

УДК 624.159.4

Нуриева Д.М. – кандидат технических наук, доцент

E-mail: danm_n@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1

Численные исследования моделей свай и свайных фундаментов в условиях нагрузок типа сейсмических

Аннотация

В статье приведены результаты численных исследований моделей одиночных свай и свайного фундамента при воздействии нагрузок типа сейсмических с применением программного комплекса Лира. Представлены параметры компьютерной модели, позволяющие получить результаты расчета, хорошо согласующиеся с традиционными ручными методами, применительно к сваям, работающим в условиях однородной и неоднородной грунтовой среды.

Ключевые слова: свайный фундамент, расчет одиночной сваи, сейсмические нагрузки, коэффициент постели, компьютерная модель.

Решение задачи по обеспечению сейсмостойкости зданий и сооружений невозможно без обеспечения сейсмостойкости их оснований и фундаментов. Учитывая, что в последнее время все больше возрастают объемы строительства на площадках с неблагоприятными грунтовыми условиями, наиболее приемлемым при этом является применение свайных фундаментов, достаточно хорошо зарекомендовавших себя в сейсмически активных районах. По результатам обследования последствий землетрясений было выявлено, что сооружения на свайных фундаментах имели меньшие остаточные деформации и получали меньшие повреждения [3-8].

При проектировании свайных фундаментов в сейсмоопасных районах необходимо предусматривать расчет по определению несущей способности сваи по грунту на сжимающую (выдергивающую) нагрузку и расчет свай на совместное действие расчетных усилий (продольной силы, изгибающего момента и поперечной силы), включая проверку устойчивости грунта по условию ограничения давления, передаваемого на грунт боковыми поверхностями сваи. При этом согласно СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты» расчет сваи на действие 3-х компонент усилий допускается производить с помощью современных программных комплексов, описывающих механическое взаимодействие балок и упругого основания. В связи с этим весьма актуальным является разработка компьютерных моделей свай и свайных фундаментов, максимально отражающих реальную работу конструкций в условиях сейсмической нагрузки. На первом этапе критерием оптимальности компьютерной модели может быть принята хорошая сходимость, полученных на ее основе результатов с результатами ручного инженерного расчета, отраженного в своде правил СП 50-102-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов».

В работе были произведены численные исследования моделей свай в условиях однородного и неоднородного грунта при действии горизонтальных нагрузок типа сейсмических. Расчет производился в структуре программы Лира 9.6 применительно к фундаменту под компрессор Троицкой компрессорной станции (Краснодарский край, Объект газосбора ДНС со строительством КС). При этом свая моделировалась балочными конечными элементами, работа грунта на сжимающую нагрузку была учтена путем введения вертикальной податливой связи у ее нижнего конца, а сопротивление грунта по боковой поверхности сваи при действии горизонтальной нагрузки учитывалось с помощью коэффициентов постели, принятых по действующим нормам проектирования на основании коэффициента пропорциональности K .

Предварительно решение задачи было разделено на 3 этапа:

этап I – расчет одиночной сваи на комбинацию нагрузок M , H , N в условиях *однородной* грунтовой среды;

этап II – расчет одиночной сваи на комбинацию нагрузок M, H, N в условиях неоднородной грунтовой среды;

этап III – расчет сваи в составе свайного фундамента в условиях неоднородной грунтовой среды.

На всех этапах расчет производился двумя способами: ручным методом на основании методики, изложенной в СП 50-102-2003, и с использованием программного комплекса Ли́ра, реализующего метод конечных элементов. Целью таких расчетов являлось получение параметров компьютерной модели, позволяющих получить хорошую сходимость результатов с ручным методом.

При реализации **этапа I** в качестве экспериментальной рассматривалась призматическая забивная свая, находящаяся в составе свайного фундамента с низким ростверком, с двухрядным расположением свай сечением $b \times b = 300 \times 300$ мм и длиной 9 м (рис. 1а). Свая изготовлена из бетона класса В20 и погружена в однородный грунт (суглинок тугопластичный с показателем текучести 0,4), характеризуемый коэффициентом пропорциональности $K = 4400$ кН/м⁴. При особом сочетании нагрузок на голову наиболее нагруженной сваи передавались силы: горизонтальная $H = 12$ кН и вертикальная $N = 400$ кН (нагрузки были получены при сейсмичности строительной площадки 9 баллов).

