостепенную роль в обеспечении сейсмостойкости каркаса, так как ограничивают его горизонтальные смещения при землетрясении. Однако сами по себе эти элементы уязвимы при сейсмическом воздействии. Дело в том, что сейсмическая нагрузка, определяемая по нормам, соответствует некоторым средним значениям ускорений колебаний почвы, ожидаемым при землетрясении. Наряду с этим отдельные пиковые ускорения значительно (в 2—3 раза) превышают средние значения ускорений [1, 2]. При таких ускорениях возникают перегрузки, которые неизбежно приводят к развитию в конструкциях неупругих деформаций. В то же время связи выполняются в соответствии с традиционными решениями, разработанными для несейсмических районов, и в них не обеспечиваются необходимые условия для работы в пластической стадии.

Диагональные элементы связей сравнительно гибкие и при растяжении воспринимают значительно большие усилия, чем при сжатии. В случае работы в пределах упругости такой фактор не представляет опасности для сооружения. Если же связи работают в пластической области, при растяжении в диагональных элементах возникают остаточные удлинения. При сжатии они теряют устойчивость и выпучиваются. Таким образом, после ряда циклов растянутые связи потеряют несущую способность.

Учитывая эти обстоятельства, одним из эффективных путей повышения сейсмостойкости многоэтажных зданий и сооружений является установка в систему вертикальных связей по колоннам каркасов специальных элементов (рис. 1), работающих при землетрясениях расчетной интенсивности в упругопластической стадии, так называемых сейсмопоглотителей. Одним из таких элементов является энергопоглотитель кольцевого (ЭПК) типа.

Для эффективного применения кольцевого сейсмопоглотителя необходимо иметь данные о его работе в упругопластической стадии.

С этой целью выполнен численный расчет посредством ПК «Лира-9.4» [3]. Исследуемая модель представляет собой фрагмент связевого каркаса в масштабе 1:6. Модель выполнена в виде рамы, в которую устанавливали связи, оснащенные кольцевым энергопоглотителем (рис.2), имеющим различные поперечные сечения (таблица 1). Типоразмер Уширенный (U) имеет сечение с зонами равного сопротивления в соответствии с рекомендациями [4].

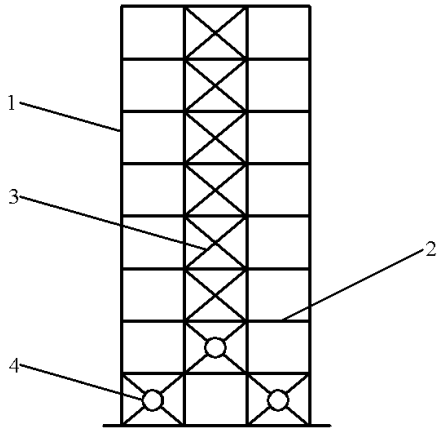
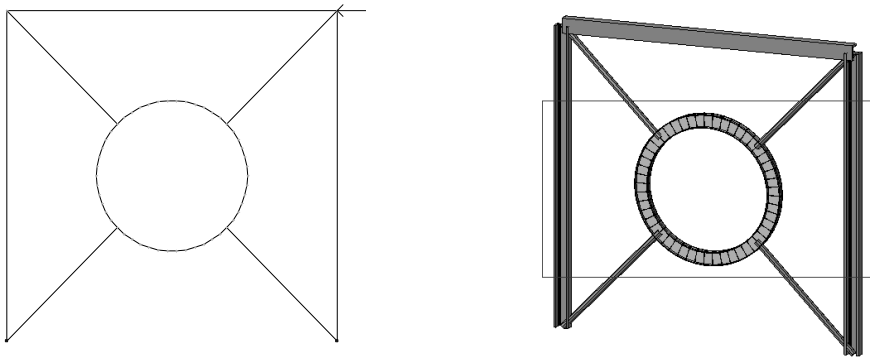


Рис. 1. Схема каркаса сейсмостойкого здания.
1 – колонна; 2 – ригель; 3 – диагональная связь; 4 – кольцевой энергопоглотитель



а) **б)**

Рис. 2. Общий вид расчетной модели.
а – конечноэлементный, б – объемный.

Таблица 1

Размеры сечений ЭПК

Типоразмер (обозначение)	верхний пояс		стенка		нижний пояс	
	ширина, мм	толщина, мм	высота, мм	толщина, мм	ширина, мм	толщина, мм
Базовый (В)	25	2	40	1.5	25	2
Несимметрич-ный (N)	25	2	40	1.5	36	2
Уширенный (U)	15(20)	2	40	1.5	15(20)	2

Нагружение состояло из 5 полуциклов знакопеременного нагружения. Моделировалась физически нелинейная работа кольца с разбиением горизонтальной нагрузки 10 кН на 10 шагов. В расчетах принято, что тангенс угла наклона графика «напряжение-деформация» к горизонтали в стадии упрочнения мягкой стали равен 1:175 тангенса угла наклона этого графика в упругой стадии.

Пластические шарниры начали образовываться в первом загружении на шаге 7 у базового, на шаге 6 у несимметричного и на шаге 4 у кольца с зонами равного сопротивления и имеют характерные участки их появления в узлах сопряжения связей. По результатам расчета построен график зависимости между нагрузкой на кольцо и удлинением его диаметра для различных сечений кольца (рис. 3).

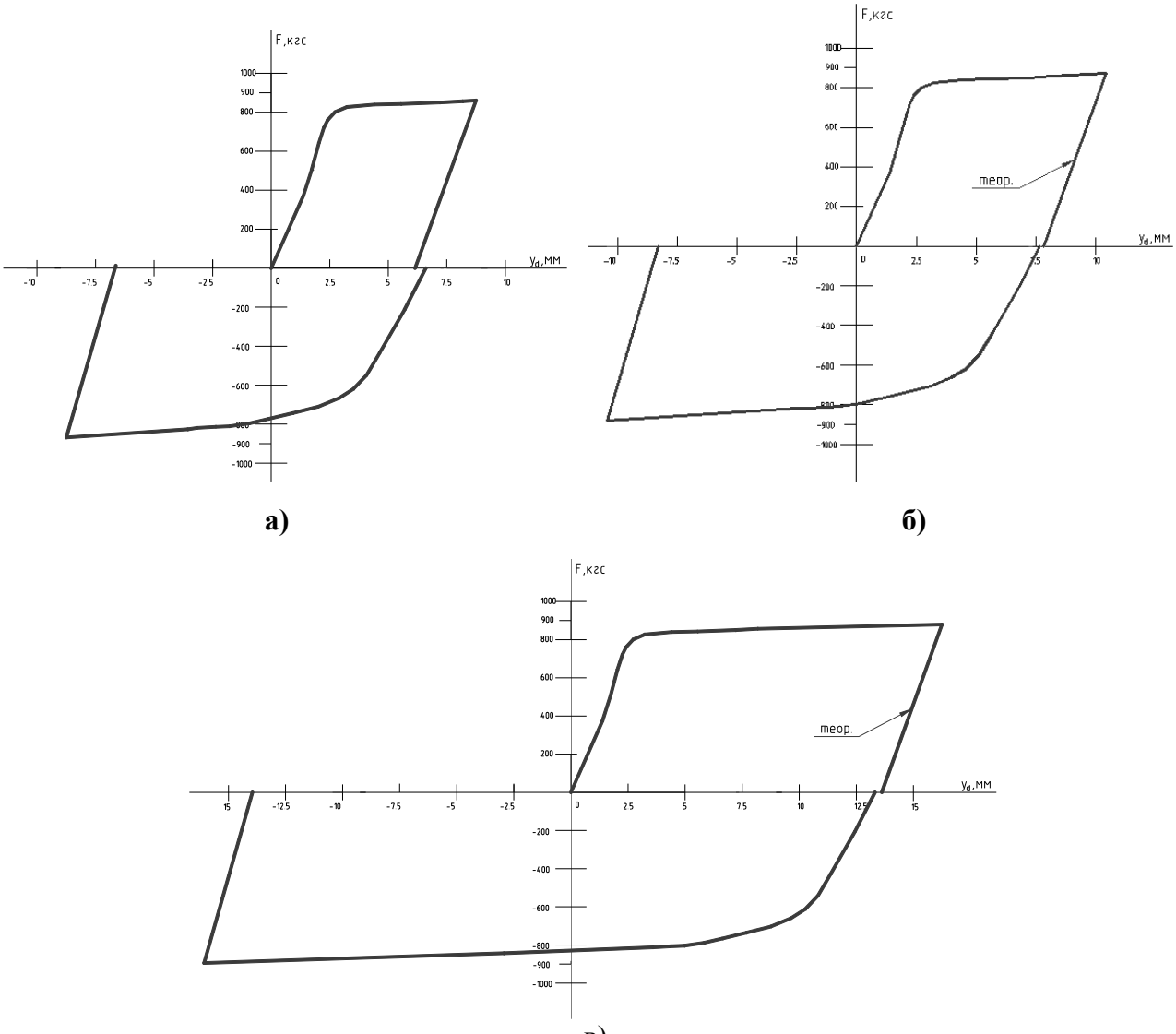


Рис. 3. Графики зависимости F-y_d
а – типоразмер B; б – типоразмер N; в – типоразмер U

В процессе развития неупругих деформаций ЭПК, фиксировались изменения жесткостных характеристик. Жесткость ЭПК с зонами равного сопротивления в конце первого полуцикла по отношению к первоначальной снизилась в 8 раз. Данное обстоятельство приведет к существенному изменению динамических характеристик систем, оснащенных ЭПК, а также позволит зданию «уходить» от резонансной зоны в случае совпадения доминантного периода колебаний почвы при землетрясении с основным периодом собственных колебаний сооружения.

Как показывает таблица 2 и графики зависимостей, базовый и несимметричный ЭПК имеют практически одинаковые изменения жесткости, коэффициент податливости и энергоемкость, а кольцо с зонами равного сопротивления за счет равномерного

распределения материала и большего объема пластических деформаций имеют высокие показатели энергоемкости.

Таблица 2

Сопоставление результатов испытаний ЭПК с 3-мя типоразмерами колец

Типоразмер	Изменение диаметра кольца в 1-м полу цикле Δ, мм	Максимальная нагрузка в 1-м полуцикле P_{1max}, кгс	Жесткость в упругой стадии, Н/мм	Приведенная жесткость для 1-го полуцикла, Н/мм	Энергоемкость в 1-м полу цикле, Дж	Коэффициент податливости
Базовый	8.4	900	4780	1071	115	4.2
Несиммет-ричный	10.3	892	4462	866	149	5.15
Уширенный	16.2	895	4478	552	256	8.1

ВЫВОДЫ

1. Для повышения сейсмостойкости стальных каркасов многоэтажных зданий необходимо предусматривать в системах связей специальные элементы, работающие в упругопластической стадии, например энергопоглотители кольцевого типа.

2. Энергопоглотитель с зонами равного сопротивления (типоразмер Уширенный) имеет более высокие показатели энергоемкости, коэффициента податливости и изменения жесткости. Это обеспечит поглощение большого количества энергии сейсмических воздействий, что приведет к быстрому затуханию колебаний каркасов, уменьшению сейсмических нагрузок, снижению металлоемкости конструкций и затрат на антисейсмические мероприятия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Остриков Г. М., Максимов Ю. С. Стальные сейсмостойкие каркасы многоэтажных зданий. – Алма- Ата: Казахстан, 1985. – 120 с.
2. Корчинский И. Л., Бородин Л. А., Остриков Г. М. Конструктивные мероприятия, обеспечивающие повышение сохранности каркасов зданий во время землетрясений. – Строительство и архитектура Узбекистана, 1976, №3, с. 39 – 42.
3. Руководство пользователя ПК «Лира-Windows», Т1-6, НИИАСС, Киев, 2002. – 147 с.
4. Каркас сейсмостійкої багатоповерхової будівлі: Пат. 44968 Україна: МПК E04H 9/02 E04B 1/24 / Г. А. Ажермачов, С. Г. Ажермачов, А. З. Абдурахманов (Україна). – № u200903727; Заявл. 16.04.2009; Опубл. 26.10.2009, Бюл. №20. – 3 с.

УДК 624.15.04.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОТДЕЛЬНО СТОЯЩИХ ДВУХСЛОЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Перминова Е.Г., аспирант, НАПКС..

Рассматриваются конструкции физических моделей отдельно стоящих одно- и двухслойных фундаментов. Описывается методика экспериментальных исследований. Приводится анализ результатов проведенных экспериментов, целью которых было определение напряженно-деформированного состояния конструкций на различных стадиях работы под нагрузкой.

Снижение стоимости строительства при одновременном обеспечении надежности, оптимизации материалоемкости подземных конструкций и времени на их возведение имеют большое значение для повышения эффективности использования капитальных вложений, экономии материально-технических средств и повышения качества строительства. Решение

этих задач и дальнейшее совершенствование технического прогресса в фундаментостроении в значительной мере обеспечиваются развитием исследований напряженно-деформированного состояния фундаментов как элемента системы «основание – фундамент», разработкой новых конструкций фундаментов и совершенствованием методов их расчета.

