

## ФИЗИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

**В. ФИОРАВАНТЕ** – профессор, университет г. Феррара, Италия.

**М. Б. ЯМИОЛКОВСКИЙ** – профессор, политехнический университет г. Турина, Италия

Приводятся результаты испытаний в центрифуге, проводимых на моделях жестких плитно-свайных фундаментов круглой формы. Цель испытаний – определение роли свай, находящихся в слое слабой несколько переуплотненной глины, которые способствуют уменьшению общих осадок. В ходе программы испытаний исследовались плиты без свай, плитно-свайные фундаменты, содержащие соответственно 7 и 19 свай, отдельная опора и отдельно стоящие сваи.

### ВВЕДЕНИЕ

Существующая практика проектирования плитно-свайных фундаментов и строительные нормы основываются на предположении, что общий вес конструкции приходится на сваи.

В конце 70-х – начале 80-х гг. была разработана новая концепция, получившая название «снижающие осадку сваи» (Burland et al., 1977; Padfield & Sharrock, 1983; Hansbo & Jendeby, 1983; Hansbo, 1984, Cooke, 1986). Идея заключалась в том, что нагрузка от сооружения частично передается на сваи, а частично, через прямой контакт между плитой и грунтом, – непосредственно на основание фундамента. Как показывают многочисленные исследования (Cooke, 1986; Randolph, 1994; Poulos, 1994; Randolph & Clancy, 1994; Horikoshi & Randolph, 1998; Viggiani, 2001; Randolph, 2003), этот новый подход позволяет значительно уменьшить число свай и снизить как абсолютные осадки, так и их разность.

Практическую реализацию концепции применения свай для уменьшения осадок можно рассматривать с двух точек зрения.

Для жестких плит, у которых коэффициент жесткости между грунтом и плитой  $K_f \geq 10$  (Horikoshi & Randolph, 1997), функция свай заключается в уменьшении общей осадки.

Обычно в оптимальном проекте возможно в 2...2,5 раза уменьшить количество свай (по сравнению с традиционными видами проектирования), при этом величины осадок не выходят за допустимые пределы.

В случае гибких плитно-свайных фундаментов больших размеров (Sommer et al., 1991; Randolph, 1994; Randolph & Clancy, 1994; Mandolini et al., 1997; Horikoshi & Randolph, 1998; Russo & Viggiani, 1998; Viggiani, 1998; 2001; Randolph, 2003; Mandolini, 2003; Randolph et al., 2004; Russo et al., 2004) использование свай для уменьшения осадки вдвойне оправдано. Такая конструкция способствует уменьшению не только общей осадки, но и, что гораздо важнее, разности осадок за счет оптимального распределения свай под плитой.

На основании вышеприведенных работ в данной статье приводятся предварительные результаты испытаний физической модели, направленных на исследование основных аспектов влияния жесткой плиты на сваи, используемые для уменьшения осадок (Fioravante, 1997).

### 1. СХЕМА ЭКСПЕРИМЕНТА

Модели плитно-свайного фундамента собирали и испытывали в центрифуге ISMES-GEO (Baldi et al., 1988). Их помещали в жесткий стальной цилиндр с внутренним диаметром 400 мм и высотой 440 мм. Модели исследовались в поле ускорения 100 г.

© В. Фиораванте, М. Б. Ямиолковский, 2005

Internet: [www.georec.spb.ru](http://www.georec.spb.ru)

Модель плиты представляла собой стальной диск диаметром  $d_r = 66$  м и высотой 15 мм, ее модуль упругости составил  $E_r = 2,1 \cdot 10^5$  МПа, а момент инерции в масштабе моделирования –  $J_r = 93,14$  м<sup>4</sup>.

Данная величина жесткости модели грунта, которая будет использоваться и в дальнейшем, где жесткости между грунтом и плитой  $K_r \geq 10$  (Gorbunov-Posadov et al., 1984, Horikoshi and Randolph, 1997), позволяет рассматривать плиту как бесконечно жесткий элемент.

