DOI: 10.15593/2224-9826/2018.3.02

УДК 624.154

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ КРУПНОМАСШТАБНЫХ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ НА ГОРИЗОНТАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ И ИХ РАСЧЕТ

А.Л. Готман¹, А.З. Гайсин^{1,2}

¹ Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Пермь, Россия

² ООО НПП «ЭкспертГеоПроект», Уфа, Россия

О СТАТЬЕ

Получена: 12 января 2018

Принята: 23 апреля 2018

Опубликована: 28 сентября 2018

Ключевые слова:

буронабивные сваи, горизонтальная нагрузка, большой диаметр, гибкость сваи, расчет, анализ.

АННОТАЦИЯ

Рассмотрена проблема проектирования фундаментов здания из длинных буронабивных свай большого диаметра. Такие сваи чаще всего применяются при строительстве зданий и сооружений, на фундаменты которых передаются большие нагрузки, причем такие здания часто строятся на площадках со сложными грунтовыми условиями. При проектировании фундаментов с применением таких свай возникает необходимость их расчета на горизонтальную нагрузку и изгибающий момент. В статье предложена методика расчета свай на горизонтальную нагрузку по жесткой схеме с учетом многослойности основания. Были проведены экспериментальные исследования по специально разработанной методике испытания свай на горизонтальную нагрузку. Использовался специальный арматурный каркас с тензометрическими датчиками и инклинометрической трубой. Величины деформаций и перемещений регистрировались комплексом измерительной аппаратуры фирмы, представившей датчики. По данным измерений в инклинометрической трубе во время испытания снимались накопительные горизонтальные отклонения по всему стволу сваи. На примере анализа полевых натурных испытания свай большого диаметра показаны недостатки существующих нормативных методов расчета свай на горизонтальную нагрузку и методик, основанных на работе свай по жесткой схеме, для расчета длинных свай большого диаметра. Для учета нелинейной деформативности грунтового основания при расчете горизонтально нагруженных свай по данной методике была создана компьютерная программа с модулем итерационного приближения, учитывающим изменение коэффициента постели грунта при достижении напряжений в грунте предельного значения. Поставлены цели для дальнейшего исследования буронабивных свай большого диаметра и усовершенствования методик их расчета на горизонтальную нагрузку.

© ПНИПУ

© Готман Альфред Леонидович – доктор технических наук, профессор, e-mail: gotmans@mail.ru.

Гайсин Айрат Закиевич – аспирант, e-mail: GaisinA13@mail.ru.

Alfred L. Gotman – Doctor of Technical Sciences, Professor, e-mail: gotmans@mail.ru.

Airat Z. Gaisin – Postgraduate Student, e-mail: GaisinA13@mail.ru.

STUDY OF THE LARGE-SCALE BORED PILES ON THE HORIZONTAL LOAD AND THEIR CALCULATION

A.L. Gotman¹, A.Z. Gaisin^{1,2}

¹ Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russia

² Ltd. NPP "ExpertGeoProjekt", Ufa, Russia

ARTICLE INFO

Received: 12 January 2018

Accepted: 23 April 2018

Published: 28 September 2018

Keywords:

bored piles, horizontal loading, the larger diameter, the flexibility of the pile, calculation, analysis.

ABSTRACT

This article is about the problems of the engineering of the building foundation using long in big diameter bored piles. Such piles are most often used in the construction of buildings and structures, the foundations of which are transferred to heavy loads, and such buildings are often built on sites with complex soil conditions. When designing foundations with the use of such piles there is a need for their calculation of the horizontal load and bending moment. The method of the calculation of piles on the horizontal loading by hard scheme keeping in mind multilayer of the base is proposed in this article. Experimental studies have been carried out on a specially developed method of testing piles for horizontal load. A special reinforcement cage with strain gauges and inclinometric pipe was used. The values of deformations and displacements were recorded by the complex of measuring equipment of the company that presented the sensors. According to the inclinometer measurements in the pipe during the test was filmed cumulative horizontal deflection around the pile shaft. On the example of the analyze of the field real tests of the piles in big diameters are shown the disadvantages of real normative methods of calculation of piles on horizontal loads and methods basing on the work of piles on hard scheme for the calculation long piles in big diameters. To take into account the nonlinear deformation of the soil base, when calculating horizontally loaded piles by this method, a computer program with an iterative approximation module was created that takes into account the change in the soil bed coefficient when reaching the limit value in the soil. There is a purpose to research the bored piles in big diameters and to improve the methods of the calculation on horizontal load.