Широкие возможности для создания новых оптимальных конструкций фундаментов открываются в связи с использованием двухслойных конструкций, в которых наряду с высокопрочными тяжелыми бетонами применяются легкие бетоны, причем слой тяжелого бетона обеспечивает высокую несущую способность, а слой легкого, увеличивая плечо внутренней пары сил, надежно защищает рабочую арматуру от коррозии [1, 2]

С целью экспериментального изучения параметров напряженно-деформированного состояния двухслойных железобетонных фундаментов, характера силового взаимодействия элементов системы «основание-фундамент», формы распространения пирамиды продавливания и влияния наличия в конструкции контактного шва было изготовлено 30 образцов физических моделей фундаментов, пять из которых были выполнены традиционной конструкции – однослойными, другие 25 – двухслойными, с различными сочетаниями факторов влияния: жесткости, характеризуемой высотой плитной части фундамента и вылетом нижней ступени, высоты слоя из бетона более высокого класса по прочности, эксцентриситета приложения внешней нагрузки, типа поверхности контактного шва между слоями из бетонов различных классов по прочности. Модели фундаментов представляли собой квадратную в плане железобетонную плиту с размерами 30 см × 30 см различной высоты (4…15 см). Модели фундаментов традиционной конструкции (ФО-1…ФО-5) изготавливали из бетона класса по прочности на осевое сжатие В15, двухслойных (ФД-6…ФД-30) – в виде двухслойной конструкции с нижним слоем из бетона класса В10, верхним слоем из бетона класса В15.

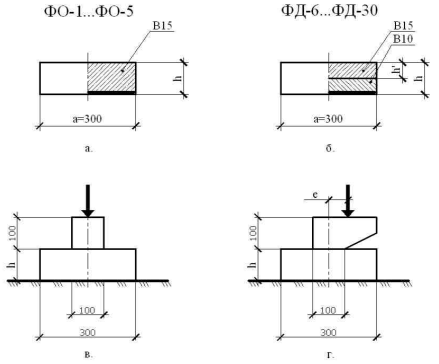


Рис. 1. Конструкция моделей фундаментов:
а – конструкция однослойных моделей фундаментов; б – то же, двухслойных; в, г – схемы загружения моделей фундаментов.

Двухслойные конструкции создавали с различными типами поверхности контакта слоев из бетонов различных классов: гладкой, с квадратными, круглыми, треугольными шпонками, расположенными по концентрическим окружностям, гладкой с поперечным армированием границы контакта. Модели фундаментов армировали вязаной сеткой из стержней Ø3В-I с ячейкой 70 мм х 70 мм.

В экспериментальных исследованиях в качестве силовой рамы использовали гидравлический испытательный пресс. Между колоннами пресса был установлен металлический лоток цилиндрической формы высотой 100 см с диаметром основания 80 см из листовой стали толщиной 4 мм. Лоток заполняли на высоту 80 см грунтом основания под испытываемые модели фундаментов – мелким речным кварцевым песком средней плотности, малой степени влажности. Опорная плита подвижной траверсы пресса устанавливалась на определенную высоту и служила упором для плунжера домкрата.

Статическую нагрузку создавали облегченными гидравлическими домкратами грузоподъемностью 5 т и 10 т (выбиралась в зависимости от расчетной несущей способности модели фундамента), обладающие плавностью хода и свойством самоторможения.

В процессе экспериментальных исследований с помощью измерительных приборов на каждой ступени нагружения фиксировали следующие параметры: нормальные контактные

напряжения по подошве фундамента, напряжения в арматурной сетке, напряжения по нижнему и верхнему основанию модели, прогиб и осадку конструкции. Определение напряжений и внутренних сил, возникающих в элементах в испытываемой конструкции, было основано на определении деформаций электротензометрическими методами

Рис. 2. Экспериментальная установка.

Для определения нормальных контактных напряжений по подошве моделей фундаментов использовали электротензометрические месдозы мембранного типа. Для регистрации показаний месдоз использовали измеритель деформаций цифрового типа ИДЦ-1. Деформации стержней арматурной сетки, бетона в сжатой зоне, примыкающей к подколоннику, и в растянутой зоне, в месте теоретического образования пирамиды продавливания, определяли с помощью петлевых проволочных тензорезисторов на бумажной основе с длиной базы 50 мм, номинальным сопротивлением 400 Ом. Показания тензорезисторов регистрировали с помощью цифрового тензометрического моста ЦТМ-3, имеющего сто измерительных каналов и диапазон измерений 0…999×10ЕОД (1×10-5). Прогибы концевых участков моделей фундаментов замеряли с помощью индикаторов часового типа, размещенных по углам и в середине каждой из сторон верхнего основания модели. В проектном положении индикаторы часового типа были зафиксированы с помощью металлической рамки, жестко прикрепленной к подколоннику.

Загружение испытываемой модели фундамента производили равными ступенями, каждая из которых составляла не более 10% от контрольной нагрузки, вплоть до разрушения основания или фундамента, сопровождающегося падением уровня нагрузки и резким ростом осадки. Регистрация предельных значений всех измеряемых величин производилась в момент условного равновесия системы «основание-фундамент».

Анализ результатов экспериментов представлен для двух центрально нагруженных моделей фундаментов: одна из которых ФО-1 была выполнена традиционной конструкции, а другая ФД-6 – двухслойной. Разрушение обоих моделей носило хрупкий характер.

Значение продавливающей разрушающей нагрузки превышало теоретические значения для модели ФО-1 и ФД-6 на 86 % и 69%, соответственно. При нагрузке, превышающей теоретическую на 18% для модели ФО-1, на 2% для модели ФД-6, образовались нормальные трещины по середине каждой из четырех граней шириной раскрытия 0,01…0,02 мм. Далее конструкцию загружали до ее разрушения. Рост нагрузки сопровождался увеличением вертикальных перемещений краевых участков моделей фундамента, составляющих ~0,5…0,6 мм на каждой ступени нагружения (240 кг). Разрушению моделей на последней ступени нагружения предшествовала резкая осадка ~2 см и выгиб краевых участков (перемещения

составляли 0,7…1,2 мм), после чего происходило разрушение от продавливания, сопровождающееся образованием пирамиды продавливания.

Распределение напряжений в стержнях арматурной сетки на всех стадиях работы конструкций под нагрузкой носило неравномерный характер, но, в то же время, при передаче внешней нагрузки равными ступенями наблюдался равномерный рост напряжений в каждой из контрольных точек. При этом резкое увеличение напряжений 40…100 МПа зафиксировано на ступени нагружения, составляющей ~85% от теоретической разрушающей нагрузки. Максимальное (зафиксированное) значение напряжений в арматуре модели ФО-1 – 295,80 МПа, ФД-6 – 261,80 МПа.

Распределение напряжений в контактном слое, фиксируемое мембранными месдозами, в условно упругой стадии работы конструкции (до образования фиксируемых трещин) носило равномерный характер, чем на последующих стадиях. Замедление развития краевых напряжений, объясняющееся ростом деформаций сдвига, компенсировалось прогрессирующим ростом контактных напряжений в центральной зоне. Данный характер распределения напряжений соответствует представленному в работах [2, 3, 4]. Эпюры распределения контактных напряжений представлены на рис. 3, 4. Доказано, эпюра нормальных контактных напряжений на первых стадиях работы приближается к прямоугольной, далее трансформируется в параболическую.

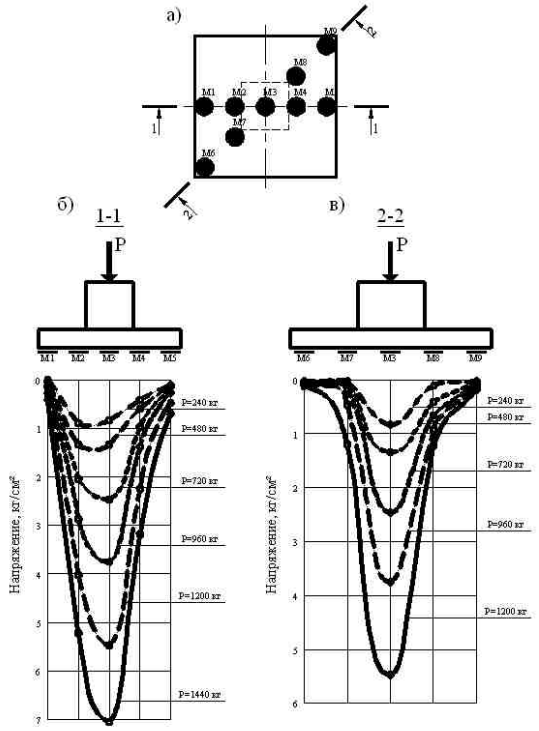


Рис. 3. Результаты испытания модели фундамента ФО-1:
а - схема размещения месдоз в контактом слое грунта; б, в - эпюры нормальных контактных напряжений

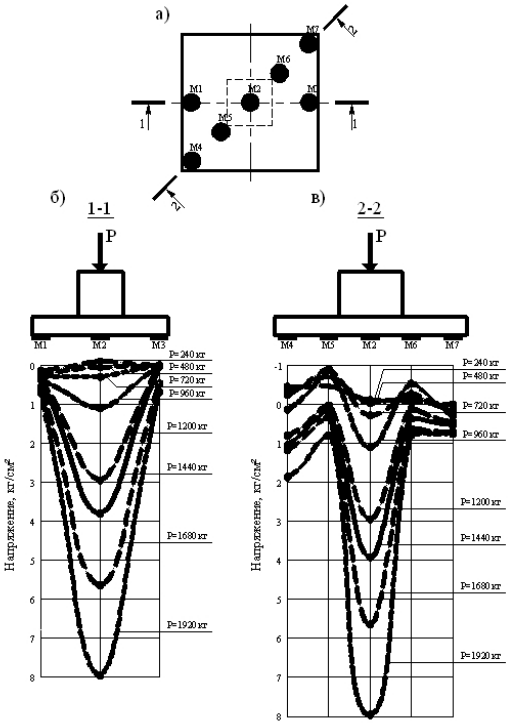


Рис. 4. Результаты испытания модели фундамента ФД-6:
а - схема размещения месдоз в контактом слое грунта; б, в - эпюры нормальных контактных напряжений

ВЫВОДЫ

Проведенные экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния моделей двухслойных фундаментов показали:

1. Экспериментально определенное значение разрушающей нагрузки значительно превышает определенное теоретически.

2. Основное влияние на напряженно-деформированное состояние моделей фундаментов, особенно в условно упругой стадии работы конструкции, и характер их разрушения оказывают параметры испытываемой модели фундамента и грунтового основания, в

особенности, жесткость модели, характеризуемая в нашем случае: при фиксированном размере в плане плитной части и подколонника, высотой плитной части.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. А. с. 857360 СССР, М.Кл.3 Е 02 D 27/42 . Фундамент под колонну / С.В. Родин, А.Н. Тетиор, В.И. Редькин (СССР). - № 2849580/29-33; заявл. 10.12.79; опубл. 23.08.81, Бюл. №31.
2. Тетиор А.Н. Прочность фундаментов: уч. пособие. - К.: ІСДО, 1993. - 144 с.
3. Родин С.В., Жуков С.П. Перераспределение нормальных контактных напряжений под фундаментами натурных размеров // Сб.: Исследование и разработка методов расчета оснований и прочности фундаментов с применением нелинейных теорий деформирования. - Новочеркасск: Новочеркасский ПИ, 1984. - 140 с.
4. Мурзенко Ю.Н, Евтушенко С.И, Анищенко Е.Ю. Результаты экспериментальных исследований совместной работы моделей железобетонных фундаментов под колонны зданий и песчаного основания // Сб. IV Междунар. науч.-практ. конф.: Моделирование. Теория, методы и средства. - Новочеркасск: ЮРГТУ, 2004. - ч. 4. - С. 43-49.

УДК 624.04:681.3

АНАЛИЗ РЕКОНСТРУКЦИИ 3-Х ЭТАЖНОГО КОРПУСА САНАТОРИЯ «АЙ-ПЕТРИ» В Г. ФЕОДОСИЯ С НАДСТРОЙКОЙ МАНСАРДНЫХ ЭТАЖЕЙ

В.А. Белавский, инженер, К.А. Янушковский, инженер

НАПКС, АР Крым, г. Симферополь

С помощью программного комплекса Лира-Windows было выполнено моделирование напряженно-деформированного состояния несущей системы трехэтажного здания с надстройкой трех дополнительных этажей, находящегося в районе с сейсмичностью 8 баллов. Целью моделирования явилось:

1) расчет пространственной модели здания;

2) корректировка сечений элементов, расстановка конструктивных элементов.

Конструктивная схема здания представляет рамный каркас, образованный поперечными железобетонными многопролетными рамами, соединенными дисками перекрытия. Пролет рамы составляет 6000 мм, вылеты консолей 2000 мм, шаг поперечных рам – 6500 мм. Сечение стоек рам 400×400 мм. Ригели – таврового сечения полкой вниз высотой 600 мм и шириной 400 мм. Здание выполнено с подвальным этажом высотой 4.8м. Высота первого и второго этажа 3.6 и 3.3м соответственно. Ограждающие конструкции цокольного этажа здания выполнены из монолитного железобетона толщиной 60см.

В результате планируемой реконструкции, имеющийся рамный каркас преобразовывают в рамно-связевый установкой дополнительных стальных связей.

Фундаменты корпуса выполнены отдельно стоящими стаканного типа с размерами подошвы 3.2х3.2 м.

Перекрытие – сборное из круглопустотных железобетонных плит перекрытия.

До реконструкции в здании располагалась столовая с актовым залом. Общий вид здания до реконструкции представлен на рис.1 (блок в осях 1-12).

В результате планируемой реконструкции корпус здания планируется надстроить дополнительными этажами. На надстраиваемых этажах планируется разместить комплекс развлекательных заведений и гостиничных номеров.

Была разработана пространственная расчетная модель здания.