Модели свай диаметрами  $d_p = 6$  и 8 мм и длиной  $l_p = 95$  мм, изготавливали с использованием труб из алюминиевого сплава с толщиной стенок 1,25 мм. Некоторые из них были оснащены миниатюрными месдозами, расположенными на оголовке и на острие свай (рис. 1). Первые из них измеряли нагрузку  $Q_r$ , передающейся от плиты на любую из оснащенных измерительным оборудованием свай, вторые позволяли определить нагрузку  $Q_s$ , передающуюся по стволу сваи. Свая диаметром  $d_p = 8$  мм была оснащена двумя месдозами, на острие и на оголовке, что способствовало одновременному измерению  $Q_r$  и  $Q_s$ . Подобная свая рассматривалась как центральная, ее симметричное расположение относительно остальных элементов группы не позволяло рассчитать  $Q_r$  и  $Q_s$  исходя из измерений, проводимых на двух крайних сваях.

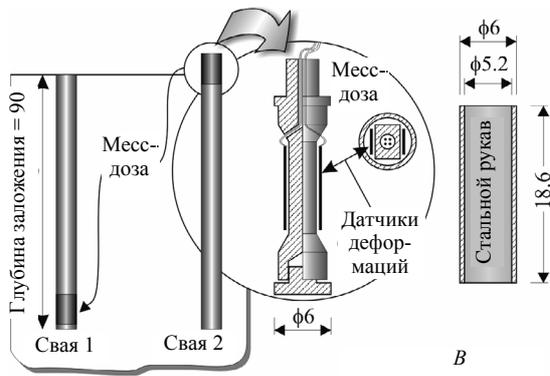


Рис. 1. Модели свай, оснащенные измерительными приборами

Модель грунта была следующая: на дне контейнера располагался 250-миллиметровый слой очень плотного песка Тоуоуга (TOS) с относительной плотностью 90%, т. е. слой имел достаточную прочность для минимизации влияния дна контейнера на результат испытаний.

На слой песка помещали слой низкопластичной глины Pontida (PC) толщиной 190 мм (табл. 1). Этот слой восстанавливался из глинистой суспензии, влажность которой в 1,5 раза превышала предел текучести. Суспензия заливалась в контейнер и уплотнялась при гидравлическом градиенте, что приводило к изменению величины эффективного вертикального напряжения  $\sigma'_y$  (рис. 2).

Таблица 1

Физические свойства глины Pontida

Удельный вес $G_s$	Предел текучести $LL, \%$	Число пластичности $PI, \%$	Содержание песка $SC, \%$	Содержание ила $LC, \%$	Содержание глины $CC, \%$
2.77	24	11	19	54	27

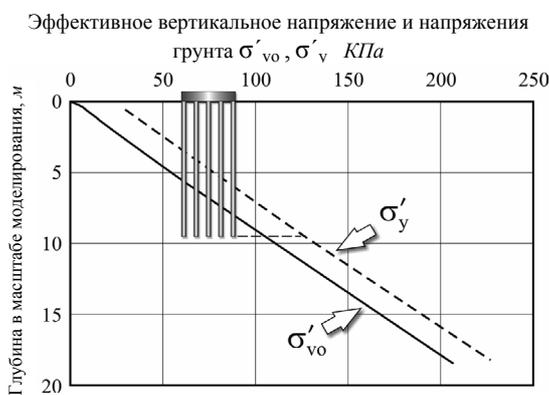


Рис. 2. Вертикальное эффективное напряжение в глине Pontida

В конце консолидации модели свай устанавливали в предварительно пробуренные в глине Pontida скважины, диаметр которых совпадал с диаметром свай. Оголовки свай аккуратно выравнивали относительно поверхности глины Pontida, а затем на них помещали тонкий верхний слой песка Тоуоуга.

В верхней части контейнера располагалась жесткая рама, удерживающая систему нагружения, линейные датчики и плиту. Собранную модель помещали в центрифугу, где в течение 8 ч повторно уплотняли при гравитационном поле 100 г. За развитием консолидации во времени следили при помощи 5 миниатюрных датчиков порового давления. В конце процесса консолидации в центрифуге проводилось испытание на стандартную пенетрацию с использованием конуса, поперечное сечение которого составило

1 см<sup>2</sup>. На рис. 3 показаны измеренные величины сопротивления внедрению конуса q<sub>c</sub>.