© PNRPU

Введение

В настоящее время интенсивно развивается строительство высотных зданий, крупных торгово-развлекательных комплексов, большепролетных промышленных и гражданских зданий и сооружений, на фундаменты которых передаются большие нагрузки, в том числе горизонтальные и моментные, причем зачастую такие здания строятся на площадках со сложными грунтовыми условиями. Следовательно, главной задачей при конструировании и расчете таких фундаментов, с целью получения оптимального и экономичного конструктивного их решения, является умение теоретически прогнозировать усилия в свае и ее деформации.

Совершенствованию этих методов расчета посвящены работы В.Б. Шахирева [1–3], Я.Ш. Зиязова [4, 5], А.С. Буслова [6], В.Г. Березянцева [7], М.Н. Горбунов-Посадова [8], L.C. Reese [9], R.F. Scott [10], T.G. Davies [11], D.A. Brown [12, 13].

С ростом этажности зданий и пролетов промышленных цехов увеличиваются нагрузки на фундаменты здания. В этой связи все большее применение находят крупноразмерные сваи с высокой несущей способностью, как правило, это буронабивные сваи большого диаметра (до 1,5–2,0 м) и большой длины (30 м и более).

Выбор фундамента здания в виде буронабивных свай большого диаметра объясняется их экономической целесообразностью. Широкая возможность вариации сечения и длины свай позволяет добиться максимального использования несущей способности свай на горизонтальную нагрузку, как по грунту, так и по материалу свай.

Горизонтально нагруженные сваи в грунте по схеме работы подразделяют на жесткие, гибкие и сваи конечной жесткости [14]. К жестким относятся сваи, поворачивающиеся в грунте под действием момента и горизонтальной нагрузки без существенного изгиба вокруг так называемой точки нулевых перемещений. Для жестких свай разрушение системы «свая – грунт» происходит за счет потери несущей способности грунта основания. При этом материал самой сваи остается, как правило, недоиспользованным.

Гибкими считаются сваи, имеющие перемещение и изгиб ствола до некоторой глубины, ниже которой свая не деформируется. Истощение несущей способности гибкой сваи происходит с изломом сваи при достижении критических изгибающих моментов.

Сваями конечной жесткости считаются сваи, у которых поворот в грунте относительно нулевой точки происходит со значительным изгибом ствола самой сваи, при этом имеет место некоторое перемещение нижнего конца сваи. Для свай конечной жесткости характерно как максимальное использование материала самой сваи, так и максимальное включение в работу грунтового основания.

При проектировании фундаментов с применением таких свай возникает необходимость их расчета на горизонтальную нагрузку и изгибающий момент. Однако существующие методы расчета, в том числе изложенные в нормативных документах, неприменимы для таких свай, поскольку схема их работы в грунте существенно отличается от свай с небольшим поперечным сечением.

Так, в СП «Свайные фундаменты» принята расчетная схема, в которой реализуется модель местных деформаций, а нормальное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи характеризуется коэффициентом постели, изменяющимся по глубине линейно в виде непрерывной функции, т.е. не учитывается многослойность основания.

Для свай с небольшим поперечным сечением (30×30, 40×40 см) «рабочая длина» сваи в грунте не превышает 3–4 м, поэтому данная расчетная схема вполне приемлема, так как в пределах такой глубины наличие нескольких слоев с сильно изменяющимися деформационными характеристиками маловероятно. Дальнейшее увеличение длины таких свай не дает повышения несущей способности на горизонтальную нагрузку в силу малой их изгибной жесткости. Свая изгибается, вовлекая в работу только верхние слои грунта.

Для свай с большим поперечным сечением, в силу большой их изгибной жесткости, «рабочая длина» сваи значительно больше – может достигать 10–15 м, а в слабых грунтах – и 20 м, поэтому для получения надежных результатов в расчетной схеме следует учитывать многослойность основания, каждый слой в котором имеет свои характеристики. В слабых грунтах схема работы таких свай может оставаться «жесткой» для значительных глубин до 10–12 м. А переход в гибкую схему работы, в зависимости от характеристик грунта, происходит при длинах свай более 20–30 м.