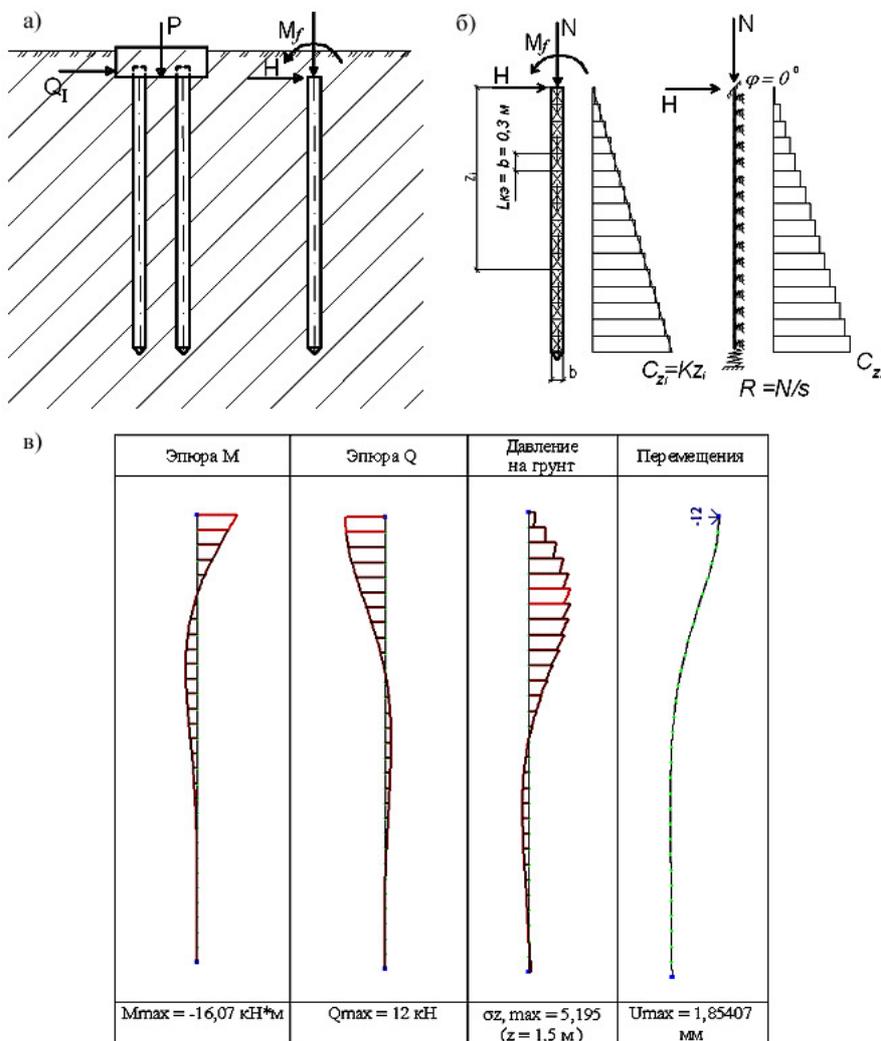


Рис. 1. К расчету одиночной сваи в условиях однородного грунтового массива (этап I):
 а) условия нагружения свайного фундамента и сваи; б) компьютерная расчетная модель сваи;
 в) эпюры усилий, давлений на грунт и деформированное состояние сваи, полученные в ПК Ли́ра

