

Основания и фундаменты, подземные сооружения

УДК 624.154.53:69.058:624.042.1

DOI: 10.14529/build220402

ВЛИЯНИЕ ТОЧНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ НА РЕЗУЛЬТАТЫ АНАЛИЗА ИХ РЕАКЦИИ ОТ ДЕЙСТВИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

А.В. Соснин, А.А. Абросов

Научно-исследовательская лаборатория оценки безопасности результатов проектирования и сейсмостойкости строительных конструкций (СейсмЭстимЛаб), г. Смоленск, Россия

В статье предложен один подход к повышению достоверности определения значений горизонтальных перемещений (x), изгибающих моментов (M), поперечных сил (Q), реакции грунта по боковой поверхности (R) для буронабивных свай большого диаметра, испытанных горизонтальными нагрузками. В качестве основного объекта исследований принята буронабивная свая диаметром 1,5 м длиной 12,5 м (далее – свая TP15), испытанная горизонтальными нагрузками (P) различной интенсивности. Предложенный подход предусматривает построение и сопоставление по глубине (z) эпюр реакций $x(z)$, $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, полученных с применением следующих двух процедур (способов). Способ 1 основан на классическом дифференцировании эпюры углов поворотов $\varphi(z)$ нормальных сечений сваи, способ 2 – на непосредственном дифференцировании эпюры $M(z)$, полученной из результатов конечно-элементного анализа на модели свайной конструкции, предусматривающей применение эпюры $x(z)$, определенной способом 1 для задания параметров контрольных точек, расположенных на глубине (z) по длине сваи. Авторами получены кривые распределения значений коэффициента пропорциональности K и коэффициента постели $C_z(z)$ по длине испытанной сваи. Работа выполнена с применением результатов полевых экспериментов, которые провели G. Price и I.F. Wardle (1987), в частности с применением измерений угловых смещений (φ) контрольных точек по длине сваи. Эпюры построены авторами в системе математики MathCAD; расчеты $M(z)$ для способа 2 выполнены с учетом особенностей нелинейного деформирования железобетонных конструкций в SAP2000. Для оценки достоверности значений $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, полученных указанными методами, учитывалось несколько критериев соответствия. Установлено, что незначительные отклонения кривой $\varphi(z)$, построенной с применением аналитической функции, при огибании ею дискретных значений (φ), зафиксированных при инклинометрических измерениях, оказывают значительное влияние на достоверность построения эпюр $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$. Показано, что при таком незначительном отклонении для сваи TP15 при нагрузке $P = 1200$ кН расхождение в оценках между значениями смещений (x) составляет 0,7 %, но расхождения между максимальными значениями (M), (Q) и (R) уже определяются равными 30, 30 и 38 % соответственно. Установлено, что зависимости $K(z)$ и $C_z(z)$, полученные для испытанной сваи при различных нагрузках (P) в уровне поверхности земли, имеют кардинально разный вид. Последнее следует объяснять нелинейной работой грунта и особенностями неупругого поведения свай при горизонтальных нагрузках большой интенсивности.

Ключевые слова: полевые испытания свай горизонтальными нагрузками, буронабивные сваи большого диаметра, реакция грунта по боковой поверхности сваи, коэффициент пропорциональности K , инклинометрические измерения, угловые перемещения сваи, точка перегиба сваи в грунте

1. Постановка, цель и задачи исследования

При проектировании зданий и сооружений в сейсмических районах, на склонах необходимо учитывать взаимодействие конструкций свайных фундаментов с массивом грунта.

Реакцию грунта по боковой поверхности свай в практике проектирования принято учитывать коэффициентом пропорциональности K , принимаемым в зависимости от вида грунта, окружающего

сваю. Указанный коэффициент путем учета глубины контрольной точки определяет величину коэффициента постели C_z . При этом в СП 24.13330 представлены значения коэффициента K не для всех грунтов. Примечательно, что за последние 40 лет в отечественной практике проектирования зданий и сооружений, возводимых на свайных фундаментах, на которые действуют горизонтальные нагрузки в принципе мало что изменилось.