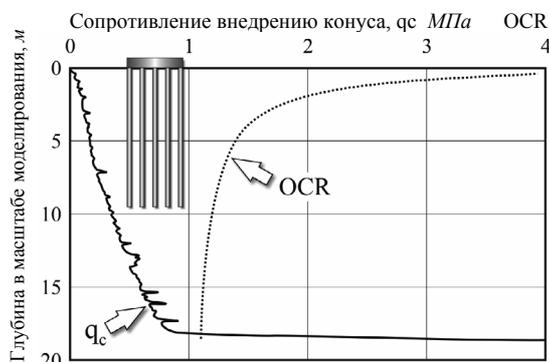


Рис. 3. Испытание конусом в центрифуге, зависимость коэффициента переуплотнения от глубины: OCR – коэффициент переуплотнения

На рис. 2 распределение напряжения  $\sigma'_{vo}$ , соответствующее процессу консолидации в центрифуге, сравнивается с подобной величиной после консолидации под действием гидравлического градиента. На рис. 3 видно, что слой РС несколько переуплотнен. На этом графике показано изменение величины коэффициента переуплотнения по глубине.

Обобщим характеристики напряженно-деформированного состояния, а также прочности глины Pontida.

Средняя величина недренированной прочности:

$$s_u = S\sigma'_v(\text{OCR})^\alpha, \quad (1)$$

где  $S$  – отношение недренированной прочности для нормально уплотненной глины, величина которого согласно результатам опытов DSS-CK<sub>0</sub>U равна 0,24;  $\alpha$  – экспериментальная экспонента, в данном случае равная 0,75 (см. Ladd, 1991); эффективное напряжение огибающей прочности в критическом состоянии

$$\phi'_{cs} = 25^\circ 1/2; \quad (2)$$

начальный касательный модуль сдвига ( $\gamma \leq 10^{-5}$ )

$$G_0 = 355,5 (p')^{0,67} \text{ МПа}, \quad (3)$$

где  $p'$  – среднее эффективное напряжение, МПа.

Уменьшение модуля сдвига по мере увеличения октаэдральной деформации сдвига  $\gamma$  приведено на рис. 4.

Наклон кривой начальной изотропной компрессии в осях  $\log p'$  – коэффициент пористости  $e$

$$\lambda = 0,06. \quad (4)$$

После консолидации грунта в центрифуге плиту постепенно опускали по возможности равномерно до контакта с оголовками свай.

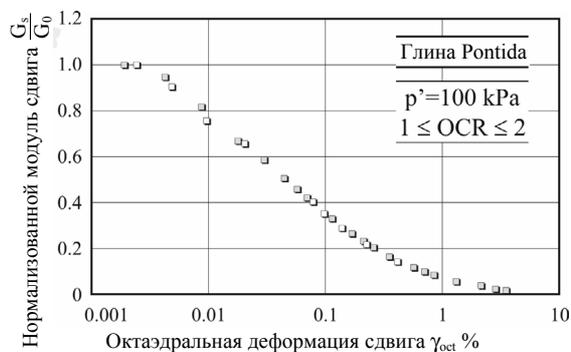


Рис. 4. Уменьшение нормализованного модуля сдвига с деформацией

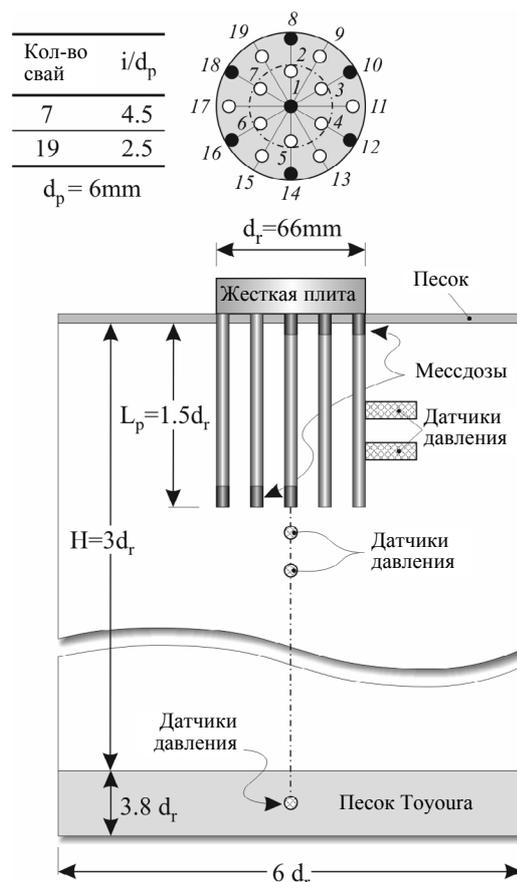


Рис. 5. Модель плитно-свайного фундамента в центрифуге

В ходе испытаний вертикальную нагрузку прикладывали постепенно с помощью гидравлической системы, затем ее величина оставалась постоянной до завершения консолидации, что фиксировалось пьезометрами.