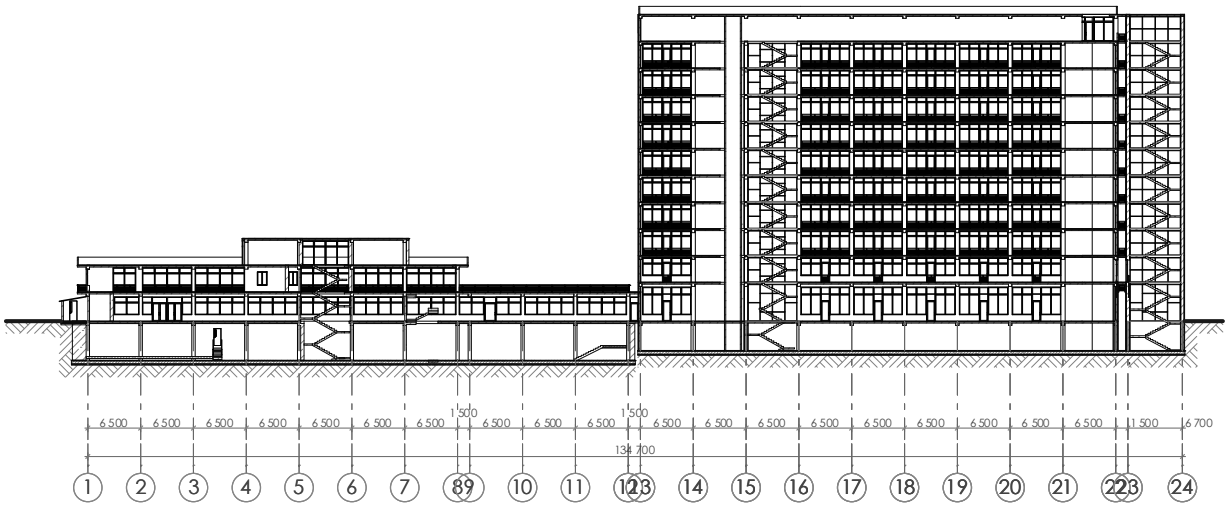


Рис.1. Общий вид здания до реконструкции

При реконструкции было принято усиление вертикальными связями, позволяющее мягко регулировать распределение усилий в несущей системе здания с минимальным повышением коэффициента динамичности и увеличением нагрузок на фундаменты.

Фундаменты, стены и перекрытия моделировали универсальными четырехугольными плоскими конечными элементами (КЭ) оболочки КЭ-44 [1]. Такие конструктивные элементы как колонны, ригели и стальные связи моделировали универсальными стержневыми элементами КЭ-10.

Грунтовые условия работы фундаментов задавали при вычислении коэффициентов постели грунтового основания С1 и С2. Коэффициент С1 учитывает вертикальный отпор грунта. Коэффициент С2 учитывает горизонтальный отпор грунта. Значения коэффициентов С1 и С2 были определены с помощью программы ГРУНТ (МОНОМАХ 4.2 ЛИРА-СОФТ) — программы автоматизированного создания модели грунта и расчета параметров упругого основания.

Расчетная схема загружена:

- равномерно-распределенными постоянными и полезными нагрузками. Полезные нагрузки разделялись на длительно действующую часть и кратковременную в соотношении 30 и 70% соответственно.
- сейсмические загружения формировались из статических с автоматизированным распределением весов масс по всем узлам расчетной модели. При вычислении масс постоянные нагрузки учитывались с коэффициентом 0,9, временные длительные – с коэффициентом 0,8, кратковременные – 0,5. Помимо горизонтальных была учтена и вертикальная составляющая сейсмического воздействия.

В результате расчетного анализа установлено, что прочность железобетонных колонн и балок обеспечена с учетом сейсмического воздействия при изменении конструктивной схемы здания с рамной на рамно-связевую. Для этого необходима установка вертикальных связей на всех этажах здания.

Концепция подбора связей – обеспечение прочности железобетонных конструкций за счет разгрузки узлов от изгибающих моментов при минимальном повышении жесткости и, соответственно, коэффициента динамичности и инерционных сил. Кроме того расстановка связей согласовывалась с архитекторами. В результате было найдено приемлемое архитектурное и конструктивное решение. Таким образом, программный комплекс анализа напряженно-деформированного состояния явился инструментом обследования здания и оптимизации проектных решений.

По результатам расчета модели максимальная вертикальная нагрузка на фундамент железобетонных колонн по средним осям от основного и особого сочетания нагрузок составила N=337тс и N=285тс соответственно. При размерах подошвы фундамента 3.2×3.2 м давление под подошвой составит для основного сочетания нагрузок 33 тс/м^2. Расчетное

сопротивление грунта основания составляет 34 т/м^2. Давление под подошвой фундамента от основного и особого сочетания статических нагрузок не превышает значения расчетного сопротивления грунта основанию.

При анализе моделей получены следующие данные. В рамной модели расчетное армирование колонн достигает 5%.

При разгрузке узлов рам за счет изменения схемы работы (включения в работу стальных связей) и перераспределения усилий прочность конструкций каркаса обеспечена.

ВЫВОДЫ

Для каркасных зданий с исходной рамной схемой эффективным методом повышения сейсмостойкости является устройство вертикальных связей. При этом существующим конструкциям наносится минимальное повреждение, достигается технологическая простота и равномерное распределение усилий в несущей системе.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ЛИРА 9.4. Примеры расчета и проектирования. Приложение к учебному пособию ЛИРА 9.2. Гензерский Ю.В. и др. – К.: издательство НИИАСС, 2006.-126 с.
2. Отчет о НИР. Обследование технического состояния конструкций объекта по адресу: ул. Курортная 28, г. Феодосия, АР Крым с целью реконструкции. - Симферополь.: НАПКС, 2011.

УДК 000.000

УСИЛЕНИЕ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ КОЭРЦИТИВНОЙ ДИАГНОСТИКИ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ АРМАТУРЫ КЛАССА А500С.

Удовиченко Т.М., студентка гр. ЭУН-501, Меннанов Э.Э., студент гр. ТГВ-101, научный руководитель преподаватель-стажер каф. МиДК Шевченко Н.Н., НАПКС.

В данной работе рассматривается вопросы усиления сварных стыков рабочей арматуры класса А500С выполненных на стальной скобе накладке по результатам коэрцитивной диагностики.

арматура, А500С, коэрцитиметр, усиление, накладка, дефект.

В 2006 году введен в действие ДСТУ 3760:2006 [6]. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия.» (ISO 6935-2:1991, NEQ). В основу данного стандарта положены требования к арматурному прокату, установленные в следующих зарубежных нормативных документах: ISO 6934, ISO 6935, DIN 488, ENV 10080, BS 4449. С введением ДСТУ 3760-98 [5] и ДСТУ 3760:2006 в Украине отменены ГОСТ 5781—82 [1] и ГОСТ 10884—94 [2]. Отличительной особенностью ДСТУ является применение нового обозначения класса арматурного проката. Арматурный прокат (А) подразделяется на классы в зависимости от показателя механических и служебных качеств проката. Согласно ДСТУ 3760:2006 арматурный прокат изготавливают следующих классов: - А240С - с гладким профилем; - А400С, А500С, А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК и А1000 - с периодическим профилем. Класс проката А500С введен впервые в ДСТУ 3760-98 и является промежуточным, не имеющим аналога. Класс проката А500С по способу производства классифицируется как термомеханически упрочненный, периодического профиля, Индекс «С» указывает, что прокат является свариваемым.

Согласно ГОСТ 14098-91 [3] арматурные стержни до 22 диаметра соединяются при помощи двух боковых накладок из арматуры того же класса и диаметра что и основные. А стержни свыше 22 диаметра соединяются при помощи стальной скобы накладки. Данное соединение очень трудоемко и требует большого опыта сварщика. Из-за этого есть высокая вероятность появления дефекта в сварном соединении. В большинстве случаев на строительной площадке качество сварки проверяют наружным, визуальным осмотром в объеме 100% с последующим выборочным испытанием части стыков. Если при испытании на разрыв хотя бы один образец из партии стыков не проходит испытание, то количество

проверяемых образцов удваивают и испытание повторяют. Если в этом случае хотя бы один образец покажет разрывное усилие меньше получаемого, всю партию бракуют, и стыки переваривают или усиливают приваркой дополнительных накладок по ГОСТу 23858-79 [4] «Соединения сварные стыковые и тавровые арматуры железобетонных конструкций».

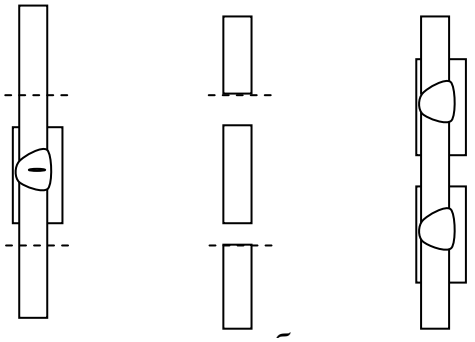


Рис. 1. Исправление дефектного соединения.

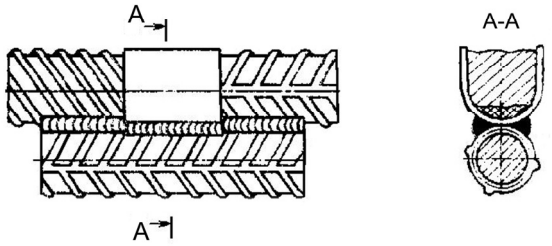


Рис. 2. Усиление по ГОСТ 23858-79.

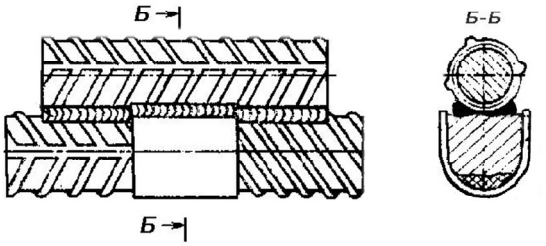


Рис. 3. Предложенный способ усиления сварного стыка.

Данный нормативный документ предлагает нам два варианта устранения дефекта. Первый - это вырезать дефектное соединение, сделать вставку из арматуры того же класса и диаметра и выполнить два сварных соединения. Однако это удваивает вероятность появления дефекта. Второй – это срезать скобу от центра колонны и выполнить усиление боковой накладкой меньшего диаметра, выбранной по расчету. Однако при приложении нагрузки данный стык начинает выгибаться из тела колонны. Такая работа арматуры недопустима, т.к. идет нарушение защитного слоя бетона.

В Национальной академии природоохранного и курортного строительства на базе кафедры Металлических и деревянных конструкций путем анализа проектной документации разработан и предложен другой вариант усиления и диагностики сварного соединения на стальной скобе накладке. Во первых - это применение устройств на принципе коэрцитивного метода, как более удобных в эксплуатации, обработке данных и не уступающих ультразвуковому методу по точности. Во вторых – во время выполнения усиления дефектного сварного соединения стыкуемый стержень располагать со стороны угла колонны, а не к центру.

ВЫВОДЫ

1. Использование коэрцитиметра позволяет более эффективно и с меньшими трудозатратами выполнять диагностику стыка;

2. Предложенный способ размещения накладки улучшает работу сварного соединения, а именно, во время работы основной стержень под действием горизонтальной составляющей будет изгибаться в центр колонны, вызывая при этом дополнительное обжатие;

3. Соблюдено условие сохранения защитного слоя бетона;

4. При выполнении данного способа усиления не требуется исполнителя высокой квалификации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 5781—82 «Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций».
2. ГОСТ 10884—94 «Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций».
3. ГОСТ 14098-91 «Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций».
4. ГОСТ 23858-79 Соединения сварные стыковые и тавровые арматуры железобетонных конструкций. Ультразвуковые методы контроля качества. Правила приемки.
5. ДСТУ 3760-98 «Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия».
6. ДСТУ 3760-2006 «Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия».
7. Ажермачев Г.А., Меннанов Э.М. «Сварные стыки продольной арматуры класса А500С в колоннах сейсмостойких каркасов.», Будівельні конструкції. Зб. наук. праць. – К.:НДІБК, 2008. – Вип. 69.
8. Ажермачев Г.А., Меннанов Э.М. «Особенности применения арматурного проката класса А500С, согласно ДСТУ 3760:2006 при изготовлении сварных стыков рабочей арматуры, сейсмостойких каркасных зданий с использованием ручной дуговой сварки.»: Строительство, материалы, машиностроение. Зб. наук. праць. – Днепропетровск.:ПГАСА, 2008. – Вип. 48

УДК 621.791.052

НДС СВАРНЫХ СТЫКОВ АРМАТУРНОГО ПРОКАТА КЛАССА А500С С ПАРНЫМИ НАКЛАДКАМИ УМЕНЬШЕННОГО СЕЧЕНИЯ.

Ажермачёв Г.А., к.т.н., профессор, Меннанов Эльмар М., ассистент, Меннанов Эльдар М., заведующий лабораторией АП.

НАПКС,Симферополь, Украина.

Рассматриваются особенности конструирования стыков продольной арматуры в конструкциях мостов. Даются рекомендации по выполнению сварных стыков из термоупрочненной стали.

арматура, накладки, каркас, сейсмика, стык, электроды.

Введение

В Украине основным видом арматуры для железобетонных конструкций являлась арматура периодического профиля класса А400 (А-III). В Украине эта арматура изготавливается из стали марок 35ГС и 25Г2С, которые (особенно 35ГС) по общепринятым нормам являются ограниченно свариваемыми. В частности, для стали 35ГС запрещена дуговая сварка в крест, которая, к сожалению, до сих пор повсеместно применяется.