Отсутствуют данные о коэффициенте K для дресвяных грунтов, крупнообломочных разностей с глинистым заполнителем, выветрелых скальных и полускальных грунтов. Это, в свою очередь, является существенной проблемой для проектирования зданий и сооружений на свайных фундаментах, например, на территории Большого Сочи. Поэтому значения коэффициента K для плотных суглинисто-щебенистых грунтов (с содержанием крупных включений более 40 %), известняков, песчаников, аргиллитов и алевролитов для решения практических задач авторам приходилось принимать из монографии [1].

После проведения расчетов ряда зданий в сейсмических районах и после сопоставления результатов расчетов свай с результатами натурных полевых испытаний свай авторы вынуждены заключить, что процедура применения коэффициента пропорциональности K не всегда позволяет получить объективные результаты для учета горизонтальной реакции свай. Последнее, по нашему мнению, следует объяснять тем, что фактическая работа даже одиночной сваи под действием горизонтальной нагрузки на стадии перед наступлением предельного состояния намного сложнее [2, 3], чем представляется в правилах проектирования свайных фундаментов. К сожалению, авторам не удалось отыскать информацию о расчетных предпосылках и упрощениях, которые были заложены в основу нормативной методики, предусматривающей применения коэффициента K . Имея эту информацию, можно было бы установить связь этих коэффициентов с результатами натурных испытаний свай.

К слову, в настоящее время натурные испытания буронабивных свай большого диаметра выполняются по ГОСТ 5686. Заказчики, как правило, ограничиваются испытаниями свай только вертикальной вдавливающей нагрузкой. Тензометрические датчики в сваях при проведении полевых испытаний практически не применяются. При этом полевые испытания свай позиционируются как обособленный вид полевых работ, завершающийся выдачей технического отчета с оценкой, как правило, только предельного сопротивления свай. Работы по интерпретации результатов полевых испытаний для целей проведения поверочных расчетов здания в целом не предусматриваются.

Ситуация часто усугубляется стесненными условиями площадки строительства, пожеланием заказчика быстрее (еще до предварительных работ генерального плана и посадки здания на участке) провести инженерно-геологические изыскания, а также изготовлением испытательных свай без участия представителей организации, которая будет проводить такие испытания, и без присутствия геологов. Все перечисленные факторы приводят к тому, что сваи, изготовленные с неизвестными характеристиками материалов и неподтвержденными параметрами конструирования, испытыва-

ются за границами свайного поля в достоверно неустановленных геологических условиях.

После изучения научной литературы авторами был найден ряд результатов полевых и лабораторных испытаний свай горизонтальными нагрузками, выполненных преимущественно зарубежными исследователями. Но использовать исходные данные преобладающей части таких экспериментов в качестве подосновы верификации своей расчетной модели (способа, метода) оказалось практически сложно, а зачастую невозможно из-за отсутствия информации о прочностных и деформационных характеристиках материалов свай, из-за отсутствия информации о параметрах их конструирования, из-за отсутствия точных результатов измерений (как правило, графики приводятся в виде иллюстраций с низким разрешением). Отметим, что многими исследователями, изучающими работу свай в грунте, четко установлено, что с ростом интенсивности горизонтальной нагрузки зависимость «горизонтальная испытательная нагрузка – горизонтальное перемещение в уровне верха сваи» отклоняется от линейного вида. С применением графика такой зависимости, полученной по результатам стандартных полевых испытаний на уровне приложения нагрузки, может быть определено предельное сопротивление сваи, но не могут быть получены параметры, необходимые для выполнения поверочных расчетов здания, частью которого будут такие сваи.

Сопоставление результатов полевых испытаний свай и теоретических оценок их реакции, как правило, инженеры-проектировщики проводят только путем сравнения значений горизонтальных смещений (x) в уровне приложения испытательной нагрузки, акцентируя внимание на особенностях численного моделирования взаимодействия сваи с грунтом [4]. Последнее, несомненно, тоже является важной задачей, для решения которой может быть подобран ряд способов. Но эти способы не будут иметь практической ценности, если инженером не контролируется сходимость других параметров, таких как изгибающие моменты по длине сваи $M(z)$, поперечная сила в сечениях сваи $Q(z)$, реакция грунта по боковой поверхности сваи $R(z)$. Следует отметить, что в свободном доступе практически отсутствуют результаты исследований, в которых были бы приведены измерения нормально ориентированных контактных давлений грунта на боковой поверхности в точках по длине натурной буронабивной сваи. К слову, контактные давления в основном определяются исследователями с применением моделей свай, погруженных в лабораторные лотки, наполненные грунтом с искусственным гранулометрическим составом [5–7].