## 2. ПРОГРАММА ИСПЫТАНИЙ

Испытания по нагружению проводили на различных категориях моделей, данные по которым обобщены в табл. 2:

Таблица 2

Программа испытаний

Но-мер испы-тания	Описание	$d_p$ [мм] центральная	Но-мер сваи	Рас-стояние $i/d_p$
1	Плитно-свайный фундамент	8	1	---
2	Плита без свай	---	---	---
3	Эквивалентная опора	66	---	---
4	Плитно-свайный фундамент (ПСФ)	8	19	2,5
5	ПСФ	8	7	4,5
6	Отдельно стоящая свая	8	1	
7	ПСФ	8	7	4,5
8	ПСФ	6	7	4,5
9	ПСФ	6	19	2,5
10	ПСФ	6	19	2,5
11	ПСФ	6	7	4,5
12	ПСФ	6	7	4,5
13	Отдельно стоящая свая	6	1	
14	ПСФ	6	7	4,5
15	ПСФ	6	7	4,5
16	ПСФ	6	19	2,5
17	ПСФ	6	19	2,5

1. К плите без свай (№ 2) ступенями прикладывали нарастающую нагрузку.

2. Эквивалентную опору диаметром 66 мм погружали на глубину 100 мм, что соответствовало глубине залегания острия сваи. Опору, равную по весу плитно-свайному фундаменту, изготавливали из сплава алюминия, затем к ней ступенями прикладывали нагрузку, как к плите без свай.

3. Отдельно стоящая свая (испытание № 6,  $d_p = 6$  мм, испытание № 13,  $d_p = 8$  мм).

4. Плита, опирающаяся на одну центральную сваю (№ 1).

5. Плита на 7 сваях, расположенных с пролетом  $i = 4,5 d_p$  (№ 5, 7, 8, 11, 12, 14 и 15), рис. 6.

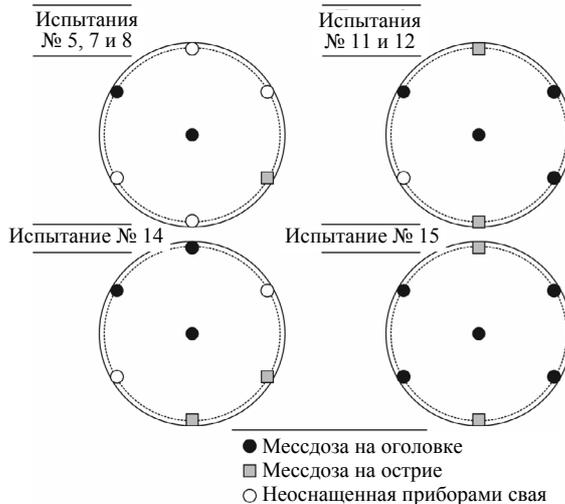


Рис. 6. Плита, опирающаяся на 7 свай

Плита на 19 сваях, расположенных на расстоянии  $i = 4,5 d_p$  друг от друга (№ 4, 9, 10, 16 и 17), рис. 7.

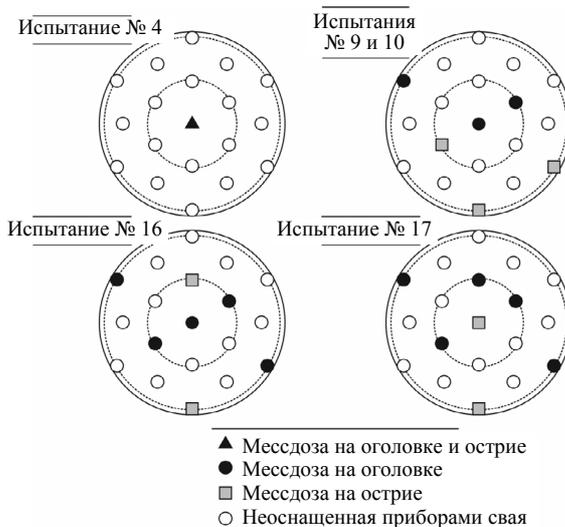


Рис. 7. Плита, опирающаяся на 19 свай

## 3. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ

Обобщенный график (рис. 8) результатов пяти испытаний в центрифуге построен в осях общей нагрузки, прикладываемой к плите  $P_1$  в масштабе моделирования, и относительной

осадки плиты ( $s_r/d_r$ ), измеренной в конце консолидации при каждом нарастании нагрузки. Точки соответствуют экспериментальным данным. Эти данные позволяют вычислить коэффициент уменьшения осадки:

$$\rho = \frac{\text{осадка плитно-свайного фундамента}}{\text{осадка плиты без свай}}, \quad (5)$$

что показано на рис. 9 как функция количества свай.