На основании *ручного расчета*, проведенного в соответствии с СП 50-102-2003, были получены следующие результаты: условная ширина сваи $bp = 0,95$ м; коэффициент деформации $\alpha_\epsilon = 0,69$ м⁻¹; перемещения сваи в уровне низа ростверка от действия единичных нагрузок $\epsilon_{HH} = 0,0004077$ м/кН, $\epsilon_{MH} = \epsilon_{HM} = 0,0000186$ рад/кН, $\epsilon_{MM} = 0,0000139$ рад/кН·м; расчётный момент заделки $M_f = -16,1$ кН·м; расчётное горизонтальное перемещение поперечного сечения сваи $U_0 = 1,88$ мм; расчётные усилия на уровне низа ростверка $Q_{max} = 12$ кН, $M_{max} = 16,1$ кН·м; расчётное давление на окружающий сваю грунт $\sigma_z = 5,22$ кПа (получено на глубине $z = 1,232$ м).

При проведении *компьютерного расчета* в структуре программы Лира свая моделировалась балочными конечными элементами (кэ 10). Длина конечных элементов принималась равной ширине поперечного сечения сваи $b = 0,3$ м. Работа грунта на сжимающую нагрузку учитывалась путем введения вертикальной податливой связи (кэ 51) у нижнего конца сваи с жесткостью $R=N/s=5400$ кН/м (s – осадка сваи от нагрузки N [1]); сопротивление грунта по боковой поверхности сваи при действии горизонтальной нагрузки – с помощью коэффициентов постели Cz_i , принятых по СП 50-102-2003 на основании коэффициента пропорциональности $K = 4400$ кН/м⁴. Вычисление коэффициентов Cz_i производилось исходя из формулы: $Cz_i = Kz_i$, где z_i – глубина расположения i -го расчетного сечения относительно низа ростверка. Значения коэффициентов Cz_i изменялись от 0 до 27000 кН/м³. При этом, учитывая возможности расчетной программы, в пределах каждого конечного элемента задавался осредненный коэффициент постели. С этой целью предварительно треугольная эпюра коэффициентов была приведена к ступенчатому виду (рис. 1б). Предполагая, что при 2-х рядном расположении свай в кусте, поворот ростверка невозможен, в верхнем узле модели была введена соответствующая связь, позволяющая обеспечить выполнение условия $\varphi = 0^0$. По окончании расчета были получены деформированное состояние, эпюры изгибающих моментов, поперечных сил в свае и эпюра давлений, передаваемых сваями на грунт (рис. 1в). Сравнение результатов компьютерного и ручного расчетов сведено в таблицу 1. Из таблицы видно, что отклонение результатов расчета, полученных в среде программы Лира, от ручного метода, регламентированного сводом правил СП 50-102-2003, составляет не более 1,4 %.

Таблица 1

Сравнение результатов расчета

Метод	Mmax, кН*м	Qmax, кН	σ_z , max, кПа	Umax, Мм
Ручной расчет (СП 50-102-2003)	16,1	12	5,22	1,88
ПК Лира	16,07	12	5,195	1,85407
Расхождение результатов расчета	0,18 %	0 %	0,5 %	1,4 %

Необходимо отметить, что для достижения результата, хорошо согласующегося с ручным методом расчета, в процессе решения задачи на этапе I было рассмотрено влияние различных параметров модели, таких как:

- разбивка конструкции на конечные элементы (крупная или мелкая разбивка);
- ширина зоны передачи сваей давления на грунт;
- жесткость податливой связи.

Для оценки влияния *первого* параметра было создано 3 модели сваи (рис. 2): с мелкой разбивкой (длина одного конечного элемента принималась равной ширине поперечного сечения сваи $lkэ = b = 0,3$ м), со средней разбивкой ($lkэ = 1$ м) и крупной разбивкой ($lkэ = 2,5$ м). Анализ результатов расчета показал, что наилучшая сходимость с ручным методом наблюдается при мелкой разбивке (табл. 2).

Для оценки влияния *второго* параметра было рассмотрено 2 модели. В одной ширина зоны передачи сваей давления на грунт принималась равной условной ширине сваи $Bc = bp = (1,5d+0,5) = 0,95$ м, в другой – ширине поперечного сечения сваи $Bc = b = 0,3$ м. Анализ результатов расчета показал, что наилучшая сходимость с ручным методом наблюдается при ширине зоны передачи давления 0,95 м (табл. 3).