В отдельную позицию можно выделить сложность, с назначением значения изгибной жесткости для сваи по длине. Здесь важно отметить, что форма изгиба и изгибная жесткость характерных

участков ствола сваи в значительной степени определяют распределение контактных напряжений по боковой поверхности на различных стадиях нагружения горизонтальными нагрузками. При большой интенсивности испытательной нагрузки по длине тела сваи совместно с нормальными трещинами, которые будут оказывать влияние на изгибную жесткость тела сваи и, следовательно, будут определять расхождение теоретических и натуральных параметров кривых $\varphi(z)$, $x(z)$, $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$. С использованием стержневой расчетной модели влияние наклонных трещин на изгибную жесткость железобетонной сваи достоверно учесть в расчетах трудно. Поэтому многие исследователи [7, 8], как правило, ограничиваются учетом изгибной жесткости с постоянным значением по длине сваи.

Приходится отмечать, что многие проблемы, рассмотренные в настоящей статье, до сих пор удовлетворительно не решены. Для их преодоления (на примере отечественной практики проектирования) необходимо в первую очередь пересмотреть подход к процедуре проведения полевых испытаний свай. Такие испытания, в первую очередь, следует рассматривать как этап подготовки исходных данных для выполнения поверочного расчета здания (сооружения). Во время полевых испытаний следует проводить инклинометрические и тензометрические измерения по длине тела сваи. Важно понимать, что достоверность оценок реакций, действующих в сваях, будет определяться точностью указанных измерений. Результаты исследования [9] показали, что даже незначительная погрешность в значениях указанных параметров при прочих равных условиях может вызывать разброс (до 30 %) при вычислении параметров $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$.

Последним определяется цель настоящей работы – выполнить оценку влияния точности определения горизонтальных перемещений сечений буронабивной сваи большого диаметра на результаты оценки нагрузочных эффектов (реакций), возникающих по длине сваи от действия горизонтальных нагрузок различной интенсивности (до 2400 кН). Объектом исследования является буронабивная железобетонная свая диаметром 1,5 м, изготовленная длиной 12,5 м с применением гибкой арматуры. Предмет исследования – методики (способы) уточнения параметров $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, характеризующих работу свай в грунте при действии горизонтальных нагрузок вплоть до наступления предельного состояния.

Для достижения указанной цели авторами решались следующие частные задачи:

– разработать и апробировать расчетный алгоритм, позволяющий теоретически определять значения M , Q , R и K по результатам обработки измерений перемещений, инструментально зафиксированных по длине испытываемых свай;

– выявить особенности (алоизмы), влияющие на достоверность результатов построения эпюр $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, $K(z)$ по длине испытанной сваи;

– построить эпюры $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, $K(z)$ и $C_z(z)$ для сваи TP15 с применением для нее изгибной жесткости, учитывающей особенности нелинейного деформирования ее материалов;

– определить значения для коэффициента, учитывающего реакцию грунта по боковой поверхности сваи, для грунтовых условий, указанных в исследовании [8];

– подготовить предложения по дальнейшему развитию способов учета горизонтальной реакции грунта, обжимающего сваю, в расчетных моделях строительных объектов.

Настоящая работа выполнена с применением материалов НИР [9]. В качестве подосновы для апробации предлагаемого подхода для построения эпюр $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$ применены результаты полевых испытаний исследовательской лаборатории Transport and Road Research Laboratory (TRRL), которые провели G. Price и I.F. Wardle (1987) [8] (в частности применены результаты инклинометрических измерений угловых перемещений φ).

2. Краткое описание условий проведения полевых испытаний

На опытной площадке (предположительно вблизи возводимого транспортного сооружения) были устроены две буронабивные сваи, обозначенные марками TP15 и TP12. Схема расположения свай в пределах испытательной площадки и характерные разрезы приведены на рис. 1. Грунтовые условия вблизи испытанных свай приведены на рис. 2.

Примечательной особенностью полевых испытаний свай TP15 и TP12 явились отличающиеся грунтовые условия в местах их изготовления, несмотря на небольшое (относительно длины свай) расстояние между испытанными сваями. Сваи испытывались со свободным верхним концом, горизонтальной испытательной статической нагрузкой до разрушения. В верхней части каждой сваи устроен испытательный оголовок (размеры оголовка сваи в отчете [8] не указаны).

