

УДК 539.3

**АНАЛИЗ СЕЙСМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ  
ЗАГЛУБЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ  
С УЧЕТОМ ТРАНСВЕРСАЛЬНО-ИЗОТРОПНОГО ОСНОВАНИЯ\***

© 2013 г.

**Н.С. Дюкина, А.И. Кибец, М.Н. Жестков**

*НИИ механики Нижегородского государственного университета им. Н.И. Лобачевского*

kibec@mech.unn.ru

*Поступила в редакцию 20.12.2012*

Описывается численная методика анализа поведения заглубленных сооружений и примыкающих к ним трубопроводов при сейсмических колебаниях с учетом нелинейных эффектов контактного взаимодействия с грунтовым основанием и поля сил тяжести. Показана эффективность процедуры стационарирования при определении начального напряженно-деформированного состояния системы здание–грунт от воздействия поля силы тяжести. Для численного моделирования крупногабаритных задач сейсмологии с мягкими основаниями применяется трансверсально-изотропная модель грунта.

*Ключевые слова:* сейсмические колебания, заглубленные сооружения, трансверсально-изотропное основание, метод конечных элементов.

Высокие стандарты, предъявляемые к надежности сооружений повышенной социальной опасности, таких как промышленные предприятия и энергетические объекты, требуют проведения на этапе проектирования анализа прочности сооружений и примыкающих к ним коммуникаций и оборудования в условиях землетрясения. Исследования сейсмических колебаний массивных заглубленных сооружений осложнены неопределенностью спектра толчка и угла подхода сейсмических волн к поверхности, плохо прогнозируемыми эффектами резонансного усиления сейсмических колебаний, связанных с возбуждением собственных колебаний пласта грунта вблизи поверхности, а также необходимостью учета поля тяготения Земли в качестве нового мощного источника разрушения. Наиболее полно особенности поведения сооружения и его контактного взаимодействия с основанием учитывает непосредственный динамический расчет при воздействии, заданном акселерограммой землетрясения, зарегистрированного в сейсмогеологических и грунтовых условиях, близких к условиям площадки строительства проектируемого сооружения. Подобные исследования, сопряженные с численным решением трехмерных задач динамики, из-за большой размерности расчетной области чрезвычайно

---

\* Работа выполнена при частичном финансировании Министерством образования и науки РФ (соглашения 14.В37.21.1495, 14.В37.21.1902, 14.В37.21.0227, 14.515.11.0056), Программой государственной поддержки ведущих научных школ РФ (грант НШ-4807.2010.8), РФФИ (гранты № 12-08-33106-мол\_a\_вед, 12-08-12044-офи\_m).

трудоемки даже для современных высокопроизводительных вычислительных систем. В [1] изложен метод решения двумерных и трехмерных задач сейсмостойкости сооружений, который существенно сокращает вычислительные затраты, учитывает эффекты контактного взаимодействия с грунтовым основанием и дает результаты, удовлетворительно согласующиеся с экспериментальными данными.

Движение среды описывается в переменных Лагранжа уравнениями, следующими из вариационного принципа Даламбера – Лагранжа в форме Журдена, в неподвижной декартовой системе координат  $Oxyz$ :

$$\iint_{\Omega} \left( \frac{1}{2} \sigma_{ij} (\delta \dot{u}_{i,j} + \delta \dot{u}_{j,i}) + \rho \ddot{u}_i \delta u_i - \rho f_i \delta u_i \right) d\Omega - \int_G p_i \delta u_i dS - \int_G q_i \delta u_i dS = 0. \quad (1)$$

Здесь  $\sigma_{ij}$ ,  $e_{ij}$  – компоненты тензора напряжений и деформаций;  $\dot{u}_i$  – скорости перемещений;  $p_i$ ,  $q_i$  – компоненты поверхностной нагрузки и контактного давления;  $f_i$  – компоненты массовых сил, отнесенные к единице массы ( $i = x, y, z$ ).