Требуют изучения и подтверждения возможности применения для буронабивных свай значения коэффициента пропорциональности по табл. В.1 приложения СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты», с помощью которого определяется коэффициент постели, так как этот коэффициент, учитывающий уплотнение грунта при забивке сваи, получен и дается для забивных свай. Кроме того, необходимо дать оценку влиянию масштабного фактора при определении этого коэффициента и учесть нелинейность деформирования грунта. Целесообразно также изучить возможность определения коэффициента постели с использованием модуля деформации и по данным статического зондирования.

Неприемлем также и метод определения «расчетной ширины» свай, изложенный в СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты», из-за влияния масштабного фактора.

1. Расчетная схема

Буронабивная свая большого диаметра в зависимости от ее длины и размеров поперечного сечения будет деформироваться (изгибаться) в грунте при действии на нее горизонтальной нагрузки по одной из трех схем: как абсолютно жесткая, конечной жесткости и гибкая.

В ряде случаев при большой изгибной жесткости и небольшой длине свай расчет на горизонтальную нагрузку можно выполнять по «жесткой» схеме. Для свай, работающих по жесткой схеме, можно условно принять линейную зависимость напряжения в грунте от горизонтального перемещения свай U_z :

$$q_z = C_z U_z, \quad (1)$$

где C_z – коэффициент постели.

Следовательно, можно сделать вывод, что на начальных этапах деформации свай эпюра давлений грунта будет иметь вид, представленный на рис. 1, а. Однако вполне очевидно, что напряжения в грунте с перемещением свай не могут расти до бесконечности. При достижении некоторого значения рост напряжения $R_{\max}$ прекращается (рис. 1, б), а зависимость перемещения свай от приложенной нагрузки перестает иметь линейный вид.

Рис. 1. Эпюра напряжения в грунте горизонтально нагруженной свай:
а – на стадии линейной деформации грунта; б – после начала пластических деформаций грунта
Fig. 1. Stress plot in the ground of a horizontally loaded pile: а – at the stage of linear deformation of the soil; б – after the beginning of plastic deformation of the soil

При достижении в грунте предельного значения напряжения $R_{\max}$ начинаются пластические деформации грунта. В Руководстве по проектированию и устройству заглубленных сооружений НИИСК Госстроя СССР¹ представлена схема, где свая рассматривается как препятствие на пути движения грунта (оползня), вследствие чего со стороны напользания грунта у заглубленного сооружения (свай) образуется уплотненная зона из напользающего грунта. Дальнейшее движение грунта вызывает образование поверхностей скольжения в уплотненной зоне (рис. 2).

¹ Руководство по проектированию и устройству заглубленных инженерных сооружений / НИИСК Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1986. 120 с.

Рис. 2. Схема обтекания грунтом одиночной свайной опоры

Fig. 2. The flow diagram primer single pile supports

Согласно теории предельного равновесия связно-сыпучей среды сдвиговые деформации в области предельно напряженной среды всегда происходят по двум семействам поверхностей скольжения, располагающихся симметрично относительно направления главного напряжения и пересекающихся под углом

$$\theta = 90 - \varphi. \quad (2)$$

В этом случае в каждом поперечном сечении свайной опоры, обтекаемом грунтом при достижении предельного сопротивления, призма обтекания может быть представлена в виде трехгранника (см. рис. 2), опирающегося своим основанием на сваю и боковыми гранями, пересекающимися под углом θ .

Условие предельного равновесия системы «свая – грунтовое основание» в этом случае можно будет записать в виде следующей формулы:

$$Q_{\max} = E_p \cdot \sin \varphi \cdot d + E_p \cdot \cos \varphi \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{d}{\sin \varphi} + \\ + (E_p \cdot \operatorname{tg} \varphi + c) \cdot \cos \varphi \cdot d - (E_p \cdot \operatorname{tg} \varphi + c) \cdot \sin \varphi \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{d}{\sin \varphi}, \quad (3)$$

где E_p – пассивное давление грунта; d – диаметр (сторона) сваи; c – удельное сцепление грунта; φ – угол внутреннего трения грунта.

В формуле (3) первые два слагаемых являются горизонтальной составляющей от пассивного давления грунта на боковые поверхности треугольника уплотненного грунта. Следующие два слагаемых – сила трения на поверхности скольжения.