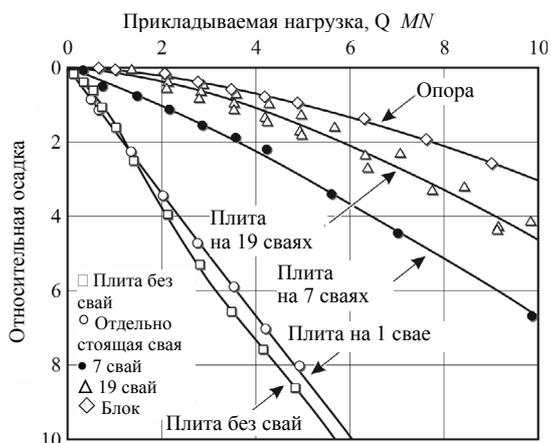


Рис. 8. График «нагрузка–осадка» в масштабе моделирования

В рассматриваемом случае  $\rho$  может считаться коэффициентом эффективности свай под очень жесткой плитой, которые работают как сваи для уменьшения осадки. На рис. 9 показано, что при испытании плиты на 7 сваях  $\rho = 0,3$ , т. е. осадка уменьшается на 70% по сравнению с плитой без свай. Граница возможных преимуществ максимальной эффективности использования свай для уменьшения осадок в данном случае представлена эквивалентной опорой (испытание № 3), что соответствует значению  $\rho = 0,10$ . К этой верхней границе приближается и величина  $\rho = 0,18$ , характеризующая плитно-свайный фундамент с 19 сваями.

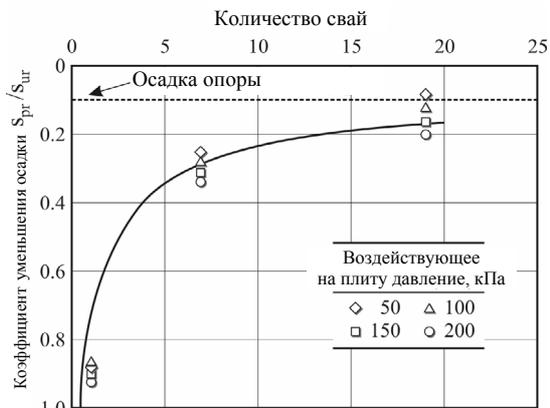


Рис. 9. Коэффициент уменьшения осадки как функция количества свай

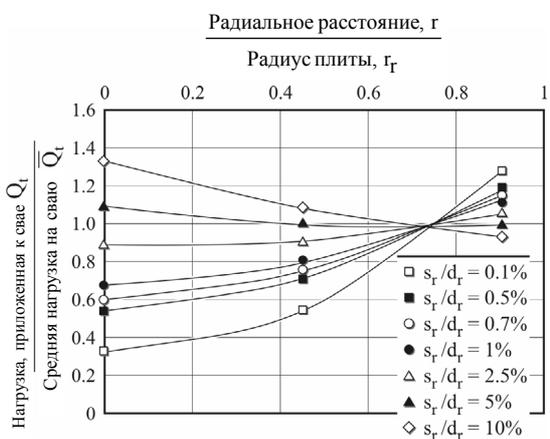


Рис. 10. Распределение нагрузки как функция относительной осадки плиты

Показанные на рис. 9 величины  $\rho$  были получены при изменении величин давления на плиту в пределах 50...200 кПа. Это указывает на то, что величина прилагаемой нагрузки практически не влияет на предел рабочих величин  $\rho$ . Эти результаты хорошо соответствуют данным, полученным другими исследователями (например, Burland, 1995; Horikoshi, 1995; El-Mossallamy & Franke, 1997; Horikoshi & Randolph, 1998).