Решение определяющей системы уравнений (1) при заданных начальных и граничных условиях основывается на вариационно-разностном методе дискретизации по пространственным координатам и явной схеме интегрирования по времени [2]. Процесс деформирования сплошной среды во времени разбивается на временные слои  $t^0, t^1, \dots, t^k, \dots$  с шагами  $\Delta t^{k+1} = t^{k+1} - t^k$ . Схема интегрирования дискретного аналога уравнений движения по времени представляется в виде:

$$\begin{aligned} (\dot{u}_i)_j^{k+1/2} &= (\dot{u}_i)_j^{k-1/2} + (F_i)_j^k \Delta t^{k+1/2} / (M)_j^k, \\ (u_i)_j^{k+1} &= (u_i)_j^k + (\dot{u}_i)_j^{k+1/2} \Delta t^{k+1}, \\ \Delta t^{k+1/2} &= (\Delta t^{k+1} + \Delta t^k) / 2 \quad (i = x, y, z). \end{aligned} \quad (2)$$

Здесь  $F_i$  – обобщенные силы, действующие на расчетный узел  $j$ ;  $M$  – масса в  $j$ -м узле. Выбор шага интегрирования по времени  $\Delta t^{k+1}$  осуществляется из условия устойчивости Куранта. Применение процедуры консервативного сглаживания к разностной схеме второго порядка точности (2) позволяет подавить нефизические осцилляции численного решения на разрывах напряжений и скоростей перемещений.

Включение поля силы тяжести в процесс численного решения крупногабаритных задач сеймики приводит к интенсивным колебаниям расчетной области. Продолжительность данных колебаний может быть значительно уменьшена введением процедуры стационарирования, которая заключается в периодическом обнулении скоростей перемещений в расчетной области.

Описанный метод решения, алгоритмы моделирования контакта и поля силы тяжести реализованы в программном комплексе «Динамика-3» [3].

Эффективность предлагаемой методики учета гравитационных сил подтверждена решением задачи об осадке здания под действием силы тяжести. Расчеты проведены в трехмерной постановке с применением и без применения стационарирования с использованием программного комплекса «Динамика-3». Сооружение представлено параллелепипедом с основанием  $66 \times 66 \text{ м}^2$  и высотой 22 м, заглубленным на 4 м. Грунтовую среду считаем двухслойной, составленной из более мягкого верхнего и более твердого подстилающего слоев грунта. Область, заполненная грунтом, представлена параллелепипедом с основанием  $1200 \times 1200 \text{ м}^2$  и высотой 300 м, при этом толщина слоя мягкого грунта составляет 50 м, жесткого – 250 м. Механические характеристики материалов принимались: для здания модуль упругости

$E = 21000$  МПа, коэффициент Пуассона  $\nu = 0,25$ , плотность  $\rho = 1120$  кг/м<sup>3</sup>; для верхнего слоя грунта  $E = 27$  МПа,  $\nu = 0,4$ ,  $\rho = 2030$  кг/м<sup>3</sup>; для нижнего слоя  $E = 2700$  МПа,  $\nu = 0,41$ ,  $\rho = 2030$  кг/м<sup>3</sup>. Вертикальная компонента ускорения линейно нарастала в течение 1 с от 0 до постоянного значения  $9,81$  м/с<sup>2</sup>, период обнуления скоростей при стационаровании выбран  $0,2$  с. Стабилизация проведена в течение первых 5 с. Сопоставление результатов решения задач осадки здания под действием силы тяжести с применением и без применения стационарования представлено на рис. 1–3. На рис. 1 изображены временные зависимости внутренней (кривые 1, 3, 5) и кинетической (кривые 2, 4, 6) энергий, отнесенные к значению внутренней энергии системы, полученному из решения квазистатической задачи. Кривые 1, 2 соответствуют двумерной задаче со стационарованием; 3, 4 – трехмерной задаче со стационарованием; 5, 6 – трехмерной задаче без стационарования.