После преобразования формула (3) сократится до следующего вида:

$$Q_{\max} = 2E_p \cdot \sin \varphi \cdot d + E_p \cdot d - E_p \cdot \operatorname{tg}^2 \varphi \cdot d + c \cdot d (\cos \varphi - \operatorname{tg} \varphi). \quad (4)$$

Предельное давление на единицу длины сваи $R_{\max}$ запишется как

$$R_{\max} = \frac{Q_{\max}}{d} = 2E_p \cdot \sin \varphi + E_p - E_p \cdot \operatorname{tg}^2 \varphi + c \cdot (\cos \varphi - \operatorname{tg} \varphi). \quad (5)$$

Учет предельного напряжения грунта $R_{\max}$ в стандартных методах расчета свай, работающих по жесткой или гибкой схеме, можно достичь итерационными методами последовательного приближения, где при достижении в грунте значения напряжения $R_{\max}$ выполняется уточнение коэффициента постели грунта по формуле (6) и расчет перемещения сваи повторяется.

$$\left. \begin{aligned} q_z \leq R_{\max} &\rightarrow C_z = C_z, \\ q_z > R_{\max} &\rightarrow C_z = \frac{R_{\max}}{U_z}. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

2. Метод расчета

Ниже представлена методика расчета на горизонтальную нагрузку свай, работающих по жесткой схеме в многослойном основании. Для учета нелинейной деформативности грунтового основания при расчете горизонтально нагруженных свай по данной методике была создана компьютерная программа с модулем итерационного приближения, учитывающим изменение коэффициента постели грунта при достижении в грунте предельного напряжения $R_{\max}$.

Расчетная схема для расчета горизонтально нагруженных свай представлена на рис. 3. При выводе формул по данной методике приняты следующие предпосылки:

1. Основание по глубине в пределах длины сваи неоднородное, многослойное, разбито на n слоев с постоянными в пределах каждого i -го слоя коэффициентами постели K_i .
2. Размер сечения сваи по глубине d – постоянный, жесткость на изгиб принята бесконечной.
3. Изменение горизонтального перемещения сваи U_z по глубине принимаем как для жесткого стержня в упругой среде в виде

$$U_z = U_0(1 - z/l_0), \quad (7)$$

где U_0 – горизонтальное перемещение сваи в уровне поверхности грунта; l_0 – глубина расположения точки нулевых перемещений, $l_0 = U_0/\varphi_0$; φ_0 – угол поворота сваи в уровне поверхности грунта.

4. Давление грунта q_z на единицу длины сваи пропорционально ее горизонтальному перемещению U_z и коэффициенту постели K_z :

$$q_z = dK_z U_z. \quad (8)$$

Из условия равновесия действующих и реактивных сил в соответствии с расчетной схемой на рис. 3 запишем поперечную силу Q_z и изгибающий момент M_z в произвольном сечении сваи на глубине z при действии внешних горизонтальной нагрузки H_0 и изгибающего момента M_0 :

$$Q_0 = H_0 - Q_z^{\text{гп}}; \quad M_z = M_0 + H_0 z - M_z^{\text{гп}}. \quad (9)$$

Рис. 3. Расчетная схема буронабивной сваи
Fig. 3. Calculation scheme of bored pile

Исходя из принятых выше предпосылок, запишем сопротивление грунта $q_{\bar{z}}$ на глубине $\bar{z}$:

$$q_{\bar{z}} = d \cdot U_0 \cdot K_{\bar{z}} \cdot \left(1 - \frac{\bar{z}}{l_0}\right). \quad (10)$$

Здесь $K_{\bar{z}}$ – коэффициент постели i -го слоя грунта соответствующего глубине $\bar{z}$.