На рис. 10 показано распределение нагрузки, передающейся на сваи, как функции радиального расстояния ( $r$ ) от центра плиты, нормализованной по отношению к радиусу плиты ( $r_r$ ) и выраженной через функцию относительной осадки ( $s_r/d_r$ ). Особенно интересны величины  $s_r/d_r = 0,10$ , отражающие явную концентрацию нагрузки свай, располо-

женных по периметру плиты  $Q_t = 1,28 Q_t$ , что отличается от центральной сваи, где в ходе испытаний получилось  $Q_t = 0,32 Q_t$ ,  $Q_t$  – нагрузка, передаваемая на данную сваю,  $Q_t$  – средняя нагрузка на сваю в свайной группе.

Характер распределения нагрузки, полученный в ходе испытаний  $s_r/d_r = 0,10$ , хорошо соотносится с результатами теории упругости (Poulos & Davis, 1980; Randolph, 1994, 2003).

По мере того, как из-за возрастания пластических деформаций увеличивается относительная осадка грунта, расположенного рядом со сваями, характер распределения нагрузки изменяется, и при очень больших смещениях она становится однородной.

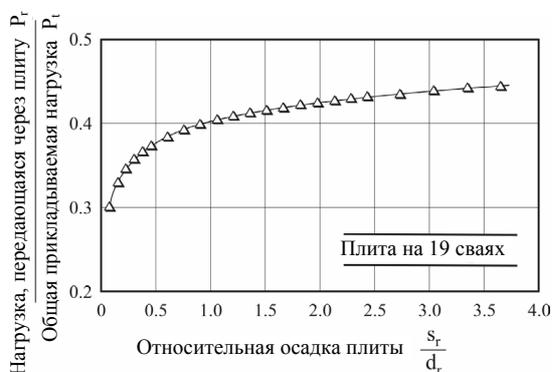


Рис. 11. Механизм распределения нагрузки на основании испытаний в центрифуге

На рис. 11 представлен механизм распределения нагрузки между плитой и группой из 19 свай на основании испытаний в центрифуге. На этом графике отношение  $P_r/P_t$  дается как функция относительной осадки плиты, где  $P_t$  – общая нагрузка, прикладываемая к плите;

$P_r$  – нагрузка, передающаяся с плиты на основание.

В результате при  $s_r/d_r = 0,1$  величина общей нагрузки, распределяемой между сваями, составляет примерно 67% и уменьшается по мере увеличения осадки плиты.

Для дальнейшего исследования механизма передачи нагрузки на сваи под плитой можно сравнить величины  $Q_t$  и  $Q_s$ , измеренные для отдельно стоящей сваи (испытание № 6) и для центральной сваи в плитно-свайном фундаменте на 7 и 19 сваях (рис. 12).

Все нагрузки на этом рисунке представлены в масштабе моделирования.



Рис. 12. Сравнение работы центральной сваи под плитой и отдельно стоящей сваи

#### 4. ВЫВОДЫ

Основываясь на результатах испытаний в центрифуге, можно сделать следующие предварительные выводы:

1. Испытания в центрифуге позволяют проанализировать работу жестких плитно-свайных фундаментов на сваях, снижающих осадку, при этом результаты хорошо согласуются с результатами предыдущих численных и модельных испытаний.

2. В диапазоне рабочей нагрузки распределение нагрузки между жесткой плитой и свайной группой является неравномерным и схоже с результатами, получаемые при помощи линейно-упругого анализа.

3. Испытания доказывают эффективность проектирования на основании концепции применения свай для уменьшения осадки, а также целесообразность использования испытаний в центрифуге как инструмента для развития и подтверждения взаимосвязанных критериев проектирования.

4. На рис 12 можно увидеть, что механизм передачи нагрузки через трение по стволу сваи внутри группы свай для уменьшения осадки отличается от такого же механизма для отдельно стоящей сваи. В основном это различие вызвано влиянием нагрузки, передаваемой с плиты на грунт, и дополнительными ограничениями.