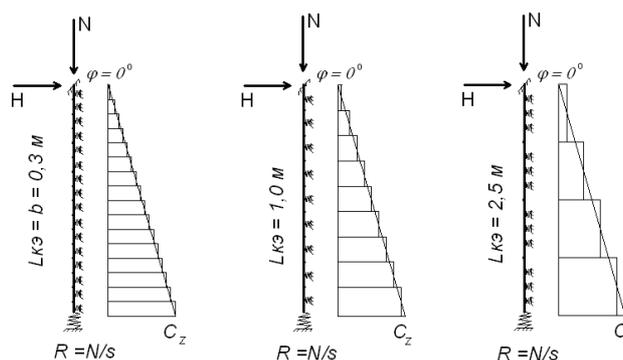


Рис. 2. Схемы разбивки сваи на конечные элементы

Для оценки влияния *третьего* параметра также было рассмотрено 2 модели. В одной жесткость податливой связи на нижнем конце сваи близка к жесткости, препятствующей ее вертикальному перемещению, в другой жесткость податливой связи $R = 5400$ кН/м (допускает вертикальные перемещения). Анализ результатов расчета показал, что податливость грунтового основания одиночной сваи не оказывает влияния на ее горизонтальные перемещения и усилия в уровне оголовка (табл. 4).

Таблица 2

Оценка влияния разбивки модели на конечные элементы

Критерий	Ручной расчет (эталон)	Лири (мелкая разбивка)	Лири (средняя разбивка)	Лири (крупная разбивка)
M _{max} , кН*м	16,1	16,07	15,6	14,1
U _{max} , мм	1,88	1,85407	1,7928	1,602

Таблица 3

Оценка влияния ширины зоны передачи давления на грунт

Критерий	Ручной расчет (эталон)	Лири (B _c = 0,95 м)	Лири (B _c = 0,3 м)
M _{max} , кН*м	16,1	16,07	20,2615
U _{max} , мм	1,88	1,85407	3,707

Таблица 4

Оценка влияния податливости опоры

Критерий	Ручной расчет (эталон)	Лири (податливая связь)	Лири (жесткая связь)
M _{max} , кН*м	16,1	16,07	16,07
U _{max} , мм	1,88	1,85407	1,85407

На **II этапе** решения задачи рассматривалось взаимодействие сваи с *неоднородным* грунтовым массивом. Здесь в качестве экспериментальной была принята буронабивная свая из бетона класса В15 диаметром 500 мм, длиной 10,8 м, устраиваемая под защитой обсадной трубы, находящаяся в составе свайного фундамента с низким ростверком и 3-х рядным расположением свай. Свая погружена в двухслойный грунт с характеристиками (рис. 3а): ИГЭ-1 – суглинок пылеватый, просадочный, твердый (в замоченном состоянии $I_L=0,4$; $\varphi_l = 23^0$; $c_l = 21$ кПа; $\gamma_l = 20$ кН/м², коэффициент пропорциональности $K = 4400$ кН/м⁴); ИГЭ-2 – песок мелкий, пылеватый, средней плотности, маловлажный ($\varphi_l = 25^0$; $c_l = 0$ кПа; $\gamma_l = 17$ кН/м², $e = 0,7$, $K = 5000$ кН/м⁴). При сейсмичности площадки 9 баллов на голову сваи передавались горизонтальная $H = 21,435$ кН и вертикальная $N = 147$ кН нагрузки.