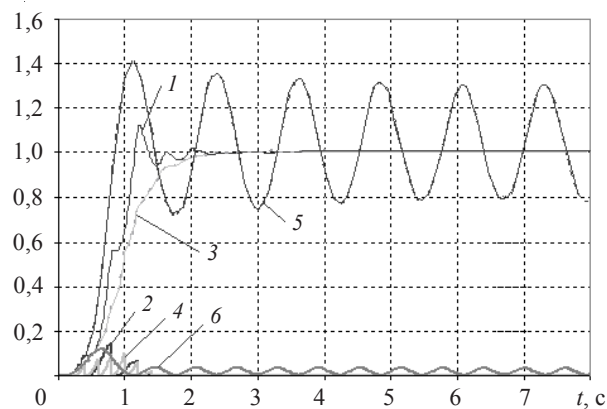


Рис. 1. Изменение внутренней и кинетической энергий, отнесенных к полной энергии системы

На рис. 2, 3 представлены временные зависимости отнесенных к весу здания контактных сил и перемещений здания. Кривые 1, 2 получены соответственно для двумерной и трехмерной задач со стационарованием, кривая 3 – для трехмерной задачи без стационарования.

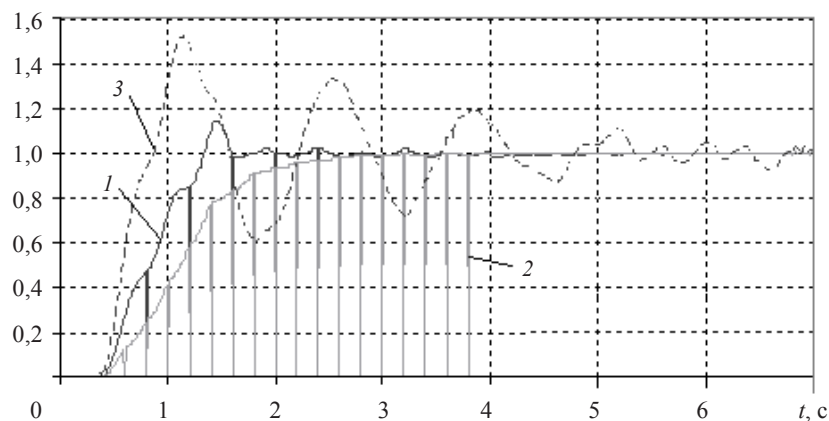


Рис. 2. Изменение контактных сил, отнесенных к весу здания

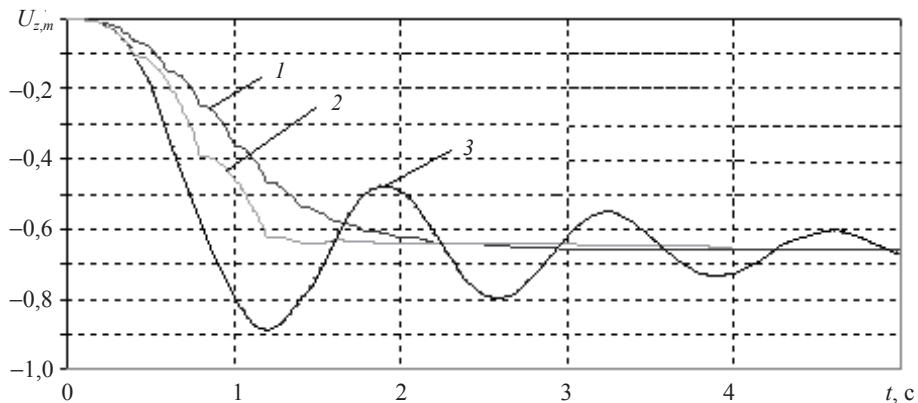


Рис. 3. Перемещения здания в зависимости от времени

Численное решение задач об осадке сооружений показало, что описанная методика учета силы тяжести применима лишь для твердых грунтовых оснований, а большие перемещения мягких оснований (глины, суглинки, пески, супеси) в поле сил тяжести приводят к разрушению разностной сетки. Использование трансверсально-изотропной модели грунтовой среды, учитывающей неоднородность грунта по глубине, позволяет снять это ограничение методики.