В результате большинство серьезных аварий ответственных, несущих конструкций в процессе строительства происходит именно по причине дуговых прихваток стали 35ГС, а в отдельных случаях и 25Г2С [2].

Несмотря на высокую прочность сварных соединений этих сталей, выполненных контактной стыковой и другими видами сварки с большими тепловложениями, пластичность получаемых соединений очень низка. Это вынуждает при строительстве зданий из железобетона с использованием арматуры класса А400 (А-III) из стали марки 35ГС полностью отказаться от сварки при выполнении арматурных работ и принимать значительные запасы по сечению арматуры (для вязанных каркасов), так как есть опасность дуговых прихваток сваркой, а надлежащий контроль за качеством арматуры и арматурных работ обеспечивать трудно.

11 декабря 2006 года, вступил в силу ДСТУ 3760:2006 [1], который по аналогии с EN 10080 и ISO/DIS 6935-2 регламентирует нормы химического состава, механические свойства и другие нормативные требования к арматурной стали класса А500С. В соответствии с этими требованиями арматурная сталь выпускается термомеханически упрочненной в потоке проката, горячекатаной с микролегированием или холоднодеформированной.

Анализ публикаций.

Широкую известность получили исследования напряженного состояния основных типов сварных стыков, проведенные, Л.А. Мордвинцевым [4], Л.Э. Прокофьевой-Михайловской [7], А. Солякианом [9], И. Смитом [10] и другими исследователями.

При исследовании прочности сварных соединений были выявлены их слабые места и проверенны возможности для качественного перераспределения критических усилий.

Николаевым Г.А. [6] было установлено, что в случае применения только боковых фланговых сварных швов условия распределения см. рис. 1. напряжений не получают существенного улучшения и выносливость этих соединений остается на одном и том же уровне (см. рис. 1).

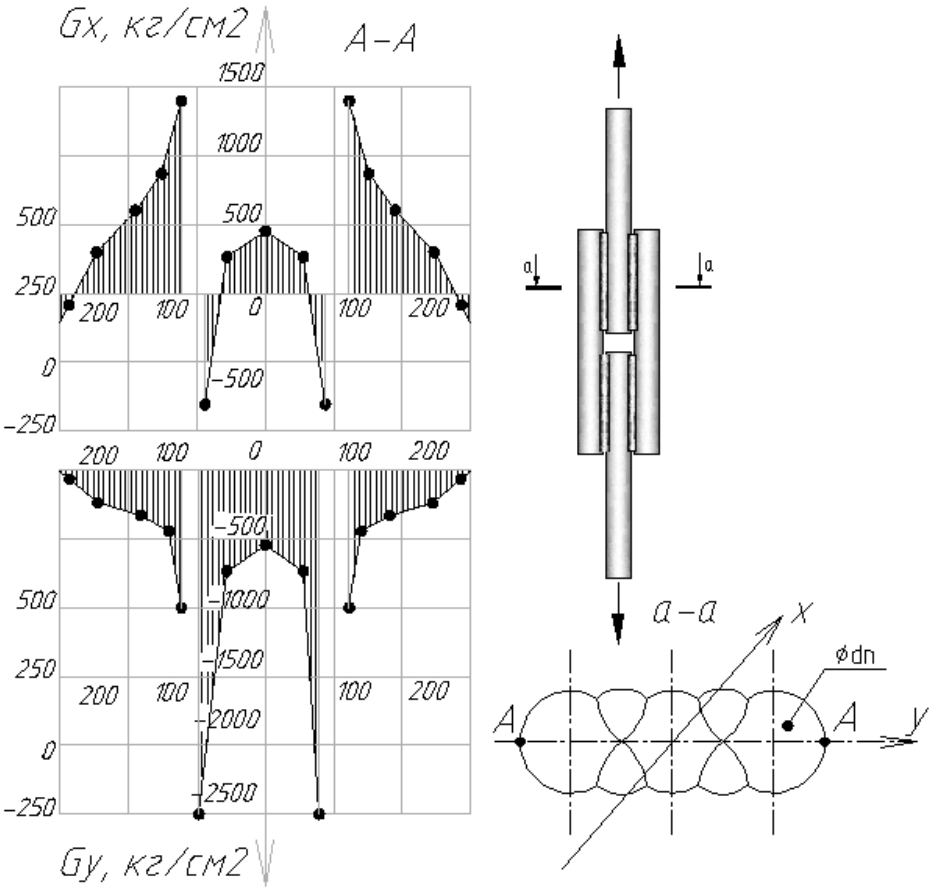


Рис. 1 Эпюры напряжений в поперечном сечении модели соединения с накладками [6].

Цель и задачи исследований.

Снижение материалоемкости в сварных стыках рабочей арматуры класса А500С путем уменьшения сечения парных накладок при обеспечении требуемой надежности соединений.

Для поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

1. Теоретически изучить картину распределения усилий в элементах стыка при продольном нагружении арматуры класса А500С.
2. По данным теоретических исследований оценить возможность применения боковых накладок уменьшенного сечения.
3. Провести математический эксперимент при помощи ПК «Лира» напряженно-деформированного состояния элементов сварного стыка арматуры класса А500С.
4. Провести физические экспериментальные исследования сварных стыков арматуры класса А500С с накладками обычного и уменьшенного сечения.
5. Провести анализ результатов, полученных теоретическим и экспериментальным путем.
6. Разработать технологические карты и инженерную методику по проектированию и изготовлению сварных стыков арматуры класса А500С с накладками уменьшенного сечения.

Методика исследований

Основные элементы сварных стыков арматуры и их напряженно-деформированное состояние.

Сварные стыки арматуры с парными накладками широко применяются в строительной практике. Этот способ позволяет соединять арматурные стержни любого диаметра. Рекомендуемые конструктивные решения сварных стыков с парными накладками приводятся в [101]. В соответствии с «Рекомендациями» диаметр накладок принимается равным диаметру соединяемых стержней, а остальные размеры накладок принимаются в зависимости от диаметров накладок.

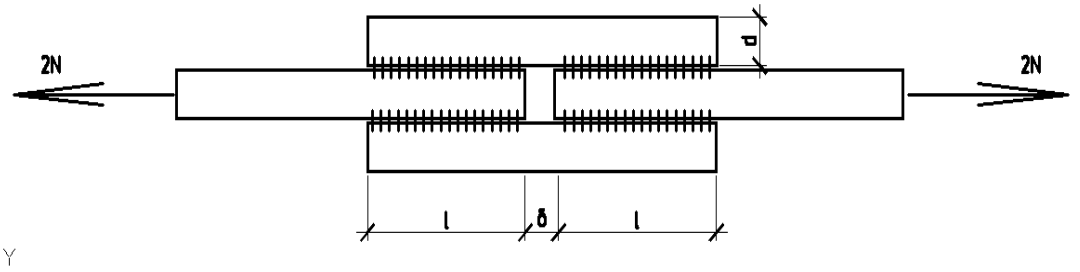


Рис. 2 – Конструктивная схема сварного стыкового соединения выполненного при помощи боковых накладок

На первый взгляд, кажется, что накладки имеют двойной запас прочности по сравнению с соединяемыми стержнями. Однако это не совсем так. Рассмотрим напряженно-деформированное состояние накладки в сварном стыке (рис. 2.)

Расчетную схему накладки с некоторым приближением можем представить в виде стержня, приваренного к основанию сварным швом на длине *l* (рис.3.)

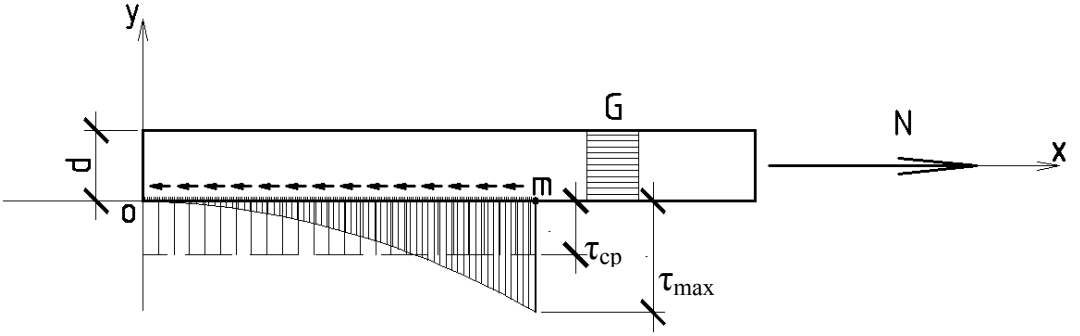


Рис. 3 – Расчетная схема боковой накладки.

Исходя из рассматриваемой расчетной схемы, мы можем записать величину нормальных напряжений в стержне в месте, где он не приварен к основанию

$$\sigma_0 = \frac{N}{A_H} \ , \tag{1}$$

где N – сила, растягивающая стержень;

$A_н$ – площадь стержня (накладки).

В нашем случае исследованию подвергаются два растянутых стержня площадью $\mathbf{A_c}$ соединенных парными параллельными накладками площадью $\mathbf{A_н}$ при помощи сварных фланговых швов.

Рассмотрим, как распределяются касательные усилия вдоль флангового сварного шва на примере прикрепления стержня к абсолютно жесткому элементу. Пусть растянутый стержень площадью **A** прикреплен при помощи сварного флангового шва к жесткому элементу (рис. 4).

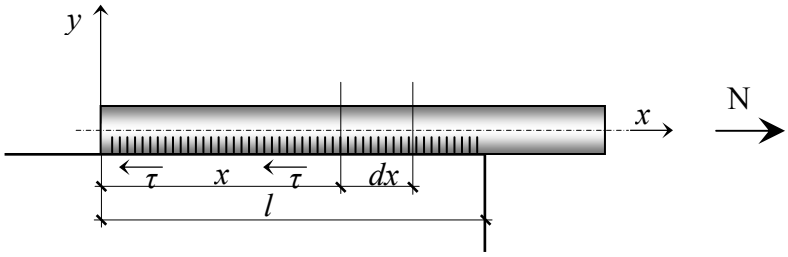


Рис. 4 – Конструктивная схема накладки.

Закрепление стержня обеспечивается касательными усилиями **τ** вдоль сварного флангового шва. Предположим, что касательные усилия вдоль сварного шва пропорциональны относительному смещению приваренного стержня. Сечение ***а-б*** с координатой ***X*** получает горизонтальное перемещение ***u***, сечение ***в-г*** с координатой ***x*** + ***dx*** получает перемещение ***u*** + ***du***, тогда мы можем записать

$$\tau = ku \tag{2}$$

где ***k*** – коэффициент пропорциональности, зависящей от механических характеристик шва. Для нашего случая $K = G$, где G –модуль сдвига металла сварного шва.

Вырежем элемент ***dx*** и рассмотрим его равновесие (рис. 5). На левом конце вырезанного участка, мы будем иметь напряжение $\boldsymbol{\sigma}$, на правом соответственно $\boldsymbol{\sigma} + d\boldsymbol{\sigma}$. Сила $dN = Ad\boldsymbol{\sigma}$ уравновешивается на отрезке ***dx*** силой ***τdx.***

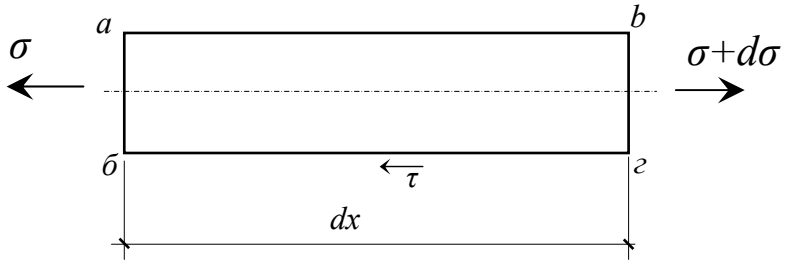


Рис. 5-Расчетная схема конечного элемента *dx.*

Таким образом

$$dN = Ad\boldsymbol{\sigma} = \tau dx \tag{3}$$

или

$$\frac{d\boldsymbol{\sigma}}{dx} = \frac{\tau}{A} \tag{4}$$

Абсолютное удлинение отрезка ***dx*** равно ***du*,** следовательно, его относительное удлинение равно

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} \tag{5}$$

По закону Гука

$$\sigma = E\varepsilon$$

или

$$\sigma = E\frac{du}{dx} \tag{6}$$

где E – модуль упругости материала привареного стержня.

Внося в уравнение равновесия (4) значения для σ и τ, получим

$$E\frac{d^2u}{dx^2} = \frac{\kappa u}{A} \tag{7}$$

Перенесем в выражении (7) E в правую часть и введем обозначение

$$\alpha^2 = \frac{\kappa}{EA}$$

Тогда уравнение (7) примет вид

$$\frac{d^2u}{dx^2} + \alpha^2 u = 0 \tag{8}$$

Мы получим дифференциальное уравнение второго порядка, общий интеграл которого будет

$$U = Bch\alpha x + Dch\alpha x \tag{9}$$

Определим значения постоянных B и D из граничных условий

при $$\left.\begin{array}{l} x = 0,\ \sigma = 0; \\ x = \ell,\ \sigma = \sigma_0 \end{array}\right\} \tag{10}$$

Но σ пропорционально первой производной оси U, следовательно

$$\left.\begin{array}{l} \left(\frac{du}{dx}\right)_{x=0} = 0 \\ \left(\frac{du}{dx}\right)_{x=\ell} = \frac{\sigma_0}{E} \end{array}\right\} \tag{11}$$

Кроме того

$$\frac{du}{dx} = \alpha B ch\alpha x + \alpha D sh\alpha x \tag{12}$$

Из первого граничного условия следует, что B = 0, а из второго

$$D = \frac{\sigma_0}{E\alpha sh\alpha\ell}$$

Тогда касательные усилия в сварном шве могут быть выражены формулой

$$\tau = \kappa u = \frac{\kappa \sigma_0 ch\alpha h}{E\alpha ash\ell} \tag{13}$$

Из выражения (13) видно, что касательные усилия в сварном фланговом шве, прикрепляющем стержень к жесткому элементу, распределяются неравномерно и наибольшее их значение будет при $x = \ell$.