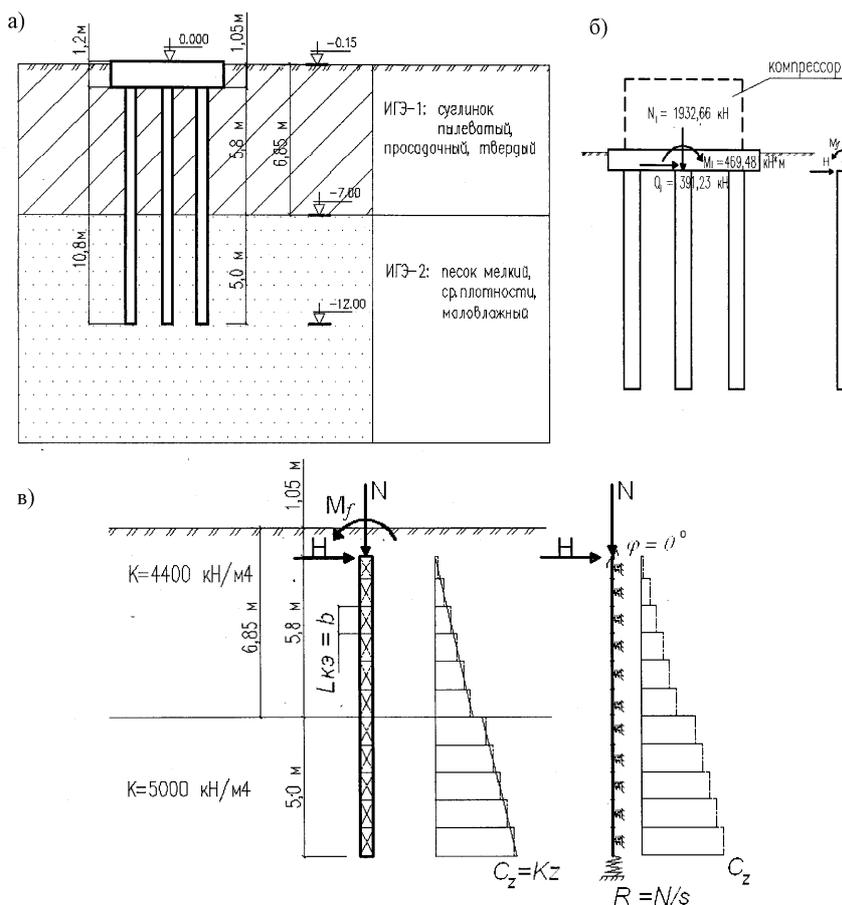


Рис. 3. К расчету одиночной сваи в условиях неоднородного грунтового массива (этап II):
 а) геологический профиль строительной площадки;
 б) условия нагружения свайного фундамента и сваи; в) компьютерная расчетная модель сваи

При реализации компьютерного расчета, была создана модель сваи, включающая систему балочных конечных элементов на упругом основании. При ее создании были приняты параметры, полученные на этапе I, позволяющие получить хорошую сходимость результатов с результатами ручного расчета. То есть длина конечных элементов принималась равной диаметру сваи 0,5 м; ширина зоны передачи нагрузки на грунт, равной условной ширине сваи $bp = 1,5d + 0,5 = 1,25$ м; также была введена податливая связь на конце сваи. Учитывая разные характеристики грунтов в пределах длины сваи, эпюра коэффициентов постели C_z имела скачек на контакте слоев ИГЭ-1 и ИГЭ-2 (рис. 3в). По окончании расчета были получены деформированное состояние сваи, эпюры изгибающих моментов и поперечных сил, эпюра давлений, передаваемых сваями на грунт. Конфигурация эпюр, схожа с теми, что получена на этапе I (рис. 1в), максимальные значения исследуемых силовых факторов отражены в таблице 5. Сравнение результатов компьютерного расчета с результатами ручного расчета, проведенного в соответствии с СП 50-102-2003, показало хорошую сходимость. Отклонение составило не более 4 %.