Тогда поперечная сила $Q_{zi}^{\text{пр}}$ и изгибающий момент $M_{zi}^{\text{пр}}$ в произвольном сечении сваи z от сопротивления грунта $q_{\bar{z}}$ i -го слоя составят:

$$\begin{aligned} Q_{zi}^{\text{пр}} &= U_0 \cdot K_i \cdot d \int_{z_{i-1}}^z \left(1 - \frac{\bar{z}}{l_0}\right) \cdot d \cdot \bar{z}, \\ M_{zi}^{\text{пр}} &= U_0 \cdot K_i \cdot d \int_{z_{i-1}}^z \left(1 - \frac{\bar{z}}{l_0}\right) (z - \bar{z}) \cdot d \cdot \bar{z}. \end{aligned} \quad (11)$$

После интегрирования выражений (11), суммирования по длине сваи до слоя j , в котором расположено сечение z , и преобразований с учетом значения l_0 выражения (9) будут иметь вид

$$Q_Z = H_0 + U_0 \cdot \Phi_1 + \varphi_0 \cdot \Phi_2, \quad M_Z = M_0 + H_0 \cdot z + U_0 \cdot \Phi_3 + \varphi_0 \cdot \Phi_4, \quad (12)$$

где

$$\left. \begin{aligned} \Phi_1 &= -d \cdot a_z; \quad \Phi_2 = -d \cdot \frac{b_z}{2}, \\ \Phi_3 &= \frac{d}{12} (-12a_z + 6b_z) = \frac{d}{2} (b_z - 2a_z \cdot l), \\ \Phi_4 &= \frac{d}{12} (6b_z - 4d_z) = \frac{d}{6} (3b_z l - 2d_z); \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

$$\left. \begin{aligned} a_z &= \sum_{i=1}^j K_i (z_i - z_{i-1}); \quad b_z = \sum_{i=1}^j K_i (z_i^2 - z_{i-1}^2), \\ d_z &= \sum_{i=1}^j K_i (z_i^3 - z_{i-1}^3), \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

где j – количество слоев выше сечения z ; K_i – коэффициент постели i -го слоя грунта.

Принимая в (12) $z = l$, а в (14) $j = n$, с учетом граничных условий на нижнем конце сваи $Q_l = 0$ и $M_l = 0$, получим систему двух уравнений, из решения которой определятся формулы для вычисления значений перемещения U_0 и угла поворота φ_0 сваи в уровне поверхности грунта:

$$\left. \begin{aligned} U_0 &= H_0 \cdot \delta_{\text{нн}} + M_0 \cdot \delta_{\text{мн}} \\ \varphi_0 &= H_0 \cdot \delta_{\text{нм}} + M_0 \cdot \delta_{\text{мм}} \end{aligned} \right\}, \quad (15)$$

где $\delta_{\text{нн}}$ и $\delta_{\text{мн}}$ – горизонтальное перемещение и угол поворота сваи в уровне поверхности грунта от $H_0 = 1$; $\delta_{\text{нм}}$ и $\delta_{\text{мм}}$ – горизонтальное перемещение и угол поворота сваи в уровне поверхности грунта от $M_0 = 1$.

Значения $\delta_{\text{нн}}$, $\delta_{\text{мн}}$, $\delta_{\text{нм}}$ и $\delta_{\text{мм}}$ определяются по формулам

$$\delta_{\text{нн}} = \frac{\Phi_4 - l\Phi_2}{\eta}; \delta_{\text{нм}} = \delta_{\text{мн}} = -\frac{\Phi_2}{\eta}; \delta_{\text{мм}} = \frac{\Phi_1}{\eta}, \quad (16)$$

где $\eta = \Phi_2 \cdot \Phi_3 - \Phi_1 \cdot \Phi_4$.

Значения Φ_1 , Φ_2 , Φ_3 и Φ_4 определяются по формулам (13) и (14), причем в формулах (14) суммирование производится по всей длине сваи l .

Расчетный изгибающий момент M_z и поперечная сила Q_z в сечении сваи на глубине z определяются по формулам (12). При этом в формулах (14) суммирование производится от первого слоя до слоя, в котором находится сечение z .

Далее выполняется послойная проверка – уточнение коэффициентов постели грунта согласно условию (6), и расчет перемещения и угла поворота оголовка сваи повторяется с последующей проверкой условия по изменению перемещения за выполненный шаг расчета:

$$\begin{aligned} U_{0(i)} - U_{0(i-1)} > \Delta U &\rightarrow \text{выполняется следующий шаг расчета последовательного} \\ &\text{приближения} \\ U_{0(i)} - U_{0(i-1)} < \Delta U &\rightarrow \text{окончание цикла расчета} \end{aligned}$$

Для реализации метода расчета на практике необходимо экспериментально изучить особенности напряженно-деформированного состояния системы «горизонтально нагруженная свая – основание». С этой целью были выполнены натурные эксперименты на опытной площадке Инженерно-геологические условия опытной площадки представлены в таблице.