В соответствии с указанной моделью предполагается, что коэффициент пористости грунта  $e = V_{\text{пустот}} / V_{\text{тв. частиц}}$  линейно убывает с глубиной в диапазоне, характерном для данного вида грунта, а механические характеристики на поверхности грунта остаются прежними. В таком случае грунт может быть представлен многослойной средой. Для каждого слоя грунта модуль упругости и коэффициент Пуассона определяются значением коэффициента пористости по нормативным таблицам [4], а средняя плотность может быть рассчитана по формуле:

$$\rho = \frac{\rho_0(1 + e_0)}{e + 1},$$

где  $\rho_0$ ,  $e_0$  – плотность и коэффициент пористости грунта на поверхности,  $e$  – коэффициент пористости грунта для данного слоя.

Оценка эффективности предложенной модели грунта проведена на численном решении ряда задач об осадке грунтовой среды под действием поля силы тяжести. Расчет осадки проводился в трехмерной постановке с применением процедуры стационарирования. Вертикальная компонента ускорения линейно нарастала в течение 2 с от 0 до постоянного значения  $9,81 \text{ м/с}^2$ , период обнуления скоростей равен 0,2 с. Рассматривалась расчетная область в виде куба ( $0 \leq x_i \leq l_i$ ,  $l_i = 300 \text{ м}$ ), нижняя поверхность  $x_3 = 0$  которого жестко заделана, остальные поверхности свободны от напряжений. Проведено численное моделирование двух вариантов задачи: а) однородный грунт; б) массив, составленный из 5 слоев однородного грунта, механические характеристики слоев с глубиной изменялись с равным шагом. Сравнение полученных в результате численного моделирования процесса осадки грунта скоростей, перемещений точек на поверхности  $x_3 = l_3$ , а также времени осадки представлено в таблице 1.

Таблица 1

Механические характеристики грунта	Уменьшение осадки, %	Уменьшение времени осадки, %	Уменьшение скорости при осадке, %
Глина: $0 < I_L \leq 0,25$ $\rho = 1500-1887 \text{ кг/м}^3$ $E = 15-28 \text{ МПа}$ $\nu = 0,32-0,4$	49	21	32
Глина: $0,25 < I_L \leq 0,5$ $\rho = 1700-2112 \text{ кг/м}^3$ $E = 9-21 \text{ МПа}$ $\nu = 0,32-0,4$	47	22	28
Глина: $0 < I_L \leq 0,25$ $\rho = 1500-1887 \text{ кг/м}^3$ $E = 15-28 \text{ МПа}$ $\nu = 0,22-0,3$	35	15	21
Песок средней крупности: $\rho = 1800-2000 \text{ кг/м}^3$ $E = 30-50 \text{ МПа}$ $\nu = 0,36-0,4$	31	12	21
Песок мелкий: $\rho = 1600-1931 \text{ кг/м}^3$ $E = 18-48 \text{ МПа}$ $\nu = 0,33-0,39$	52	23	34

*Примечание.* В таблице обозначено:  $I_L$  – показатель текучести,  $\rho$  – плотность,  $E$  – модуль упругости,  $\nu$  – коэффициент Пуассона.

Таким образом, модель грунта, учитывающая изменение пористости с глубиной, позволяет решать задачи сейсмоки для оснований малой плотности, поскольку процесс численного моделирования осадки грунта от поля силы тяжести проходит при меньших скоростях и перемещениях грунта. В результате не происходит разрушения конечно-разностной сетки задачи от больших перемещений и деформаций.

Трансверсально-изотропная модель основания включена в комплекс разработанных ранее [5] математических моделей и численных методик исследования сейсмических колебаний сооружений и использована при численном решении задачи о сейсмических вибрациях заглубленного сооружения на мягком основании.