Таблица 5

Сравнение результатов расчета

Метод	$M_{max}, \text{кН*м}$	$Q_{max}, \text{кН}$	$\sigma_{z, max}, \text{кПа}$	$U_{max}, \text{мм}$
Ручной расчет (СП 50-102-2003)	33,8	21,8	6,2	1,35
ПК Лира	33,74	21,8	6,26	1,294
Расхождение результатов расчета	0,18 %	0 %	0,98 %	4 %

На III этапе была рассмотрена свая в составе свайного фундамента под компрессор Троицкой компрессорной станции (Краснодарский край, сейсмичность площадки 9

баллов, повторяемость землетрясений – 1). Конструкция фундамента включала в себя ростверк размером $9 \times 4,2 \times 1,2$ м и куст из 18 буронабивных свай длиной 10,8 м и диаметром 500 мм, изготовленных из бетона класса В15. Геологические условия строительной площадки аналогичны этапу II (рис. 3а). Схема нагрузок на фундамент при особом сочетании показана на рис. 3в. Пространственная расчетная модель фундамента, созданная в структуре программы Ли́ра, и результаты расчета показаны на рисунке 4 и таблице 6. Из таблицы видно, что отклонение результатов расчета, полученных для куста свай в среде программного комплекса, отличается от результатов ручного расчета одиночной сваи не более чем на 4 %.

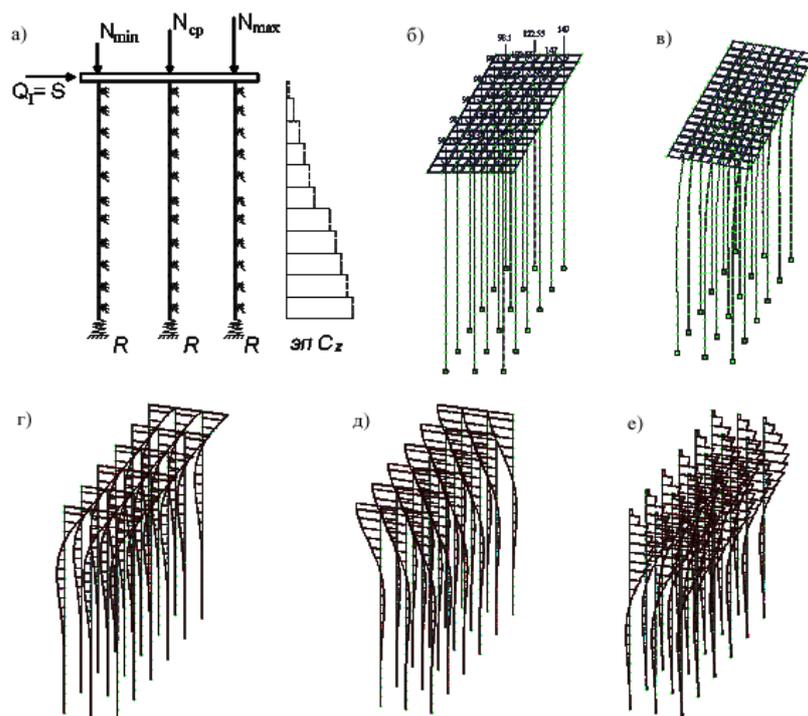


Рис. 4. К расчету свай в составе свайного фундамента (этап III):

- а) расчетная модель свайного фундамента;
- б) вид пространственной модели свайного фундамента, созданной в ПК Ли́ра;
- в) деформированное состояние фундамента при особом сочетании нагрузок;
- г) эпюра изгибающих моментов; д) эпюра поперечных усилий;
- е) эпюра давлений, передаваемых сваями на грунт

Таблица 6

Сравнение результатов расчета

Метод	M_{\max} , кН*М	Q_{\max} , кН	$\sigma_{z, \max}$, кПа	U_{\max} , мм
Ручной расчет одиночной сваи (СП 50-102-2003)	33,8	21,8	6,2	1,35
Расчет свай в составе фундамента в ПК Ли́ра (расхождение)	33,7783 (0,06 %)	21,82 (0,09 %)	6,21 (0,16 %)	1,29491 (4 %)

Все вышеизложенное позволило сделать следующие выводы:

1. Современные программные комплексы, реализующие метод конечных элементов, при расчете свай и свайных фундаментах на действие нагрузок типа сейсмических в условиях однородной и неоднородной грунтовой среды позволяют получить результаты, хорошо согласующиеся с ручным методом, изложенным в СП 50-102-2003.