Уравнение (13) позволяет решить две задачи:

1. Определить требуемую величину флангового шва для прикрепления полунакладки к основному стержню – l;

2. Определить величину концентрации напряжений в точке с координатой $x = l$. А учитывая значения величины концентрата напряжения, мы сможем определить минимальную площадь сечения накладки.

Для определения требуемой величины флангового шва, значение сдвигающего усилия приравняет значению расчетного сопротивления сварного шва на длине 1 см, а x прировняем l, т.е. для самой напряженной точки шва.

$$\tau_{\max} = R_{ср}^{св} = \kappa u = \frac{\kappa \sigma_0 ch\alpha l}{E\alpha sh\alpha l}, \tag{14}$$

Выразив из (14) значение *l,* получим минимальную длину сварного флангового шва для прикрепления ее к основному стержню арматуры. А это позволяет определить и полную длину накладки сварного стыка.

Что касается значения коэффициента концентрации напряжений, то приближенно его можно определить приняв расчетную модель по рис.3.

В точке m нормальные напряжения в стержне накладки равны

$$\sigma_0 = \frac{N}{A_н} \tag{15}$$

В этой же точке касательные напряжения равны

$$\tau_{\max} = \kappa u = \frac{\kappa \sigma_0 ch\alpha l}{E\alpha sh\alpha l}, \tag{16}$$

Тогда суммарные значения коэффициента концентрации будут

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_0^2 + \tau_{\max}^2}, \tag{17}$$

Величина значения коэффициента концентрации будет

$$\mu = \frac{\sigma_{пр}}{\sigma_0} \tag{18}$$

Но

$$\mu = \frac{\sqrt{\sigma_0^2 + \left(\frac{k\sigma_0 ch\alpha l}{E\alpha sh\alpha l}\right)}}{\sigma_0} \tag{19}$$

Тогда

$$\mu = \frac{\sigma_0 \sqrt{1 + \left(\frac{kch\alpha l}{E\alpha sh\alpha l}\right)}}{\sigma_0}$$

Или

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\kappa ch\alpha l}{E\alpha sh\alpha l}} \tag{20}$$

Зная величину концентрации напряжения, суммарная площадь накладок сварного стыка будет определяться

$$\Sigma A_{н} = \frac{2N}{R_{y}}\mu \tag{21}$$

То есть уменьшение площади накладок стыка сварного соединения может быть до определенных пределов, что подтвердили экспериментальные исследования сварных стыков в натуральную величину.

Результаты исследований:

Сечение 1-1

Сечение 2-2

Сечение 3-3

Сечение 4-4

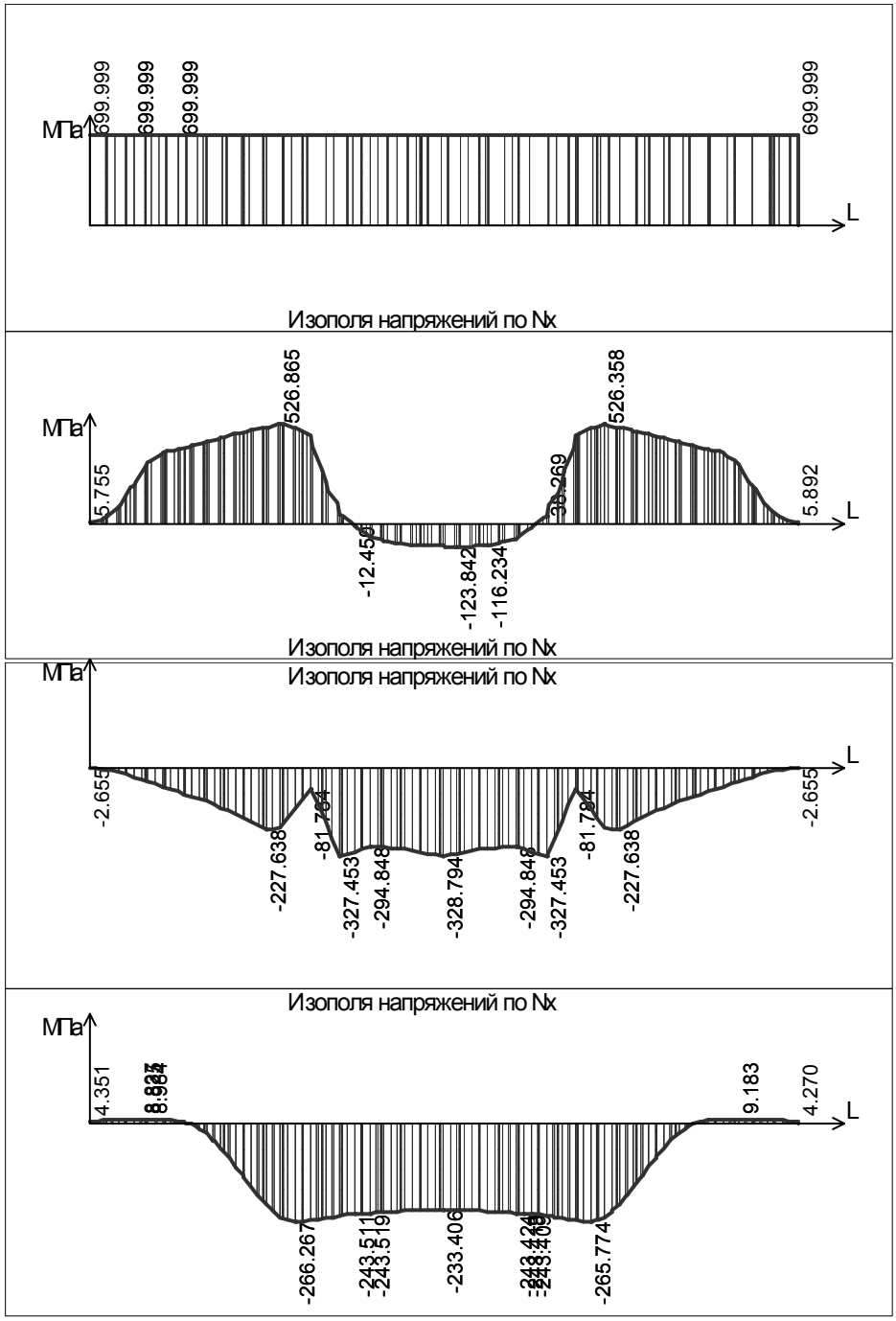


Рис. 6 – Изополя напряжений (N_x)по оси X;

Анализ результатов моделирования, выполненный по полученным изолиниям по оси X (рис.6, б), позволяет сделать вывод, что наиболее опасная зона, с точки зрения потери несущей способности сварного стыка, расположена в околошовной зоне рабочего стержня, что очевидно вызвано резким изменением сечения последнего. Так же причиной исчерпания несущей способности является соответствующее увеличение плотности теплового потока на единицу площади сечения рабочего стержня.

Отмеченные обстоятельства могут привести к неравномерным температурным деформациям данного участка, изменению структуры металла в зоне термического влияния, что снизит эксплуатационные свойства данного сварного узла.

При этом следует отметить, что на основании анализа изолиний напряжений по оси X (рис.6) видно распределение мозаики таким образом, что в математической модели боковых накладок не возникают высокие значения напряжений от концентраторов.

ВЫВОДЫ:

1. Разработаны расчетные модели с нелинейными зависимостями $\sigma - \varepsilon$ для элементов сварных стыков рабочей арматуры, соответствующие физическим образцам. Анализ результатов математического моделирования показал возможность снижения материалоемкости за счет уменьшения сечения боковых накладок. Наиболее эффективным признана зависимость применения накладок с суммарной площадью не менее полуторной по отношению к сечению основного стержня.

2. Расчетные модели с линейной зависимостью $\sigma - \varepsilon$ для элементов моделирующих сварной стык арматуры дают достаточно хорошую сходимость с экспериментальными данными на промышленных образцах и могут быть использованы для инженерных расчетов.

3. Получена модель узла с боковыми парными накладками того же диаметра и из того же материала и с накладками уменьшенного диаметра. В качестве загружения принята условная вертикальная нагрузка, приложенная к торцевой части стыка. Вид расчетных моделей представлен на рисунке 3,4,5.

4. Компоненты напряженного состояния и эпюры усилий в элементах, моделирующих узел соединения стержней, показаны на рис. 6;

5. Выявлено что, при уменьшении диаметра боковых накладок нормальные напряжения в элементах сварного стыка по сравнению с ранее принятым аналогом, наблюдается снижение влияния концентраторов напряжений на 14% по оси X, то же в направлении оси Y, касательные – на 20%.

6. По результатам расчета сварного соединения арматурного проката класса А500С с парными боковыми накладками уменьшенного сечения установлено, что при воздействии главных растягивающих напряжений наиболее опасным участком является место резкого изменения сечения. Зона технологического зазора между торцами рабочих стержней не является активным концентратором напряжений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ:

1. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия. (ISO 6935-2:1991, NEQ): ДСТУ 3760:2006 – [действующий с 2007-10-01]. – К.: Держспоживстандарт Украины, 2006. – 28 с. – (Национальный стандарт Украины)
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84*. – Офиц. изд. – М.: ЦИТП Госстроя СССР: Госстрой СССР, 1985. –79 с. – (Нормативный документ СССР).
3. Базилевский Н.Г. Исследование напряженного состояния узлов сварных ферм / Базилевский Н.Г., Навроцкий Д.И. – М.: Трансжелдориздат, 1953. – 105 с.
4. Мордвинцев Л.А. Исследование распределения напряжений по сечению шва в тавровом соединении и его прочность / Мордвинцев Л.А. - «Вестник металлопромышленности», №6, 1938. с.12-16.
5. Николаев Г.А. Сварные конструкции / Николаев Г.А. –М.: Машгиз, 1962. – 136с.

6. Николаев Г.А. Расчет сварных соединений и прочность сварных конструкций / Николаев Г.А. – М.: Изд. «Высшая школа», 1965. – 230с.
7. Прокофьева-Михайловская Л.Э. Исследования напряжений в лобовых швах сварных соединений оптическим методом/ Прокофьева-Михайловская Л.Э. – М.–Л.: Автогенная сварка, 1933. вып.4. – с.18-26. – 88 с.
8. Siebel E. Handuch der Werkstoffprůfung. Bd / Siebel E. – II Sprinrger-Verlag, Berlin, 1955. – s 340.
9. Solakian A. Stress in transverse fillet welds by photoelastik methods / Solakian A. – «Journal of the American Welding Society», v. 13, 1934. – s34–39, – №2.
10. Smith F. Stress-strain characteristics of welded foints/ Smith F. – «Journal of the American Welding Society», v. 9, 1929. – s27–29, – №9.

УДК 624.004.

ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО КАРКАСА В ЗДАНИЯХ ПРИ ЗАСТРОЙКЕ ГОРОДСКИХ ТЕРРИТОРИЙ В ЮЖНОБЕРЕЖНЫХ ГОРОДАХ КРЫМА.

Синцов Владимир Петрович, к.т.н., доцент, Митрофанов Владимир Алексеевич, к.т.н., доцент, Синцов Александр Владимирович, аспирант, НАПКС, г. Симферополь

Статья посвящена вопросу степени влияния конфигурации сооружения на напряженно-деформированное состояние (НДС) элементов каркаса здания. Разработаны две пространственные расчетные модели с использованием ПК «Лира 9.6» с различным конструктивным решением с учетом конкретных инженерно-геологических условий для пригорода г. Алушты.

Колонна, балка, стена, фундамент, метод конечного элемента, расчетная модель.

Застройка городских территорий южнобережных городов Крыма имеет свои особенности, одна из которых - наличие на реконструируемой территории различных зданий и сооружений, принадлежащих гражданам и организациям. Данные здания и сооружения имеют различный статус собственности, на территории располагаются реликтовые насаждения, и при проведении работ по реконструкции в отдельных случаях участки будущего строительства получаются неправильной формы. Данное обстоятельство оказывает влияние на контуры будущего здания. В частности в процессе реконструкции участка в г. Алушта под торговый центр при стремлении архитекторов максимально использовать отведенную территорию здание получило неправильную Г-образную форму (см. рис.1).

Здание торгового центра – четыреххэтажное с крышной теплогенераторной. В плане здание неправильной формы с размерами в осях 32,5 м ×29,5 м. Теплогенераторная размещена на отметке 14,00. На этажах располагаются торговые залы, разгрузочные, склады, технические помещения, холодильные камеры, шахты подъемников, лестничные клетки, административно-бытовые помещения.

Конструктивно здание торгового центра – с металическим каркасом. Каркас здания состоит из поперечных металлических рам, установленных с шагом 4,0 м, 6,0 м; вертикальных и горизонтальных связей, балок перекрытия. Пролет рам – 13,5 м; 16,3 м. Высота этажа в здании - 3,5 метра Рамы составлены из колонн, жестко защемленных в фундаменте и стропильных трапецивидных ферм, примыкающих к колоннам сбоку. Пространственная устойчивость и жесткость каркаса обеспечивается жесткими узлами колонн с фундаментами, системой горизонтальных и вертикальных связей, .жесткими узлами главных балок междуэтажных перекрытий с колоннами и второстепенных балок с главными балками, монолитными железобетонными плитами перекрытия.

