ПОВРЕЖДЕНИЕ СВАЙ В РЕЗУЛЬТАТЕ БОКОВОГО СДВИГА ГРУНТОВОГО МАССИВА: ОЦЕНКА СИТУАЦИИ С ПОМОЩЬЮ УПРОЩЕННОГО АНАЛИЗА (СЛУЧАЙ ИЗ ПРАКТИКИ)

К. ИШИХАРА – профессор факультета гражданского строительства и Научного университета Чуо, президент Международного общества по механике грунтов и геотехнике ISSMGE в 1998–2001 гг. (Токио, Япония).

М. КУБРИНОВСКИ — инженер компании «Кисо-Джибан Консалтанс» (То-кио, Япония).

Описаны подробности разрушения сферического резервуара во время землетрясения в г. Кобэ в 1995 г., а также грунтовые условия площадки. В попытке прояснить причины разрушений был проведен обратный анализ свай фундамента, основанный на предложенной ранее упрощенной модели. Результаты анализа показали, что изгибающие моменты у головы сваи и на границе между разжиженным и неразжиженным слоями грунта достигли значений, близких или превышающих те, которые требуются для возникновения пластических деформаций или разрушения готовых железобетонных свай.

ВВЕДЕНИЕ

Во время землетрясения 1995 г. в Кобэ большинство свайных фундаментов зданий, расположенных вдоль береговой пострадали из-за бокового смещения грунта. Некоторые из этих случаев, включая материалы детального изучения на месте поврежденных элементов, сведения о грунтовых условиях и смещениях грунта, рассмотрены в работах профессора Ишихары [4]. Кроме того, были предприняты попытки прояснить механизм повреждения свай в процессе крупномасштабных испытаний на вибростенде и в свай, подвергающихся центрифуге. Для боковому смещению, предложены новые концепции и процедуры анализа [2, 5–7].

Авторы настоящей статьи разработали эквивалентный линейный метод анализа реакции свай, подвергающихся боковому смещению [1]. Согласно этому методу, принимается, что сваи устанавливаются в грунтах, состоящих из трех слоев. При этом допускается, что между грунтом каждого слоя и самой сваей существуют, соответственно, двух- и трехлинейная зависимости «усилие—

деформация». Данный метод будет применяться для обратного анализа, объяснения причины и механизма разрушения свайного основания под сферическим резервуаром на нефтебазе, расположенной на острове Микагехама.

1. РЕЗЕРВУАРЫ НА ОСТРОВЕ МИКАГЕХАМА

В портовой зоне города Кобе на искусственных островах расположено несколько резервуарных станций для хранения нефти и жидкого пропана. Во время землетрясения резервуары различной вместимости подверглись значительным колебаниям, а также разрушительному воздействию разжиженного грунта [4]. Наиболее серьезные повреждения получила станция на острове Микагехама (рис. 1), поэтому детальное расследование опасных последствий разжижения грунта производилось на ее примере. Перемещение грунта под резервуарной станцией приведено на рис. 2.

В результате интенсивного разжижения грунта произошли боковые смещения грунтового массива по всему острову, что привело к возникновению трещин, значительных осадок

© К. Ишихара, М. Кубриновски, 2005

и деформации грунта основания в помещениях с резервуарами пропана. На рис. 2 видно, что прямо за стеной причала образовалась область депрессии, которая сопровождается подвижками грунта. Многочисленные трещины и изломы в глубине острова также просматриваются на рисунке.