Физико-механические свойства грунта
Physical and mechanical properties of soil

Номер ИГЭ	Наименование грунта	Расчетные характеристики грунта						модуль деформации грунта, МПа
		при доверительной вероятности 0,85			при доверительной вероятности 0,95			
		плотность грунта, г/см ³	угол внутрен- него тре- ния, град	удельное сцепле- ние, МПа	плотность грунта, г/см ³	угол внутрен- него тре- ния, град	удельное сцепле- ние, МПа	
1	Технический грунт	Расчетное сопротивление $R_0 = 100$ кПа						
2	Суглинки мягкопластич- ные и текучепластичные	1,76	15,3	0,026	1,74	14,5	0,025	6
2а	Глины мягкопластичные и текучепластичные	1,71	8,7	0,022	1,69	8,2	0,02	5
3	Суглинки твердые и полутвердые	1,96	22,1	0,04	1,95	21,6	0,038	27
3а	Глины твердые и полутвердые	1,89	14,9	0,045	1,88	14,3	0,042	26
4	Супеси пластичные	1,99	21,6	0,014	1,97	20,1	0,014	7
5	Супеси твердые	1,85	27,5	0,021	1,81	26	0,019	36
6	Пески пылеватые, плот- ные, водонасыщенные	1,87	32,1	0,068	1,72	31,9	0,005	32
7	Пески средней крупности, плотные, водонасыщенные	1,85	37	0,004	1,7	36,9	0,004	41

3. Экспериментальные исследования

Для проведения экспериментальных исследований была разработана специальная методика испытаний свай на горизонтальную нагрузку, в соответствии с которой были изготовлены две опытные буронабивные сваи диаметром сечения 1,5 м, длиной 25 м. Схема опытной сваи представлена на рис. 4.

Рис. 4. Схема опытной сваи
Fig. 4. Scheme of the experimental piles

Бурение скважин осуществлялось установкой БАУЭР в осадной трубе. В пробуренную скважину установлен специальный арматурный каркас с тензометрическими датчиками и инклинометрической трубой, установленной для дополнительного контроля за перемещением сваи методом инклинометрии. Наблюдения производятся при помощи комплекта измерительного оборудования, который включает в себя портативный вертикальный инклинометрический зонд, катушку измерительного кабеля и регистрирующее устройство.

После установки арматурного каркаса в скважину производилось бетонирование сваи методом вертикально перемещающейся трубы. После отдыха в течение 28 сут призмечная прочность бетона составила 22 МПа.

Измерения перемещений оголовка сваи производились индикаторами часового типа 6-ПАО в уровне приложения нагрузки и на высоте 1 м от уровня приложения нагрузки. Горизонтальная нагрузка на сваю создавалась гидродомкратом с помощью масляной насосной станции ступенями по 17,5 тс каждая до нагрузки 245 тс. Давление контролировалось электронным манометром высокой точности, откалиброванным в общей схеме гидравлической системы. Величины деформаций и перемещений регистрировались комплексом измерительной аппаратуры фирмы, представившей датчики. За критерий условной стабилизации перемещения сваи принималось горизонтальное перемещение в уровне приложения нагрузки, не превышающее 0,1 мм за последние 2 ч наблюдений.

По данным измерений в инклинометрической трубе во время испытания снимались накопительные горизонтальные отклонения по всему стволу сваи.

Полученные результаты испытания свай представлены на графиках рис. 5, 6.

Рис. 5. Графики деформации: а – «нагрузка – перемещение»; б – «нагрузка – угол поворота»

Fig. 5. Deformation graphs: a – «load – displacement»; b – «load – rotation angle»

Рис. 6. График деформации сваи по высоте
Fig. 6. A graph of deformation of the pile height

Как видно из графика «нагрузка – перемещение» головы сваи, до нагрузки 105 тс эта зависимость линейная, затем график искривляется, но предельного состояния достичь не удастся, несмотря на то что перемещение сваи на уровне поверхности грунта достигает 34,38 мм при нагрузке 245 тс. При постепенном снятии нагрузки со сваи наблюдается в целом линейный спад деформации до нагрузки 70 тс, при котором контакт сваи с грунтом нарушается и происходит резкое выпрямление сваи. Остаточные деформации оголовка сваи после снятия нагрузки составляют 7,24 мм.