Колонны – коробчатого сечения. Фермы – из спаренных уголков. Связи, распорки – из квадратных труб. Прогоны – из швеллеров. Балки междуэтажных перекрытий – прокатные двутавры. Фундаменты – столбчатые монолитные железобетонные с монолитными железобетонными фундаментными стенами толщиной 300 мм по периметру здания. Междуэтажное перекрытие – монолитное железобетонное толщиной 100 мм по металлическим балкам. Ограждающая конструкция стен - навесные сэндвич-панели.

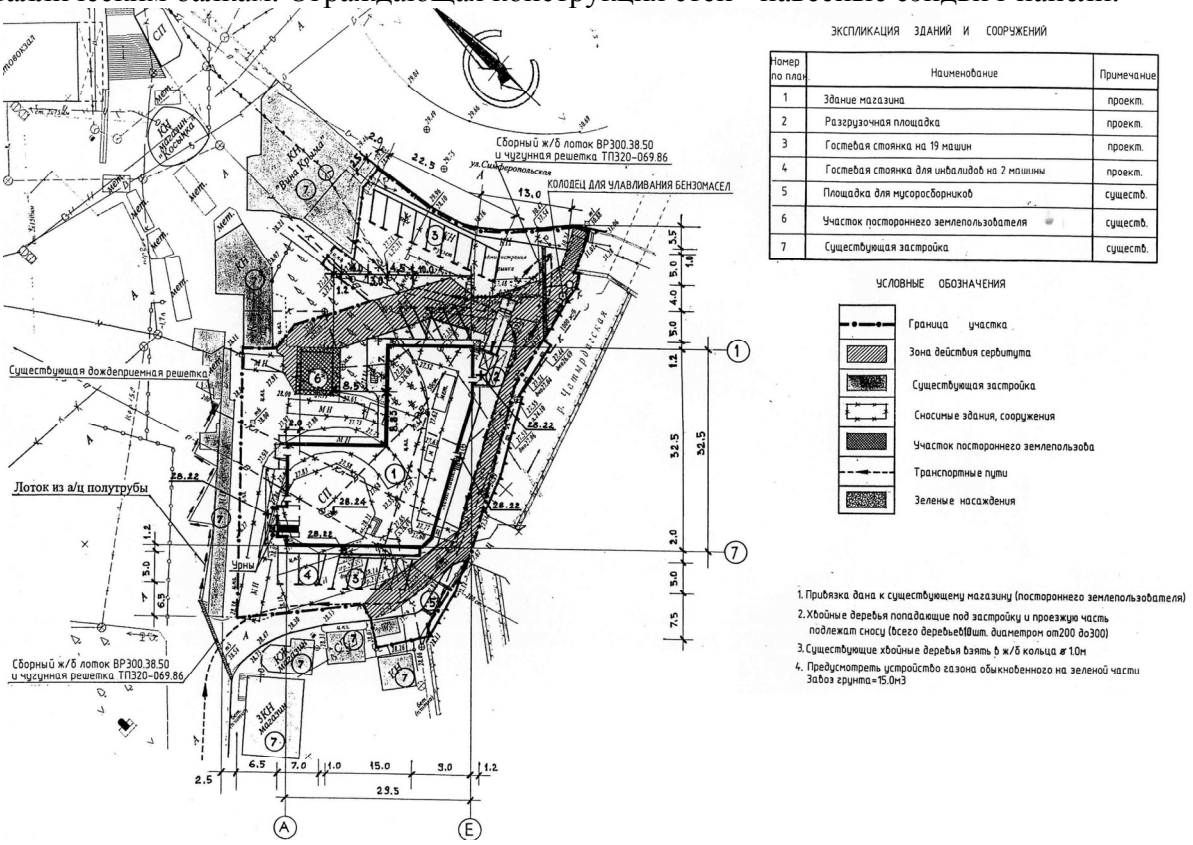


Рис. 1. Геплан с посадкой здания

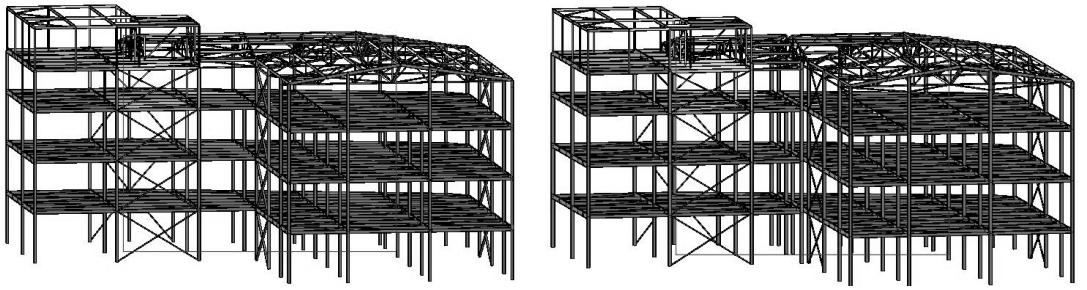
Геология прибрежной зоны г. Алушты представлена наслоением различных по характеристикам грунтов. Здание торгового центра расположено вблизи р. Чатырдагская. Основанием под фундаменты служит гравийный грунт с суглинистым заполнителем, с присыпками песка, заполнителя до 40-50% мощностью до 10 метров, водонасыщенный. Данное обстоятельство в соответствии с требованиями таб.1 [2] увеличило сейсмичность участка строительства с 8-ми до 9-ти баллов по шкале Рихтера.

Источник [2] рекомендует здания неправильной в плане формы разделять на отдельные блоки антисейсмическим швом. Было решено исследовать влияние формы здания в плане на напряженно - деформированное состояние элементов каркаса.

Для выявления степени влияния конфигурации сооружения на напряженно-деформированное состояние (НДС) элементов каркаса здания были разработаны две пространственные расчетные модели с использованием ПК «Лира 9.6». Прототипом сечений элементов и нагрузок для расчетных моделей приняты элементы здания по проекту, разработанному для условий г. Алушты с использованием прочностных и деформационных характеристик данного района строительства.

В качестве основного элемента для создания расчетной модели принят конечный элемент тип 10 – стержень - для балок, колонн с соответствующими жесткостными характеристиками, жесткость перекрытий обеспечена в моделях установкой горизонтальных связей в плоскости несущих балок.

Расчеты моделей проводились на перечень нагрузок для гражданского здания по назначению – «торговый центр» с учетом сейсмичности района строительства. На рис. 2а и 2б представлены расчетные модели 1-ого и 2-ого вариантов. Во 2-м варианте здание торгового центра разбито на 2 блока, каждый колеблется по отдельности в зависимости от направления приложения сейсмической силы.



а) **б)**

Рис. 2. Расчетные схемы здания.
а) металлический каркас без антисейсмического шва; б) металлический каркас с антисейсмическим швом.

Динамические характеристики расчетных моделей приведены в таблицах для 1-ого и 2-ого вариантов каркасов соответственно

Частоты собственных колебаний

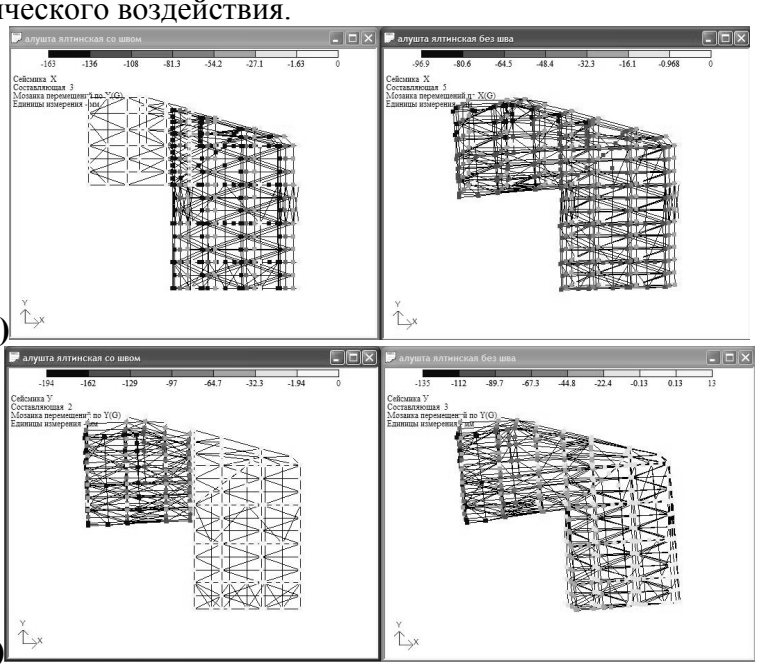
№ загруж	№ формы	Собст.значения	Частота (Гц)	Период (с)
7	5	0.215	0.739	1.353
7	6	0.146	1.091	0.916
7	7	0.133	1.194	0.838
7	8	0.123	1.298	0.770
7	9	0.122	1.304	0.767
7	10	0.117	1.361	0.735
8	5	0.215	0.739	1.353
8	6	0.146	1.091	0.916
8	7	0.133	1.194	0.838
8	8	0.123	1.298	0.770
8	9	0.122	1.304	0.767
8	10	0.117	1.361	0.735

Частоты собственных колебаний

№ загруж	№ формы	Собст.значения	Частота (Гц)	Период (с)
7	5	0.162	0.980	1.021
7	6	0.159	0.998	1.002
7	7	0.146	1.091	0.916
7	8	0.145	1.099	0.910
7	9	0.129	1.237	0.808
7	10	0.123	1.294	0.773
8	6	0.159	0.998	1.002
8	7	0.146	1.091	0.916
8	8	0.145	1.099	0.910
8	9	0.129	1.237	0.808
8	10	0.123	1.294	0.773

Из приведенных значений видно, что с повышением формы колебаний период колебаний каркаса здания по 1-ому варианту снижается быстрее, что говорит о большей жесткости здания не разбитого антисейсмическим швом на блоки.

Однако за счет неправильной формы в результате происходит смещение центра жесткости здания и центра масс, что приводит к закручиванию зданий при сейсмическом воздействии. На рис.3 приведены перемещения узлов моделей здания при различном направлении сейсмического воздействия.



а)

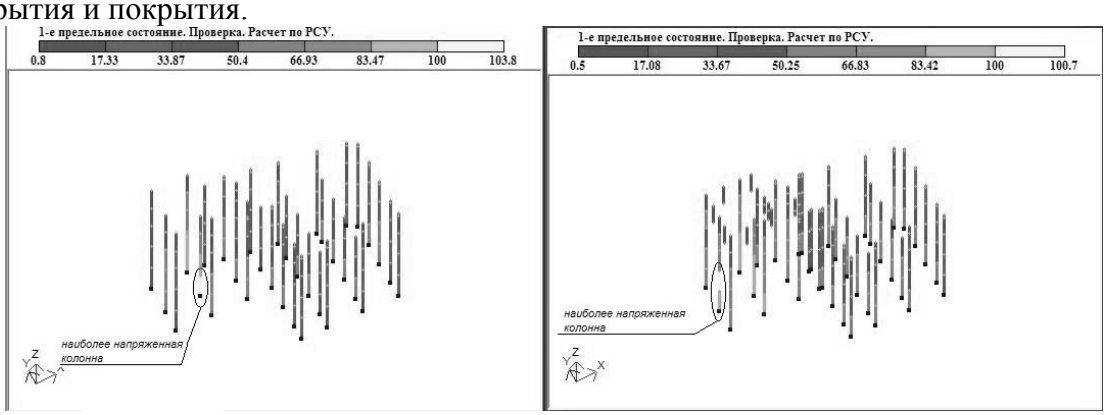
б)

Рис. 3. Максимальные перемещения при сейсмическом воздействии:
а) по направлению У; б) по направлению Х.

Суммарные максимальные перемещения крайних верхних узлов каркаса модели по 1-ому варианту ниже на 35-40%, чем максимальные перемещения у аналогичных узлов каркаса

в модели по 2-ому варианту по направлениям осей Х и У. Однако в модели по 1-ому варианту вследствие закручивания здания при сейсмическом воздействии происходит увеличение сейсмической составляющей усилий в колоннах, к которым крепятся вертикальные связи каркаса, на 25-30%.

Дальнейший конструктивный расчет в приложении ЛИРА-СТК позволил определить сечения элементов каркаса. В результате получены следующие результаты: колонны – короб из швеллеров № 30, наиболее нагруженные №33; главные балки – двутавр № 45 (пролет 7,5 м) и двутавр № 36 (пролет 6 м), поднастильные балки - двутавр № 16. При этом разрезка здания на блоки антисейсмическим швом не повлияла на сечения элементов конструкций перекрытия и покрытия.



а) **б)**

Рис. 4. Проверка напряжений по 1-ому предельному состоянию основных колонн каркаса моделей здания торгового центра.

а) металлический каркас без антисейсмического шва; б) металлический каркас с антисейсмическим швом.

Анализ данных проведенных расчетов позволил выявить следующее:

- при сейсмическом воздействии в формировании максимального перемещения узлов каркаса существенную роль жесткость здания в направлении сейсмического воздействия;
- при сложной конфигурации здания при незначительных высотах (до 4-5 этажей) разбивка на отдельные блоки практически не снижает сечений элементов каркаса, несмотря на снижение в отдельных элементах сейсмической составляющей;
- при сложной конфигурации здания разбивка на отдельные блоки приводит к изменению положения наиболее нагруженной колонны.