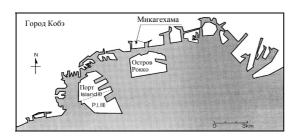


Рис. 1. Расположение острова Микагехама в портовом районе города Кобэ

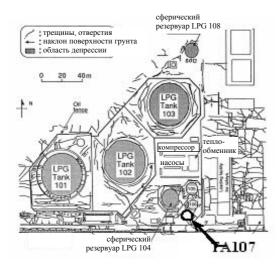


Рис. 2. Перемещения грунта под резервуарной станцией

1.1. Грунтовые условия

Инженерно-геологические изыскания, включавшие SPT- испытания грунтов и отбор образцов грунта, проводились в различных местах острова до и после землетрясения. Из геологического разреза на рис. З видно, что техногенный слой (так называемый слой Масадо) состоит из песка с илом и гравия, а его глубина составляет около 17 м. Количество ударов на залог при проведении SPT-испытаний слоя Масадо составляет около

5...15, следовательно, рассматриваемые грунты подвержены разжижению. Под техногенным слоем грунта располагается слой илистой глины, который составлял отложения морского дна до начала работ по отсыпке грунтов в 1960-х гг. Разжижение слоя илистого песка с гравием в техногенном грунте произошло изза интенсивных колебательных перемещений во время землетрясения.

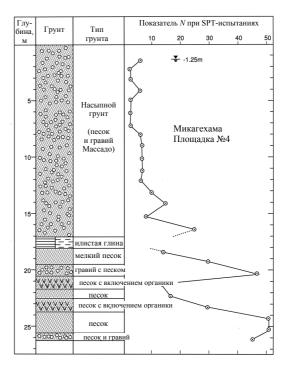


Рис. 3. Геологический разрез площадки Р14 рядом со сферическим резервуаром

1.2. Боковые смещения

После землетрясения боковые смещения в районе были исследованы с использованием метода наземной съемки [3]. Четыре репера, выбранных для изысканий на территории резервуарной станции, показаны на рис. 4, 6, перемещения грунта в разрезе М-3, ближайшем к резервуарам ТА106 и ТА107, — на рис. 4, а. На рисунке видно, что боковое смещение, выраженное на поверхности, уходит на 95 м вглубь от береговой линии.

1.3. Сферический резервуар

Исследовался резервуар для хранения жидкого пропана TA107, расположенный в

Internet: www.georec.spb.ru

а

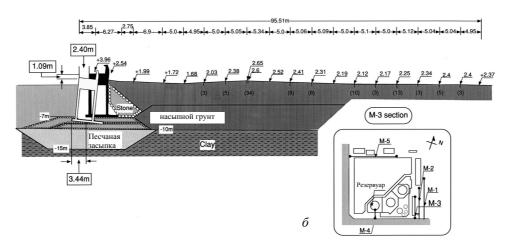


Рис. 4. Подвижки стены набережной и перемещение грунта насыпи по разрезу М-3

южной части острова, в 18 м к югу от подпорной стены (см. рис. 2). Диаметр резервуара — 7,69 м, полезная емкость — 100 кл. Резервуар установлен на 6 колоннах, каждая из которых опирается на четыре сборные железобетонные сваи (РС-сваи) диаметром 30 см (рис. 5). Сваи забиты в слой плотного грунта на глубину 20 м.

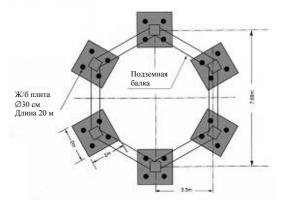


Рис. 5. План фундаментов сферического резервуара

2. ПОВРЕЖДЕНИЯ РЕЗЕРВУАРА

Повреждения свайного фундамента резервуара ТА107 обследовались путем погружения видеокамеры в одну из полых цилиндрических свай. Результаты обследования (рис. 6) показали, что трещины появились в основном на глубине от 5 до 10 м.