Сооружение моделируется параллелепипедом с основанием  $24 \times 24 \text{ м}^2$  и высотой надземной части 5 м, заглубленным на 15 м. Область, заполненная многослойным грунтом, представлена параллелепипедом с основанием  $500 \times 500 \text{ м}^2$  и высотой 300 м, при этом толщина каждого слоя грунта составляет 60 м. Расчетная область грунта и здания разбивается на конечные элементы (КЭ) следующих размеров: высота КЭ для грунтового массива берется в соответствии с численным решением одномерной задачи (от 2,5 до 3,307 м), а высота КЭ здания считается равной 2 м, ширина КЭ для здания и слоев грунта – 2 м. Контактное взаимодействие грунтового массива и здания моделируется условиями непроникания с учетом сухого тре-

ния, при этом допускается отрыв стенок здания от грунтового массива [6]. Коэффициент трения между грунтом и зданием берется равным 0,2. Механические характеристики материалов приведены в таблице 2.

Таблица 2

Материал	$E$ , МПа	$\nu$	$\rho$ , кг/м <sup>3</sup>
Грунт. Слой 1	15	0,22	1500
Грунт. Слой 2	18	0,24	1581
Грунт. Слой 3	21	0,26	1671
Грунт. Слой 4	24	0,28	1773
Грунт. Слой 5	28	0,3	1887
Сооружение	21000	0,25	1020

По окончании процесса стационарирования расчетной области в поле сил тяжести к нижней границе грунтового массива прикладывается нагрузка в виде компонент скорости  $\dot{u}_x$ ,  $\dot{u}_z$ , восстановленная в соответствии с описанной в [7] численной методикой по заданной на дневной поверхности грунта экспериментальной велосиграмме (рис. 4). Данная методика, разработанная для  $n$ -слойных грунтов, применима и в случае, когда механические характеристики грунта изменяются с глубиной по линейному закону.

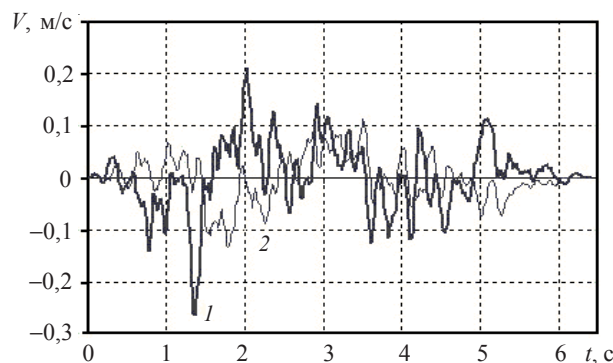


Рис. 4. Экспериментальная велосиграмма, зарегистрированная на поверхности:  
1 – сдвиговая  $\dot{u}_x$ , 2 – продольная  $\dot{u}_z$  компоненты скорости

Полученные в результате расчета временные зависимости взаимных смещений боковых стенок здания и грунта могут быть использованы для анализа сейсмостойкости примыкающих к сооружению подземных трубопроводов. На рис. 5а, б представлены относительные горизонтальные  $u_x$  и вертикальные  $u_z$  смещения точек, принадлежащих вертикальной плоскости симметрии здания, параллельной оси  $Ox$ . На графиках группы кривых 1-3 и 4-6 описывают относительные смещения точек противоположных стенок здания на глубине 2,5, 5 и 7,5 м соответственно.

Проведенные исследования показывают, что используя модель грунта, учитывающую изменение пористости с глубиной, можно с достаточной степенью надежности решать задачи сеймики для оснований малой плотности. Использование трансверсально-изотропной модели грунта в комплексе методик и алгоритмов анализа сейсмостойкости сооружений позволяет расширить спектр решаемых задач и повысить эффективность численных исследований.