2. Моделирование сваи может производиться системой стержневых балочных конечных элементов на упругом основании. При этом наиболее оптимальной является длина конечного элемента, равная размеру поперечного сечения сваи.

3. При действии горизонтальных нагрузок податливость грунтового основания одиночной сваи практически не оказывает влияния на ее горизонтальные перемещения и усилия в уровне оголовка.

Список библиографических ссылок

1. Галиуллин Р.Р., Изотов В.С., Нуриева Д.М. Численные исследования динамических характеристик зданий с железобетонным каркасом // Известия КГАСУ, 2011, № 2 (16). – С. 81-85.
2. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. – М.: АСВ,
3. Ильичев В.А., Монголов Ю.В., Шаевич В.М. Свайные фундаменты в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1983. – 144 с.
4. Кофф Г.Л., Баулин Ю.И., Смирнов В.И., Беккер А.Т., Лобацкая Р.М., Джинчвелашвили Г.А., и др. Уроки Спитака. Москва-Владивосток: Дальнаука, 2008. – 151 с.
5. Мартемьянов А.И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмически активных районах. – М.: Издательство Стройиздат, 1985. – 255 с.
6. Поляков С.В. Последствия сильных землетрясений. – М.: Стройиздат, 1978. – 311 с.
7. Савинов О.А., Клатцо М.М., Степанов Г.Н. Расчеты свайных фундаментов энергетических сооружений на динамические нагрузки. – Л.: Энергия, 1976. – 41 с.
8. Шаблинский Г.Э., Джинчвелашвили Г.А., Зубков Д.А. Сейсмостойкость строительных конструкций атомных электростанций. – М.: АСВ, 2010. – 252 с.

Nurieva D.M. – candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: danm_n@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

Numerical study models piles and pile foundations under seismic loads of type

Resume

The article presents the results of numerical studies of models of piles and pile foundations working in conditions of homogeneous and inhomogeneous soil masses under the action of seismic loads. Studies were made in the structure of the program complex Lira relation to the foundation under the Trinity compressor station. Modeling piles produced beamed finite elements on an elastic foundation. The work on the ground compressive load was taken into account by introducing a vertical compliant communication at its lower end. The results of computer calculations are compared with the results obtained by the traditional manual method. In the process of solving the problem considered the influence of parameters such computer models as breakdown structures into finite elements, the width of the zone transfer pile pressure on the soil stiffness at the base of a compliant connection. Choose the most optimal model parameters, allowing to obtain the discrepancy results from the manual method is not more than 4 %.

Keywords: pile foundation, the calculation of the single pile, seismic load, the coefficient of subgrade, computer model.

Reference list

1. Galiullin R.R., Izotov V.S., Nurieva D.M. Numerical researches of dynamic characteristics of buildings with ferro-concrete skeleton // News of the KSUAE, 2011, № 2 (16). – P. 81-85.

2. Gorodetsky A.S., Evzerov I.D. Computer models of constructions. – М.: ASB, 2009 – 360 p.
3. Ilchev V.A., Mongolov J.V., Shaevich V.M. Pile foundations in seismic areas. – М.: Stroyizdat, 1983. – 144 p.
4. Koff G.L., Baulin Y.I., Smirnov V.I., Becker A.T., Lobatskaya R.M., Dzhinchvelashvili G.A., et al. The lessons of Spitak. Moscow-Vladivostok: Dal'nauka, 2008. – 151 p.
5. Martemyanov A.I. Design and construction of buildings in seismically active areas. – М.: Publishing Stroyizdat, 1985. – 255 p.
6. Polyakov S.V. The consequences of strong earthquakes. – М.: Stroyizdat, 1978. – 311 p.
7. Savinov O.A., Klattso M.M., Stepanov G.N. The settlement of pile foundations energy structures for dynamic loads. – L.: Energy, 1976. – 41 p.
8. Shablinsky G.E., Dzhinchvelashvili G.A., Zubkov D.A. Earthquake resistance of building structures of nuclear power plants. – М.: ASB, 2010. – 252 p.