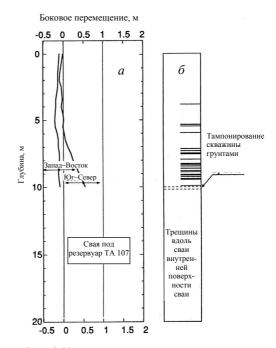


Рис. 6. Наблюдаемые смещения и повреждения сваи: a — боковое смещение; δ — трещины, обнаруженные при помощи камеры

К сожалению, засорение скважины не позволило опустить камеру глубже 10 м. Кроме того, деформации свай обследовались при помощи инклинометра, погруженного внутрь скважины. По данным измерений кренов на различных глубинах была определена конфигурация деформированных свай, а также относительная величина боковых деформаций (рис. 6, а). Заметим, что горизонтальное отклонение головы сваи (см. рис. 6, а) от точки на стволе свае, расположенной на глубине 10 м, составляет 50 см. Отклонения сваи ниже этого уровня не известны. Вполне вероятно, что свая должна была двигаться вместе с окружающим грунтом, и если это верно, то отклонение головы сваи составляет примерно 150 см (рис. 7). К сожалению, документально зарегистрированных данных по визуальным наблюдениям повреждения головы сваи и места ее контакта с подошвой фундамента нет.

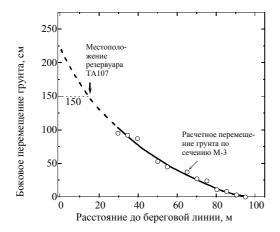


Рис. 7. Зависимость бокового смещения грунта от расстояния до береговой линии на площадке резервуара TA107 (по результатам наземных исследований)

3. ОБРАТНЫЙ АНАЛИЗ ПОВРЕЖДЕНИЙ РЕЗЕРВУАРА

3.1. Метод анализа

Использование трехуровневой модели для описания поведения сваи под влиянием бокового потока (рис. 8) считается достаточно простым и вполне надежным методом [1].

В этой модели свая представлена сплошной балкой, а работа неразжиженного слоя грунта около дневной поверхности, а также нижнего слоя описывается билинейными зависимостями «усилие—смещение». Разжиженный грунт представлен эквивалентной линейной зависимостью p— δ или «секущей»

жесткостью β_2k_2 , которая учитывает значительное уменьшение жесткости в силу разжижения грунта через понижающий коэффициент β_2 . Когда начинается боковое перемещение разжиженных отложений в среднем слое, поверхность неразжиженного грунта также должна перемещаться. Таким образом, свая подвергается боковому давлению p_1 в своей верхней части. Свая испытывает давление в направлении движения грунта, а также от бокового сдвига слоя разжиженного грунта.

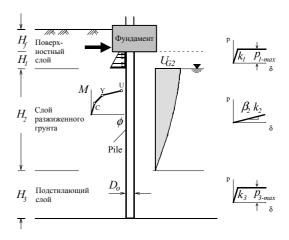


Рис. 8. Трехслойная модель для упрощенного анализа свай, подвергшихся боковому смещению

Принимается, что смещение грунта является функцией косинуса бокового смещения по поверхности разжиженного слоя U_{G2} (см. рис. 8).

Несмотря на то что нелинейное поведение описывается трехуровневой моделью, метод основывается на замкнутом решении путем использования подхода эквивалентного линейного моделирования. Детали данного метода анализа, включая вывод замкнутого решения, создание эквивалентных линейных моделей, общую процедуру расчетов и определение параметров моделей, можно найти в работе [1].

Выполняя анализ с помощью упрощенной модели, необходимо сначала задать боковое перемещение грунта. Это можно сделать с использованием измерений, приведенных на рис. 7. Как видно из рисунка, боковое перемещение составляет 1,5 м в месте расположения рассматриваемого резервуара. Коэффициенты реакции грунтового основания $k_1 = 2,4 \text{ MH/m}^3$,

Internet: www.georec.spb.ru

 $k_2 = 21,8 \text{ MH/m}^3$ и $k_3 = 13,1 \text{ MH/m}^3$ были вычислены на основании эмпирической корреляции между k и количеством ударов N при проведении SPT-испытаний.

Жесткость сваи на изгиб представлена стандартной трехлинейной зависимостью между изгибающим моментом M и выгибом ϕ . Схематическая диаграмма применяемой аналитической модели для свай показана на рис. 9. Отметим, что анализ проводился для одной сваи и что F - это равнодействующая сила, которая образуется от давления поверхностного слоя на фундамент. При расчетах этой силы было принято, что общая сила, действующая на фундаменты и горизонтальные балки шириной более 7,2 м, равномерно распределена на все 24 сваи. Таким образом, на каждую из свай действует сила, равная 1/24 общей силы.