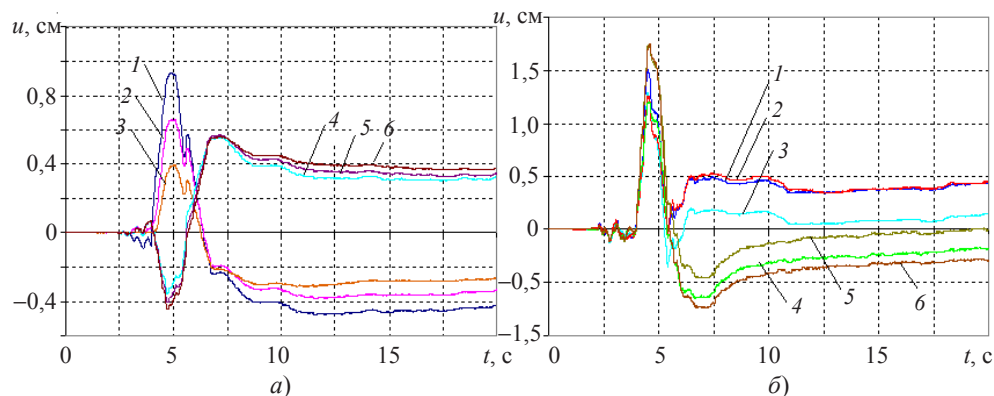


Рис. 5. Относительные горизонтальные (а) и вертикальные (б) смещения стенок здания и грунта

#### Список литературы

1. Баженов В.Г., Дюкина Н.С. Численное исследование взаимодействия сооружений с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях // Выч. мех. сплошных сред. 2012. Т. 5, №1. С. 19–24.
2. Баженов В.Г., Чекмарев Д.Т. Решение задач нестационарной динамики пластин и оболочек вариационно-разностным методом. Н. Новгород: Изд-во ННГУ, 2000. 107 с.
3. Пакет прикладных программ для решения трехмерных задач нестационарного деформирования конструкций, включая массивные тела и оболочки, «Динамика-3». Сертификат соответствия Госстандарта России № РОСС RU.МЕ.20.Н00338. 2000.
4. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция. СНиП 2.02.01-83\*. М.: Минрегион России, 2010. 162 с.
5. Дюкина Н.С. Численное моделирование взаимодействия заглубленных сооружений с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях: Дис. ... канд. физ.-мат. наук: 01.02.06: защищена 29.12.09; утв. 11.06.10 / Дюкина Надежда Сергеевна. Н. Новгород, 2009. 131 с.
6. Численное решение трехмерной задачи деформирования и разрушения кирпичной кладки при взрывном нагружении / В.Г. Баженов, А.В. Гордиенко, Ю.В. Егунов, А.И. Кибец // Проблемы прочности и пластичности: Межвуз. сб. / Нижегород. ун-т. 2003. Вып. 65. С. 92–96.
7. Численное моделирование задач взаимодействия сооружений с двухслойным грунтовым основанием при сейсмических воздействиях / В.Г. Баженов, С.В. Зефилов, П.В. Лаптев, Н.С. Дюкина // Проблемы прочности и пластичности: Межвуз. сб. / Нижегород. ун-т. 2005. Вып. 67. С. 162–167.

#### ANALYSIS OF SEISMIC OSCILLATIONS OF SUBMERGED STRUCTURES, ACCOUNTING FOR A TRANSVERSALLY-ISOTROPIC FOUNDATION

N.S. Dyukina, A.I. Kibets, M.N. Zhestkov

The paper describes a numerical methodology for analyzing the behavior of submerged structures and the adjoining pipelines loaded by seismic oscillations, accounting for nonlinear effects of contact interaction with the ground foundation and the gravity field. The effectiveness of the stationing procedure for determining the initial stressed-strained state of the building-ground system from the gravity field is shown. Use of the transversally-isotropic model of the ground makes it possible to numerically model large-scale seismic problems for soft foundations.

*Keywords:* seismic oscillations, submerged structures, transversally-isotropic foundation, finite-element method.