В ходе проведения полевых испытаний свая TP15 нагружалась нагрузкой с шагом (ступенью нагрузки) в 200 кН. Для указанной сваи в отчете [8] приведены эпюры $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$ для ступеней 400, 1200 и 2400 кН.

Несмотря на то, что все результаты, представленные в настоящей работе, будут приведены только для сваи TP15, заметим другую особенность испытаний, характерную поведению сваи TP12. Перед испытанием горизонтальной нагрузкой ее испытали вертикальной нагрузкой 15 900 кН для определения модуля упругости бетона, применяемого для проведения теоретических расчетов.

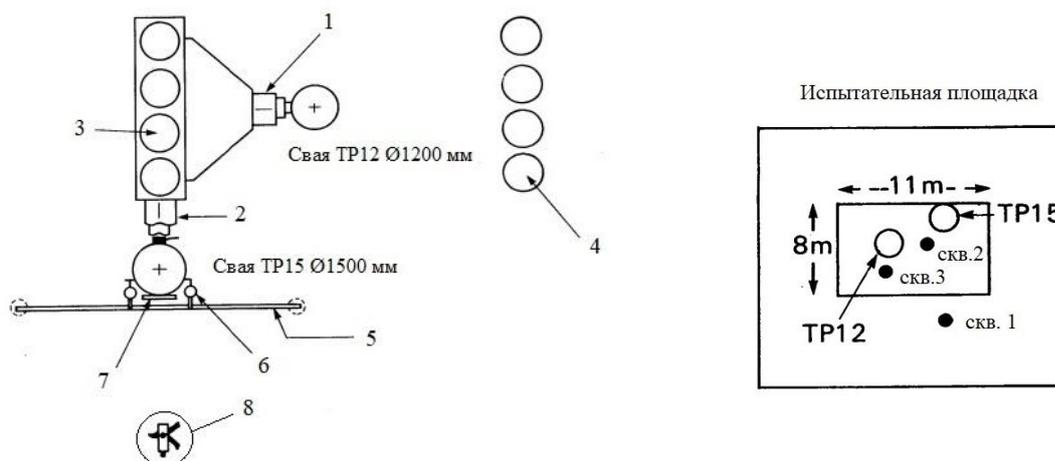


Рис. 1. Схема расстановки измерительного оборудования и испытанных свай TP15 и TP12 на площадке, схема положения инженерно-геологических выработок (все обозначения приняты из [8]):

1 – нагрузочное устройство для сваи TP12; 2 – нагрузочное устройство для сваи TP15; 3 – группа свай-упоров д. 1050 мм для проведения испытаний свай TP12 и TP15 горизонтальными нагрузками; также являлись анкерными сваями для проведения испытаний сваи TP12 вдавливающей нагрузкой; 4 – группа анкерных свай д. 900 мм для проведения испытаний сваи TP12 вдавливающей нагрузкой; 5 – система отсчета измерений (начало отсчета); 6 – индикаторы часового типа; 7 – шкала датчика уровня; 8 – оптическая система измерений (точный уровень)

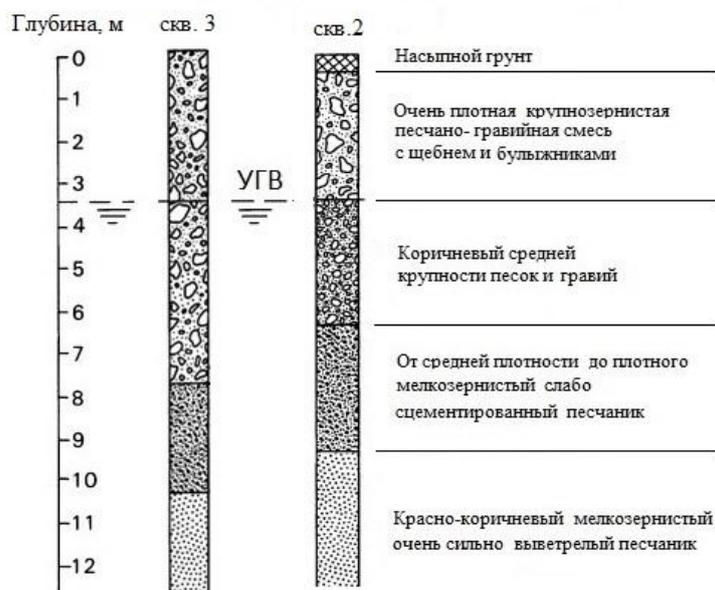


Рис. 2. Грунтовые условия вблизи испытанных свай TP12 и TP15 (соответственно)