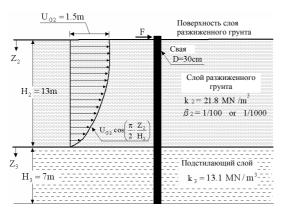


Рис. 9. Модель «грунт-свая», применявшаяся при обратном анализе

4. РЕЗУЛЬТАТЫ ОБРАТНОГО АНАЛИЗА

Используя описанную процедуру, мы рассчитали реакцию сваи на предполагаемое боковое смещение массива грунта, равное по поверхности $U_G=150$ см, а также на снижение жесткости в разжиженном грунте $\beta_2=1/100$ и 1/1000.

Обратный анализ показал, что влияние параметра снижения жесткости β_2 на смещение сваи ничтожно мало, поэтому рассчитанное смещение сваи показано только для случая $\beta_2 = 0,001$ (рис. 10, a). Данные о смещении сваи, обследованной инклинометром, взяты из рис. 6 и перенесены на рис. 10, a методом наложения. Отметим, что полевые

измерения проводились сверху вниз начиная с выступающей части головы сваи после ее откопки. Поэтому глубина, принятая за ноль на рис. 6, на самом деле находится на отметке 1,9 м от дневной поверхности. Таким образом, зарегистрированное смещение сваи показано на рис. 10, а так, что оно совпадает с глубиной от уровня дневной поверхности. Мониторинг проводился только до глубины 12 м.

Результаты обратного анализа свидетельствуют, что боковое смещение сваи составило примерно 50 см в нижней части разжиженного слоя грунта, т. е. приблизительно на глубине 12...15 м, данные мониторинга по которой, к сожалению, отсутствуют. Поэтому измеренное смещение сваи (см. рис. 10, а) было затем откорректировано таким образом, чтобы полученные значения в верхней части сваи согласовывались с вычисленными величинами смещения.

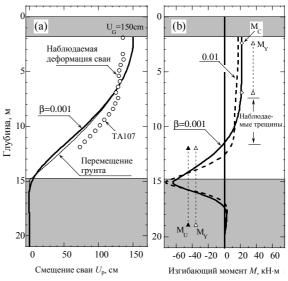


Рис. 10. Рассчитанные величины перемещений и изгибающего момента

Отметим, что сравнение будет справедливым только для относительного смещения сваи на глубине от 1,9 до 12 м. При этом ограничении совпадение между измеренным смещением сваи и полученным в результате обратного анализа можно считать удовлетворительным. Еще раз повторим, что в нижней части слоя разжиженного грунта деформация сваи, очевидно, достаточно велика, однако подтвердить это невозможно.

Рассчитанные величины изгибающего момента показаны (см. рис. 10, б) для случая, когда $\beta_2 = 0.01$ и 0.001, вместе с характеристическими значениями изгибающего момента сваи при появлении трещин M_C , пластической деформации M_Y и обрушения M_U . На рис. 10 также обозначен диапазон глубин, на которых при обследовании видеокамерой были обнаружены трещины. Рассчитанный изгибающий момент несколько меньше величины, при которой образуются трещины, что не совсем согласуется с их наблюдаемым развитием. Это можно объяснить следующим. В описанной процедуре анализа боковое усилие на голову сваи прилагалось в направлении движения грунта, так как принималось, что и поверхностный слой, и слой разжиженного грунта перемещаются вместе в направлении бокового сдвига, а горизонтальное сопротивление мобилизуется только неразжиженным грунтом в нижних слоях. Такой сценарий может считаться верным в случае одиночной сваи, не взаимодействующей с другими конструктивными элементами.