ВЫВОДЫ

При создании конструктива здания сложной конфигурации незначительной высоты (до 4-5 этажей), расположенного в сейсмоопасном районе, разбивка на отдельные блоки, как того требует раздел 3 [2] практически не влияет на напряженно - деформированное состояние элементов каркаса.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ДБН В.1.2- 2:2006. Нагрузки и воздействия. Минстрой Украины - К: 2006.
2. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмоопасных районах Украины. Министерство строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Украины - К: 2006.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. Госстрой СССР - М.: ЦИТП, 1990.
4. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* “Стальные конструкции” ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. -148 с.
5. Металлические конструкции. Т.2. Стальные конструкции зданий и сооружений. (Справочник проектировщика)/ под общ. Ред. В.В. Кузнецова.-М.: из-во АСВ, 1999-528с.
6. Пакет прикладных программ «Лира W. 9.6». К., НИИАС, 2009.

УДК 624.153.524.4:711.4.025

ВЛИЯНИЕ ПАРАМЕТРОВ КАРСТОВОГО ПРОВАЛА В ОСНОВАНИИ НА УСИЛИЯ В ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЕ

Табеев И.Р., аспирант НАПКС

Проведен анализ результатов численного исследования изменения напряженно-деформированного состояния ребристой фундаментной плиты монолитного каркасного здания с жесткими узлами при взаимодействии с основанием осложнённым карстовым процессом. Построены графики зависимостей перемещений и усилий в плите от диаметра провала с учетом ослабленной зоны.

Карстовые провал, ослаблення зона, фундаментная плита.

Введение

Проектирование сооружений на закарстованных территориях, отвечающих современным нормам безопасности и надежности эксплуатации, вызывает необходимость прогнозировать не только возможное образование опасных карстопроявлений, но и знать механизм их формирования. Развитие карстовых форм характеризуется изменением их размеров, напряженного состояния и свойств горных пород под влиянием природных и техногенных факторов.

Во многом на развитие карстовых деформаций существенно влияют региональные особенности, изменяющиеся в пространстве (свойства горных пород) и во времени (гидрогеологический режим).

Взаимодействие сооружений различных по конструктивным схемам с карстовыми провалами во многом неясно. Эффективным методом понимания этого взаимодействия является экспериментальное изучение на моделях. Объемные модели, либо натурный эксперимент позволяют достигнуть максимального соответствия имитируемых карстовых процессов их реальному проявлению. В то же время проведение экспериментального моделирования должно основываться на результаты теоретического численного моделирования карстовых процессов. С этой целью проведено численное изучение воздействия параметров карстового провала на изменение внутренних усилий в фундаментной плите, с помощью моделирования в ПК «Лира».

Анализ публикаций

В настоящее время нормативные документы по проектированию зданий и сооружений на закарстованных территориях, дают оценку карстоопасности основываясь на вероятностном подходе [2, 4]. Это приводит к неопределенности возникновения карстовых деформаций и определения их характеристик. Недостаточное знание о месте и параметрах образования карстовых деформаций компенсируется применением конструктивных мер защиты.

Анализируя литературу по данной тематике была выявлена особенность расчёта фундаментных плит реальных зданий и сооружений, заключающаяся в том, что в ряде случаев внутренние усилия, возникающие в плите от действующей на неё нагрузки надземной части здания, превышают усилия, возникающие при образовании полости под плитой в местах возможных экстремальных внутренних усилий. Это свидетельствует о том, что в фундаментных плитах существуют места, не являющиеся достаточно прогнозируемыми, где возникновение полостей может приводить к значительным нагрузкам на плиту и здание и в целом. Поэтому для выявления таких мест необходим анализ усилий во всей плите по результатам её расчёта на основании без провала, а затем выполнение расчётов при задании провалов под наиболее напряжёнными её областями.

Цель и постановка задачи исследований

При освоении закарстованных территорий нередко принимаются решения в условиях, когда сведений о карстовых деформациях, небходимых для качественной оценки карстовой опасности и проектирования конструктивной защиты сооружений недостаточно. В условиях передачи основанию больших нагрузок от сооружений, прогнозирование осадок и внутренних усилий в фундаментной плите, возникающих при образовании провала, является целью исследования.

Задачи:

- разработка расчётной модели “основание-фундамент-сооружение” с учетом характеристик карстового провала;
- анализ воздействия различных параметров карстового провала на изменение внутренних напряжений в плите.

Методика исследований

Для проведения численного исследования необходима оценка влияния различных параметров, возникающих при появлении под фундаментом карстового провала, на НДС фундаментной плиты. К основным параметрам, оказывающим наиболее существенное влияние на изменение внутренних усилий в фундаментной плите и отпор грунта основания при возникновении карстового провала, можно отнести следующие:

1) Размер карстового провала;
2) Форма провала в плане;
3) Расположение провала под фундаментом;
4) Влияние ослабленной зоны (ширина).

В ПК «Лира» было проведено моделирование условий возникновения карстового провала под центром фундаментной плиты с учетом возможного изменения геометрических и физико-механических свойств грунта вокруг провала. Выполнен численный анализ каждого из этих факторов на работу плиты. В качестве объекта для данного анализа принята конструктивная схема существующего здания, представляющая собой пространственный монолитный железобетонный каркас с жесткими узлами. Поперечные и продольные пролеты здания приняты кратными – 6 м. Фундамент запроектирован в виде прямоугольной фундаментная ребристая плита, загруженная равномерно распределённой нагрузкой. Размер фундаментной плиты в плане 60,0х24,0 м. Толщина плиты 0,5 м. Геологические параметры приняты по материалам инженерно-геологических изысканий для площадки, осложненной наличием карстовых полостей. Основание представлено известняком скальным малопрочным. Расчётный предел прочности на одноосное сжатие составляет 3,9 МПа. Коэффициенты постели основания C_1 = 20 кг/см^3, C_2 = 359055,1 кг/см [1,3].

Размер карстового провала в плане является исходным инженерно-геологическим параметром при проектировании конструктивных мер защиты. Для большинства зданий и сооружений он определяет объем и стоимость этих мероприятий.

Для оценки влияния размера карстового провала под фундаментной плитой на её НДС, были приняты два расчётных варианта: плита без провала, плита с провалом в центральной части диаметром – 3,0; 4,0; 5,0; 6,0; 7,0; 8,0; 9,0; 10; 12 метров. Данные диаметры были приняты исходя из условия: 3 м < $D_{пр} \leq$ 10 м, при котором применить конструктивную защиту достаточно сложно [2; 4, стр.52].

Анализ полученных деформаций и напряжений для всех вариантов производится по максимальным значениям в плите, во всех случаях это конечные элементы и узел над центром провала (рис. 1).

Результаты расчёта приводят к почти линейной зависимости между диаметром карстового провала и внутренним усилием в плите, возникающем в узле над центром провала. При этом возрастание усилий в плите значительно (рис. 3, 4).

Перемещения узла конечного элемента над центром провала близки к линейным. Интервал изменения находится в пределах 1-2 см. Это позволяет сделать вывод о значительном влиянии небольших неравномерных перемещений точек подошвы фундамента на усилия в плите. Возможно, это влияние может быть меньшим при учёте ослабленной зоны грунта основания вокруг провала в расчётной схеме. Значительность её предстоит исследовать.

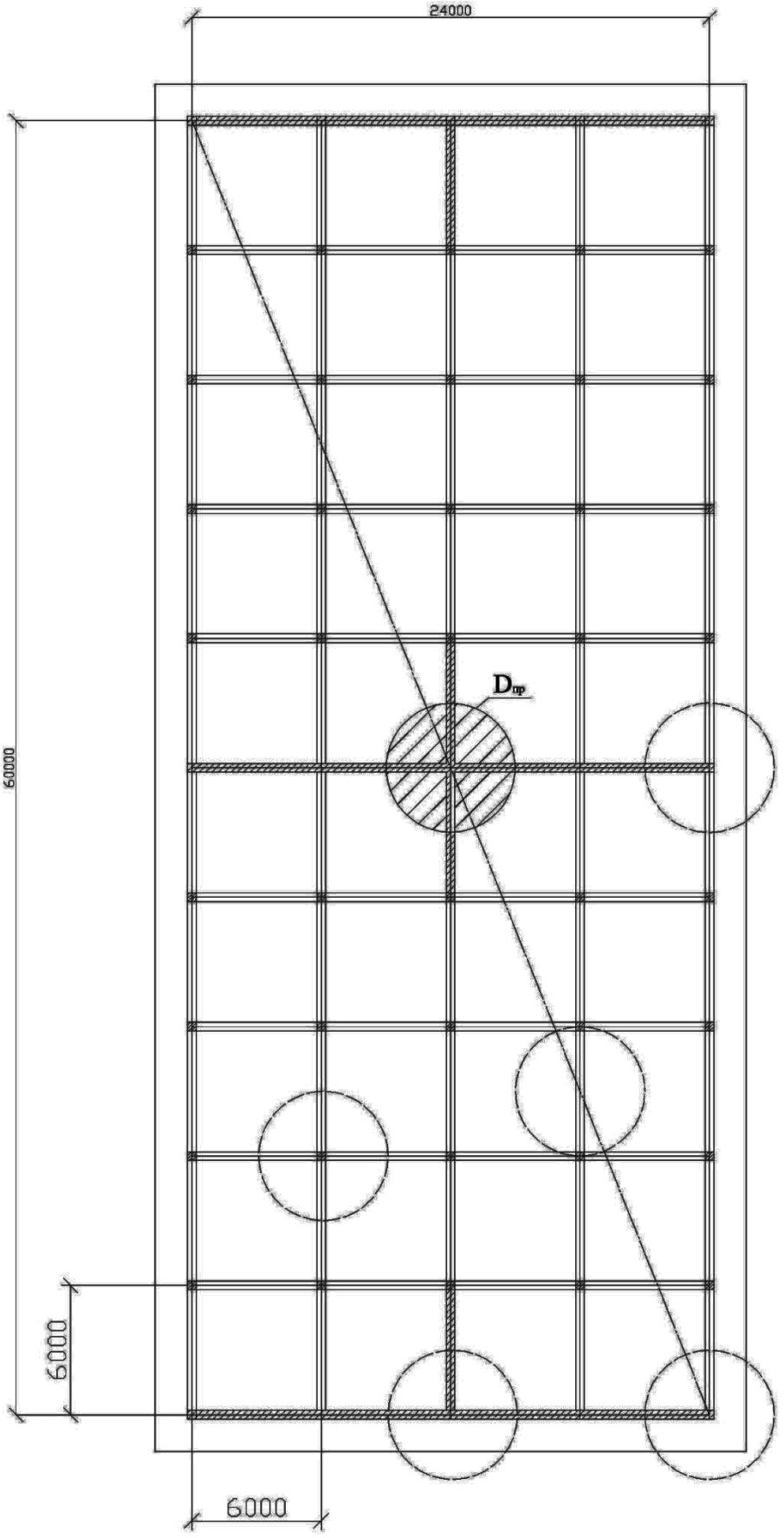


Рис.1 Расчётная схема фундаментной ребристой плиты. Возможные варианты возникновения карстовых провалов (с расчётным диаметром $D_{пр}$ – 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12 м)

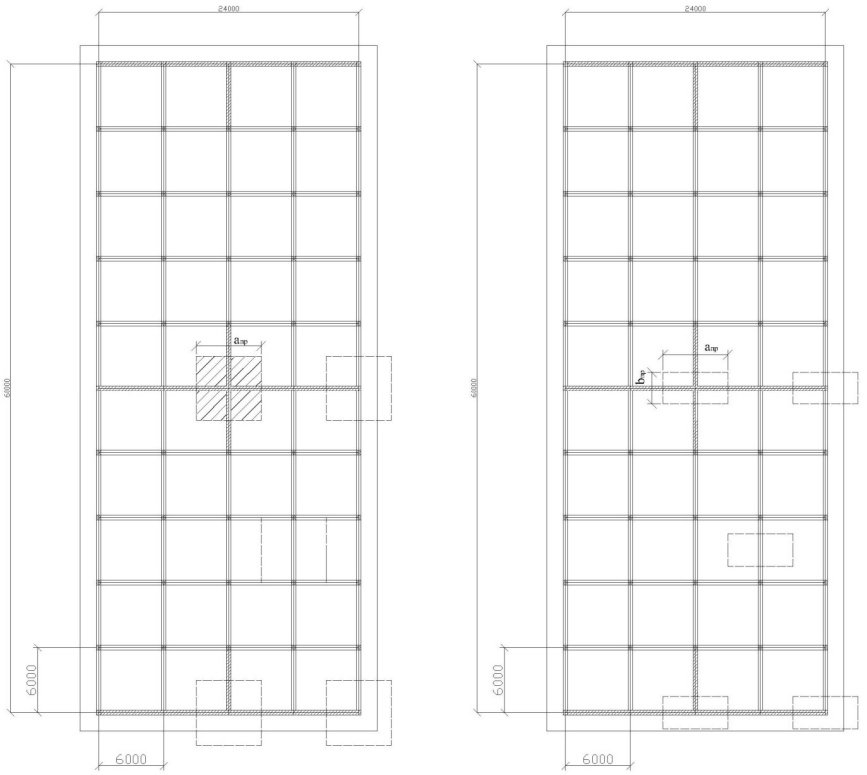


Рис.2 Расчётная схема фундаментной ребристой плиты. Возможные варианты возникновения карстовых провалов (с расчётным диаметром $D_{пр}$ – 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12 м)