## Список литературы

- Baldi, G., Belloni, G., Maggioni, W. 1988. The ISMES Geotechnical Centrifuge. *Centrifuge 88*, Corté ed., pp.45–48, Balkema, Rotterdam.
- Burland, J.B. 1995. Piles as Settlement Reducers. *19 Convegno Nazionale di Geotecnica*, Pavia. Vol.2, pp.21–34.
- Burland, J.B., Broms, B.B. and De Mello, V.F.B. 1977. Behaviour of Foundations and Structures. *9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol.2, pp.495–546.
- Cooke, R.W. 1986. Piled Raft Foundations on Stiff Clays – A Contribution to Design Philosophy, *Géotechnique*, No.2, pp.169–203.
- El-Mossallamy, Y. and Franke, E. 1997. Piled Rafts: Numerical Modelling to Simulate the Behaviour of Piled Raft Foundations. *Published by the Authors*. Darmstadt, Germany.
- Fioravante, V. 1997. On the Physical Model Tests Capability to Reproduce some Basic Aspects of the Pile Foundation Behaviour. *14<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering – Hamburg 1997*.
- Gorbunov-Posadov, M.I., Malikova, T.A. and Solomin, W.I. 1984. Analyses of Construction on Elastic Foundation, *Editor Strojizdat*, Moscow (in russian).
- Hansbo, S. 1984. Foundations on Friction Creep Piles in Soft Clays. *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, Editor S. Prakash, Vol.II, pp.913–922.
- Hansbo, S. and Jendebly, L. 1983. Case Study of Two Alternative Foundation Principles; Conventional Friction Piling and Creep Piling. *Väg-och Vattenbyggaren*, No.7 and 8, pp.29–31.
- Horikoshi, K. 1995. Optimum Design of Piled Raft Foundations, *Ph. D. Thesis*, The Univ. of Western Australia.
- Horikoshi, K. and Randolph, M.F. 1997. On the Definition of Raft-Soil Stiffness Ratio for Rectangular Rafts. *Géotechnique*, No.5, pp.1055–1061.
- Horikoshi, K. and Randolph, M.F. 1998. A Contribution to Optimum Design of Piled Rafts. *Géotechnique*, No.3, pp.301–317.
- Ladd, C.C. 1991. Stability Evaluation during Staged Construction. *The twenty-second Karl Terzaghi Lecture*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering 117, 4, pp.540–615.
- Mandolini, A. 2003. Design of Piled Rafts Foundations: Practice and Development. *Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Millpress, Rotterdam, 59–80.
- Mandolini, A., Russo, G. and Viggiani, C. 1997. Pali per la riduzione dei cedimenti. *Proc. Conf. Geot. di Torino, 16° Ciclo*.
- Padfield, C.J. and Sharrock, M.J. 1983. Settlement of Structures on Clay Soils, *Construction Industry Research and Information Institute*, Special Publication 27.
- Poulos, H.G. 1994. An Approximate Numerical Analysis of Pile-Raft Interaction, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.1, No.18, pp.73–92.
- Poulos, H.G. and Davis, E.H. 1980. Pile Foundation Analysis and Design, *John Wiley and Sons*, New York.
- Randolph, M.F. 1994. Design Methods for Pile Group and Piled Rafts, *Proc. 13<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi.
- Randolph, M.F. 2003. Science and Empiricism in Pile Foundation Design. *43<sup>rd</sup> Rankine Lecture. Geotechnique 53 (10)*, pp 847–875.
- Randolph, M.F. and Clancy, P. 1994. Design and Performance of a Piled Raft Foundation, *ASCE, GSP 40*, pp.314–324.
- Randolph, M.F., Jamiolkowski, M.B. and Zdravkovic, L. 2004. Load Carrying Capacity of Foundations. *Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference*, Eds. Jardine, Potts and Higgins, pp.207–240.
- Russo, G. and Viggiani, C. 1998. Factors Controlling Soil-Structure Interaction for Piled Rafts. *International Conference on Soil-Structure Interact. in Urban Civil Engineering*, Ed. Katzenbach, R., and Arslan, U., Darmstadt.
- Russo, G., Viggiani, C. and De Sanctis, L. 2004. Piles as Settlement Reducers: a Case History. *Advances in Geotechnical Engineering*, The Skempton Conference, Thomas Telford, London, 2, pp.1143–1154.
- Sommer, H., Tamaro, G. and De Benedittis, C. 1991. Messe Turm, Foundations for the Tallest Building in Europe. *Proc. 4<sup>th</sup> International Conference on Piling and Deep Foundations*, Stresa, Balkema, Rotterdam, pp.139–145.
- Viggiani, C. 1998. Pile Groups and Piled Rafts Behaviour. *Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Geot. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Ghent, 77–94.
- Viggiani, C. 2001. Analysis and Design of Piled Foundations. *1<sup>st</sup> Arrigo Croce Lecture*. *Rivista Italiana di Geotecnica*, No.1, pp.47–75.