Зависимость «нагрузка – угол поворота» в целом аналогична графику «нагрузка – перемещение». До нагрузки 105 тс угол поворота линейно увеличивается до значения 0,0012 рад, после чего происходит искривление графика, и при нагрузке 245 тс угол поворота головы достигает значения 0,0086 рад. График разгрузки сваи в целом имеет линейную зависимость до значения 0,0048 рад при нагрузке 70 тс. После этого происходит выпрямление сваи вследствие нарушения контакта сваи с грунтом. Остаточный угол поворота головы сваи после снятия нагрузки 0,0008 рад.

Из анализа графиков деформации сваи по высоте можно отметить, что при небольших горизонтальных нагрузках на сваю (до ~90 тс) перемещения сваи по глубине близки к схеме работы сваи по «жесткой схеме». При дальнейшем увеличении нагрузки на сваю происходит ее значительный изгиб до отметки 114 м, ниже которой деформации ствола сваи волнообразно затухают по глубине. «Рабочая длина» сваи составляет ориентировочно 10–12 м.

Для оценки точности расчетов выполнены расчеты по предложенной методике и по методике СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты», с последующим сравнением полученных результатов с опытными значениями. Результаты расчета перемещения головы сваи представлены на рис. 7.

Как видно из сравнения расчетных данных с опытом, расчет по предлагаемой методике, реализующей жесткую схему, дает существенный запас, который растет с увеличением нагрузки. Это объясняется тем, что опытная свая работала по гибкой схеме, т.е. ее перемещение увеличивалось с ростом нагрузки и за счет ее изгиба, и за счет вдавливания в грунт, в то время как в расчете изгиб сваи не учитывался.

Рис. 7. Графики зависимости «горизонтальная нагрузка – перемещение головы сваи»
Fig. 7. Graphs of the “horizontal load – displacement of pile head”

Сравнение расчетных данных по методике СП24.13330.2011 с опытом показывает аналогичную закономерность, но в данном случае это объясняется неучетом многослойности основания, хотя изгибная жесткость принимается во внимание.

Исходя из полученных данных следует, что при расчете свай большого диаметра необходимо учитывать многослойность основания, нелинейность деформаций грунтового основания и изгибную жесткость свай, а также выполнять исследования по корректировке определения коэффициента постели.

Библиографический список

1. Шахирев В.Б. Новый метод расчета коротких жестких свай на горизонтальную нагрузку // Строительство и архитектура Белоруссии. – 1987. – № 1 – С. 35–36.
2. Шахирев В.Б. Расчет пирамидальных свай на горизонтальную нагрузку // Вопросы строительства и архитектуры (Минск). – 1989. – № 17. – С. 87–90.
3. Шахирев В.Б., Янышев Г.С. К расчету горизонтально нагруженных свай в условиях многослойного основания // Тр. БашНИИСтроя. – М.: Стройиздат, 1971. – Вып. 10. – С. 29–38.
4. Зиязов Я.Ш. К расчету пирамидальных свай в неоднородном основании на вертикальную и горизонтальную нагрузку // Вопросы фундаментостроения: тр. НИИпромстроя. – Уфа, 1977. – Вып. 21. – С. 40–47.
5. Зиязов Я.Ш. О погрешностях расчета свай на горизонтальную нагрузку // Сб. тр. НИИпромстроя. – М.: Стройиздат, 1974. – Вып. 14. – С. 48–59.
6. Буслов А.С. Работа свай на горизонтальную нагрузку за пределами упругости в связных грунтах. – Ташкент: Фан, 1979. – 106 с.
7. Березанцев В.Г. Расчет одиночных свай и свайных кустов на действие горизонтальных сил // Сб. тр. ЛИИЖТа, вып. 136. Теоретический. – М.: Гострансжелдориздат, 1947. – С. 62–78.
8. Горбунов-Посадов М.Н., Маликова Г.А. Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. – М.: Стройиздат, 1984. – 680 с.