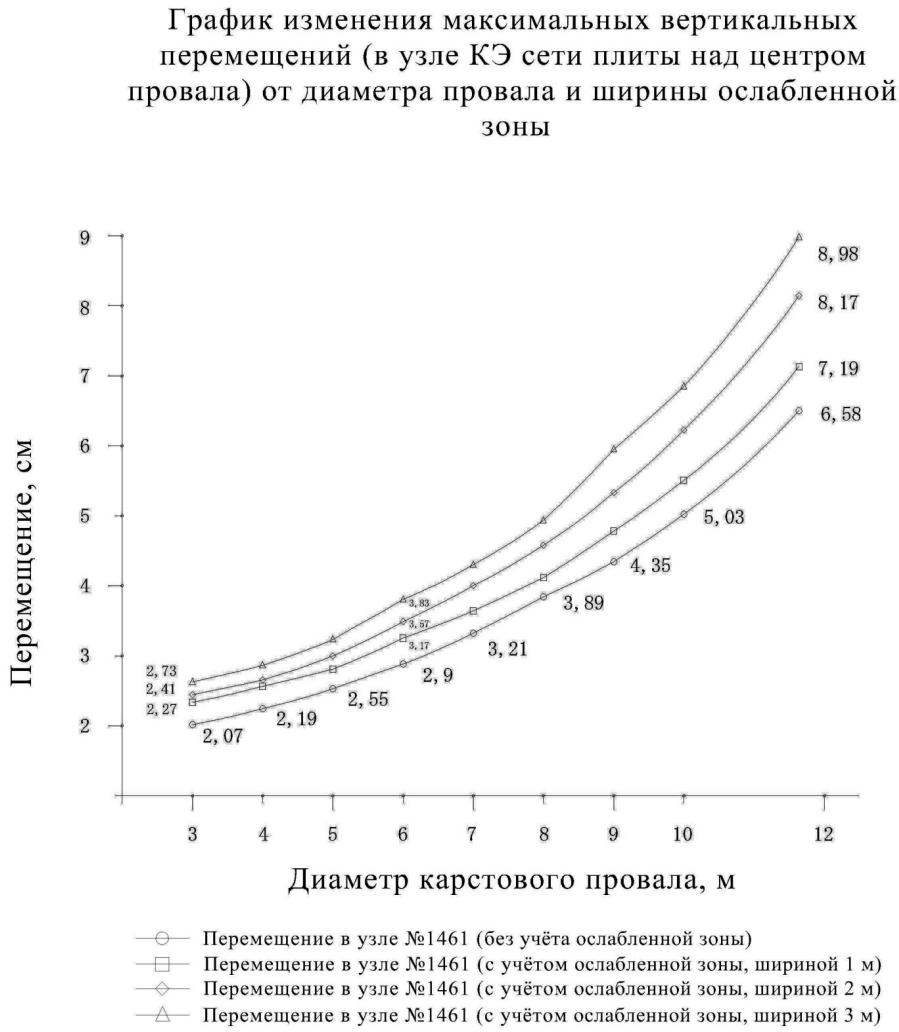


Рис. 3 Максимальные перемещения в плите

Рис.4 Максимальные моменты в плите (без учета ослабленной зоны).

Влияние заданной в расчётной схеме формы карстового провала ($D_{пр}$ = 3м) на максимальные перемещения
Гистограмма перемещений узла №1461 над центром провала.

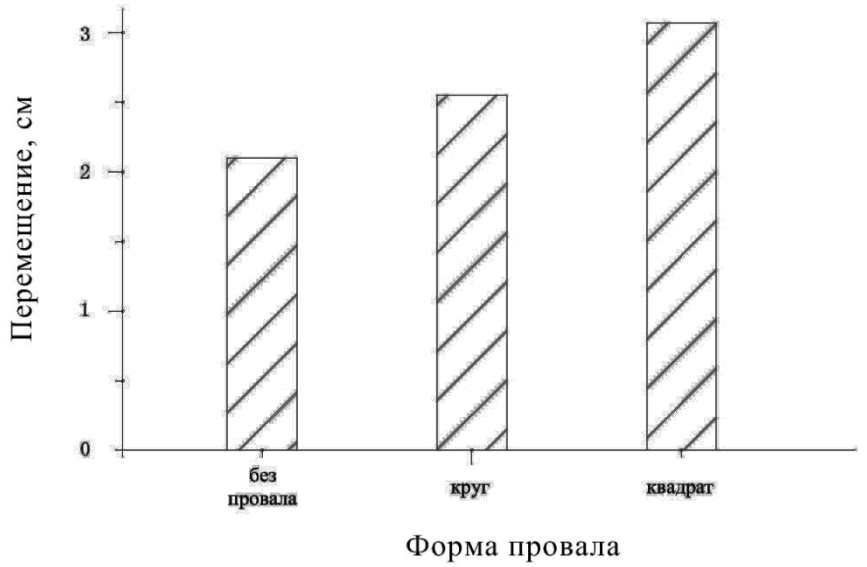


Рис.5 Варианты задания в расчётной схеме формы провала эквивалентной провалу круглой формы с $D_{пр}$ = 3 м (без учета ослабленной зоны).

Влияние заданной в расчётной схеме формы карстового провала
($D_{пр}$ = 6м) на максимальные перемещения
Гистограмма перемещений узла №1461 над центром провала.

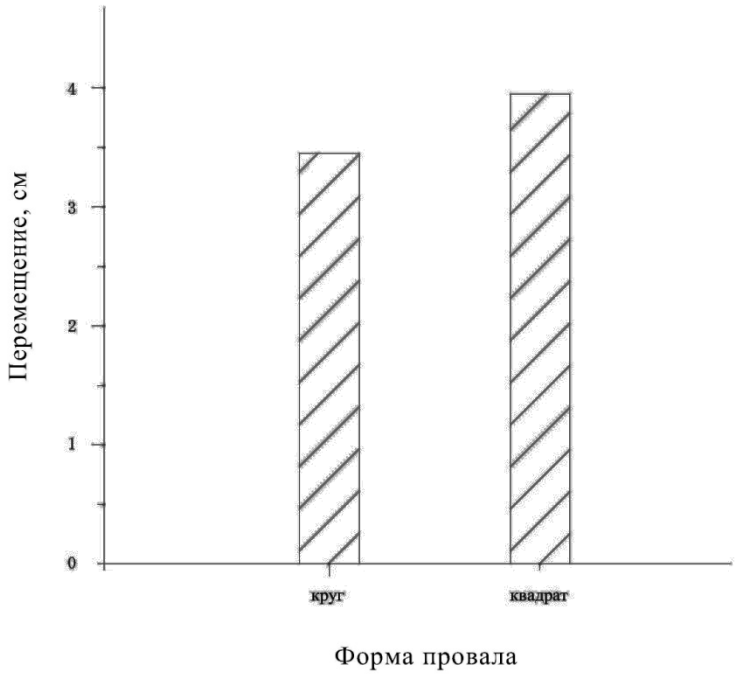


Рис.6 Варианты задания в расчётной схеме формы провала эквивалентной провалу круглой формы с $D_{пр}$ = 6 м (без учета ослабленной зоны).

Таблица 1.

Изменение значений внутренних моментов в узле №1461 (над центром провала) в зависимости от ширины ослабленной зоны

Диаметр карстового провала ($D_{пр}$), м	Ширина ослабленной зоны, м	Внутренний момент M_x, кН·м	Внутренний момент M_y, кН·м	Перемещение, см
1	2	3	4	5
3	-	173,74	182,33	2,07
3	1	192,85	220,74	2,27
3	2	216,57	255,28	2,41
3	3	245,95	284,25	2,73
4	-	240,54	245,83	2,19
4	1	283,83	277,23	2,58
4	2	347,97	317,65	2,69
4	3	402,49	350,84	2,86
5	-	291,52	298,94	2,55
5	1	334,86	336,41	2,81
5	2	391,21	366,51	2,99
5	3	459,47	430,87	3,22
6	-	321,43	324,65	2,9
6	1	364,59	395,21	3,17
6	2	442,42	458,62	3,57
6	3	555,68	535,44	3,83
7	-	395,31	389,13	3,21
7	1	472,31	443,85	3,64
7	2	516,94	497,06	4,01
7	3	591,22	577,38	4,28

Продолжение табл.1

8	-	467,25	456,01	3,89
8	1	530,74	548,26	4,11
8	2	619,48	662,79	4,58
8	3	758,42	787,69	4,89
9	-	523,32	512,74	4,35
9	1	639,02	622,02	4,78
9	2	751,68	726,11	5,33
9	3	828,57	835,82	5,95
10	-	605,23	589,47	5,03
10	1	687,17	716,59	5,51
10	2	845,77	861,34	6,22
10	3	1002,42	957,28	6,84
12	-	768,19	749,46	6,58
12	1	864,21	863,61	7,19
12	2	978,28	965,77	8,17
12	3	1167,77	1175,63	8,98

Важность влияния геометрии провала на деформации фундамента связана с практической непредсказуемостью и необходимостью методики его задания в расчётной схеме.

Для изучения влияния формы карстового провала на внутренние усилия в плите был задан ряд вариантов областей различной формы под плитой. Данные варианты представлены круглой, квадратной, прямоугольной формами. Разность площадей этих областей (круглой и квадратной) имеет соотношение равное 15-20%, соответственно, аналогичная разность прослеживается в значениях перемещений узла над карстовым провалом при расчёте с учётом этих форм карстовых полостей (рис. 5, 6).

С целью определения наиболее неблагоприятных мест возникновения карстового провала под фундаментной плитой, были рассмотрены варианты размещения воронки провала с расчётным диаметром $D_{пр}$ круглой, квадратной и прямоугольной форм, в местах примыкания колонн к плите, а также в угловых областях плиты (рис.1, 2).

Для оценки возможных вариантов расположения карстовых полостей под плитой необходимо провести анализ полученных результатов. Определить максимальные внутренние моменты возникающие в плите: максимальный положительный растягивающий момент в верхнем волокне плиты (+ М) и максимальный отрицательный растягивающий момент в верхнем (-М). В данном случае, при возникновении провала под центральной частью плиты, растягивающие усилия в нижнем волокне проявляются в узлах расположенных над центром провала. Вероятно, что предельные внутренние напряжения растяжения верхнего волокна фундаментной плиты будут проявляться в угловых областях плиты при возникновении под ними карстовых провалов.

Исследование влияния ширины ослабленной зоны на изменение напряжений в плите имеет важное теоретическое и практическое значение, т.к. современные нормативные и рекомендательные документы по расчёту на закарстованных основаниях либо не предусматривают, либо позволяют не учитывать ослабленную зону вокруг провала. Ширина ослабленной зоны вокруг провала в значительной мере зависит от характера горных пород подвергающихся этому виду карстовых деформаций. Сложным является определение физических и геометрических параметров этой области грунта. Эти параметры зависят от различных факторов в каждом конкретном случае. К примеру, в скальных и полускальных породах отличительным свойством является наличие трещиноватости (вертикальной и горизонтальной).

Определение ширины ослабленной зоны в литературных источниках различно. В некоторых допускается принимать максимальное значение равное $2\text{-}3D_{пр}$ ($D_{пр}$ – диаметр провала) [4,5]. При этом не учитывается класс грунта.

На примере данного объекта, в ПК Лира, были изучены расчётные схемы с шириной ослабленной зоны равной: 1, 2, 3 м, для провалов диаметром: 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12 м (при его расположении под центром фундаментной плиты).

На основании полученных результатов можно прийти к выводу, что увеличение ширины ослабленной зоны существенно повышает внутренние усилия в плите и её осадку в месте провала (рис.1, 3; табл. 1). Также как и в случае без учёта ослабленной зоны, перемещения узла конечного элемента над центром провала близки к линейным.

Результаты и их анализ

Взаимодействие фундамента и основания при возникновении на поверхности земли под фундаментом карстового провала является сложным. Сложность заключается в неоднородности основания, которое характеризуется значительным разбросом характеристик грунта, напряжений и осадок. Проводимые численные исследования показывают, что даже небольшие изменения в характере распределения деформационных свойств грунта в плане под подошвой фундамента могут вызвать существенные изменения усилий в конструкции плиты и влечёт за собой изменения усилий в надземной части здания. Но предел этого увеличения зависит от конкретных условий и может изменяется в широком диапазоне.

Значительное воздействие на увеличение усилий в плите оказывает ослабленная зона вокруг карстового провала. При ширине ослабленной зоны 1м максимальные напряжения увеличивались на 10-20%, по сравнению с аналогичным вариантом без её учета.

Моделирования формы карстового провала в основании под фундаментной плитой в виде окружности, уменьшает получаемые при расчете значения внутренних усилий в плите до 15-20 %, в сравнении с квадратной формой.

ВЫВОД.

Результаты проводимого исследования доказали, что учет параметров карстового провала, а также характер распределения и величины нагрузок действующих со стороны надземной части здания, оказывают существенное влияние на НДС фундаментной плиты. Зависимость изменения НДС фундаментной плиты от параметров карстовых деформаций в основании требует дальнейшего изучения в натурных и модельных экспериментах.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.- 75 с.
2. Рекомендации по проектированию фундаментов на закарстованных территориях. - М.: НИИОСП, 1985. – 63 с.
3. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. - М.: Госстройиздат, 1954.
4. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий / В.В. Толмачев, Г.М. Троцкий, В.П. Хоменко; Под ред. Е.А. Сорочана. – М.: Стройиздат, 1986. – 176.
5. Илюхин В.А. Разработка метода расчёта свайных фундаментов бескаркасных зданий на воздействии карстовых провалов. Автореферат диссертации на соискание учёной степени кандидата технических наук. – Уфа: НИИпромстрой, 1988 – 20 с.