У резервуара ТА107 каждый фундамент соединен с прилегающими горизонтальными балками в виде шестиугольника (см. рис. 5). Следовательно, между этими конструктивными элементами должно существовать взаимодействие, обусловливающее более сложный механизм передачи усилия, который может влиять на сваи, особенно на их верхнюю часть рядом с подошвой фундамента. Такой тип усилия может быть получен, если при анализе учитывается взаимодействие между конструктивными элементами и окружающим грунтом (см., например, [6]). Возможно, свою роль в деформировании и разрушении свай (наряду с осевыми нагрузками от конструкций неустойчивого резервуара) сыграли инерционные эффекты во время основных толчков.

Что касается изгибающего момента в нижней части разжиженного слоя, на рис. 10, δ видно, что вычисленные значения увеличиваются по сравнению с разрушающим моментом на стыке между разжиженным слоем и залегающим ниже грунтом. Это указывает на максимальное повреждение сваи на данной глубине. Однако, как уже отмечалось, полевое обследование сваи производилось только до этой глубины, поэтому невоз-

можно прямо подтвердить наличие подобного разрушения.

Как указывали многие исследователи после землетрясения в Кобэ в 1995 г., развитие повреждения свай на границе между разжиженным и неразжиженным слоями грунта является характерной особенностью повреждений, возникающих при боковом течении.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

- 1. Сборные железобетонные сваи диаметром 30 см и длиной 20 м, устроенные в основании сферического резервуара для хранения жидкого пропана, серьезно пострадали во время землетрясения в Кобэ. На глубине 6...10 м от головы сваи образовались трещины. Обратный анализ показал, что рассчитанный изгибающий момент на данной глубине был несколько ниже момента, необходимого для образования трещин. Для выяснения причин разрушения свай, которое не может быть объяснено традиционным анализом отдельно взятой сваи, были предложены другие модели развития усилий и деформаций.
- 2. На глубине 13...15 м расчетный изгибающий момент превышает показатели, при которых ствол сваи может оставаться неповрежденным. Однако полевые обследования на этой глубине не проводились, данные для проверки правильности полученного результата отсутствуют. Тем не менее с учетом многочисленных доступных данных можно предположить, что повреждения ствола сваи произошли на этой глубине.

Список литературы

- 1. *Cubrinovski, M. and Ishihara, K.*, 2004. Simplified method for analysis of piles undergoing lateral spreading in liquefied soils // Soils and Foundations. Vol. 44, №. 5. Pp. 119–133.
- 2. *Hamada, M.* (2000), Performances of foundations against liquefaction-induced permanent ground displacements // Proc. 12th WCEE. Auckland, New Zealand. CD-ROM. Paper 1754.
- 3. Ishihara, K., Yoshida, K. and Kato, M., 1997. Characteristics of lateral spreading in liquefied deposits during the 1995 Hanshin-Awaji Earth-quake. J. Earthq. Engrg. Vol. 1. №. 1. Pp. 23–55.

- 4. *Ishihara*, *K*. 1997. Geotechnical aspects of the 1995 Kobe Earthquake. Terzaghi Oration // Proc. 14th Int. Conf. SMGE, Hamburg. Vol. 4. Pp. 2047–2073.
- 5. O'Rourke, T.D., Meyersohn, W.D., Shiba, Y. and Chaudhuri, D. 1994. Evaluation of pile response to liquefaction-induced lateral spread // Proc. 5th U.S.-Japan Workshop: Earthq. Resistt Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction. NCEER-94-0026. 457–479.
- 6. Tokimatsu, K. and Asaka, Y. 1998. Effects of lique-faction-induced ground displacements on pile performance in the 1995 Hyogoken-Nambu Earth-quake // Soils and Foundations. SI. 2. Pp. 163–177.
- 7. Yasuda, S. and Berrill, J. B. 2000. Observation of the earthquake response of foundations in soil profiles containing saturated sands // GeoEng2000, Proc. Int. Conf. on Geotech. & Geological Engrg. Melbourne. 1. Pp. 1441–1470.