9. Reese L.C., Van Impe W.F. Single piles and pile groups under lateral loading. – Netherlands: A.A. Balkema Publishers, 2001. – 507 c.
10. Scott R.F. Foundation analysis. – NJ: Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1981
11. Davies T.G., Budhu M. Non-linear analysis of laterally load-ed piles in heavily overconsolidated clays // *Geotechnique*. – 1986. – Vol. 36 (4). – P. 527–538.
12. Brown D.A., Morrison C., Reese L.C. Lateral load behavior of a pile group in sand // *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*. – 1988. – Vol. 114 (11). – P. 1261–1276.
13. Brown D.A., Shie C.F. Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile // *Computers and Geotechnics*. – 1991. – Vol. 12. – P. 149–162.
14. Готман А.Л., Гайсин А.З. Критерии оценки гибкости горизонтально нагруженных буронабивных свай // *Инженерно-геотехнические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений: материалы Всерос. науч.-техн. конф.* – СПб., 2017. – С. 58–62.

References

1. Shakhirev V.B. Novyi metod rascheta korotkikh zhestkikh svai na gorizontal'nuii nagruzku [New method of calculation of short rigid piles on horizontal loading]. *Stroitel'stvo i arkhitektura Belorussii*, 1987, no. 1, pp. 35-36.
2. Shakhirev V.B. Raschet piramidal'nykh svai na gorizontal'nuii nagruzku [Calculation of pyramidal piles for horizontal load]. *Voprosy stroitel'stva i arkhitektury (Minsk)*, 1989, no. 17, pp. 87-90.
3. Shakhirev V.B., Ianyshhev G.S. K raschetu gorizontal'no nagruzhennykh svai v usloviakh mnogosloinogo osnovaniia [For the calculation of laterally loaded piles in a layers of foundation]. *Trudy BashNIISTroia*. Moscow, Stroiizdat, 1971, iss. 10, pp. 29-38.
4. Ziiazov Ia.Sh. K raschetu piramidal'nykh svai v neodnorodnom osnovanii na vertikal'nuii i gorizontal'nuii nagruzku [Calculation of pyramidal piles in non-homogeneous based on the vertical and horizontal load]. *Voprosy fundamentostroeniia: Trdy instituta NIIPromstroia*, Ufa, 1977, iss. 21, pp. 40-47.
5. Ziiazov Ia.Sh. O pogreshnostiakh rascheta svai na gorizontal'nuii nagruzku [About errors of calculation of piles on horizontal loading]. *Sbornik trudov NIIPromstroia*. Moscow, Stroiizdat, 1974, iss. 14, pp. 48-59.
6. Buslov A.S. Rabota svai na gorizontal'nuii nagruzku za predelami uprugosti v sviaznykh gruntakh [Work of piles for horizontal load beyond the limits of elasticity in cohesive soils]. Tashkent, Fan, 1979, 106 p.
7. Berezantsev V.G. Raschet odinochnykh svai i svainykh kustov na deistvie gorizontal'nykh sil [Calculation of single piles and pile bushes on the action of horizontal forces]. *Sbornik trudov LIIZhTa, iss. 136. Teoreticheskii*, Moscow, Gostranszheldorizdat, 1947, pp. 62-78.
8. Gorbunov-Posadov M.N., Malikova G.A. Solomin V.I. Raschet konstruksii na uprugom osnovanii [Calculation of structures on elastic foundation]. Moscow, Stroiizdat, 1984, 680 p.
9. Reese L.C., Van Impe W.F. Single piles and pile groups under lateral loading. A.A. Balkema Publishers, the Netherlands, 2001, 509 p.
10. Scott R.F. Foundation analysis. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1981.

11. Davies T.G., Budhu M. Non-linear analysis of laterally load-ed piles in heavily overconsolidated clays. *Geotechnique*, 1986, no. 36 (4), pp. 527-538.
12. Brown D.A., Morrison C., Reese L.C. Lateral load behavior of a pile group in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1988, no. 114 (11), pp. 1261-1276.
13. Brown D.A., Shie C.F. Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile. *Computers and Geotechnics*, 1991, no. 12, pp. 149-162.
14. Gotman A.L., Gaisin A.Z. Kriterii otsenki gibkosti gorizonta'l'no nagruzhennykh buron-abivnykh svai [Flexibility evaluation criteria for horizontally loaded bored piles]. *Inzhenerno-geotekhnicheskie izyskaniia, proektirovanie i stroitel'stvo osnovanii, fundamentov i podzemnykh sooruzhenii. Materialy vserossiiskoi nauchno-tekhnicheskoi konferncii*, Saint Petersburg, 2017, pp. 58-62.