При проведении испытаний горизонтальной нагрузкой к сваям одновременно не прикладывалась дополнительная вертикальная испытательная нагрузка. Установлено, что нижний конец свай при проведении полевых испытаний совершал угловые и горизонтальные линейные смещения. Важно отметить, что эпюры $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$ для обеих свай в работе [8] получены теоретически с использованием для свай приведенной изгибной жесткости, назначенной с одинаковым значением для всех характерных участков сваи. Вдоль продольной оси каждой испытываемой

сваи перед бетонированием устанавливалась инклинометрическая трубка длиной, равной фактической длине сваи. В соответствии с описанием процедуры полевых испытаний точность оценки угловых смещений φ , произведенным инклинометром, составила $2,778 \times 10^{-4}$ градуса. Принималось, что угол отклонения оси инклинометрической трубки от вертикали равен углу поворота нормального сечения сваи φ . Дополнительно в отчете [8] приведены значения изгибающих моментов (M) для сваи TP15, полученных с использованием тензометрических датчиков:

для двух контрольных точек при нагрузке $P = 800$ кН и для четырех – при $P = 2400$ кН.

Зарубежные коллеги в своем отчете [8] обозначили перед полевыми испытаниями следующие задачи:

- получить результаты натурных измерений величин перемещений в виде линейных смещений $x(z)$ и углов поворота $\varphi(z)$ по длине свай при горизонтальных нагрузках различной интенсивности (величины, степени);

- построить диаграммы $x(z)$, $\varphi(z)$, $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$ с использованием результатов инклинометрических измерений углов поворота φ в контрольных точках по длине сваи при различной величине испытательной нагрузки;

- сопоставить пары эпюр $M(z)$, полученные путем обработки тензометрических измерений, и инклинометрических профилей для каждой ступени горизонтальной испытательной нагрузки;

- сравнить кривые $x(z)$ и $M(z)$, полученные при одной и той же величине нагрузки в ходе обработки результатов испытаний, с кривыми $x(z)$ и $M(z)$, вычисленными теоретически путем моделирования горизонтальной реакции грунта в виде дискретных узловых опор с нелинейным поведением в зависимости от реализовавшихся перемещений (такие зависимости были получены ими с использованием результатов полевых пенетрационных испытаний грунтов, а также с применением результатов обработки данных инклинометрических измерений).

3. Расчетные положения, рассмотренные при проведении настоящего исследования

Основные результаты настоящего исследования получены в автоматизированном алгоритме, реализованном с применением аналитических зависимостей, записанных в операторах MathCAD, а

также путем численного моделирования свай на конечно-элементных моделях в SAP2000. Параметры испытанной сваи приняты из [8], приведены в таблице.

По натурным измерениям углов отклонения оси инклинометрической трубки от вертикали на каждом из шагов приложения горизонтальной нагрузки (P) для построения графиков $\varphi(z)$ авторами вычислялись коэффициенты аналитической полиномиальной функции шестой степени. В качестве объективной границы диапазона измерений угловых смещений принимался уровень сопряжения сваи с оголовком; определяется как уровень поверхности земли (далее – ур.з.). Условный «ноль» ($Z = 0$) изучаемой системы принимался на уровне обреза оголовка. Поскольку испытываемые сваи были заглублены в песчаник и вертикальные нагрузки к сваям не прикладывались, в расчетах принималось, что нижние концы свай не имеют возможности совершать линейные вертикальные перемещения (свай-стойки).

При оценке объективности результатов, полученных в ходе проведения настоящего исследования, в качестве критериев соответствия учитывалось, что:

- кривая $\varphi(z)$, полученная аналитически, должна хорошо огибать (повторять) кривую, построенную по зафиксированным измерениям инклинометра;

- качественный вид общей формы изгиба сваи и положение точки перегиба сваи в массиве грунта должны соответствовать принятым граничным и грунтовым условиям;

- качественный вид эпюры реакции грунта $R(z)$ должен соответствовать известным результатам ранее проведенных натурных испытаний свай (в частности, результатам оценки напряжений на контакте сваи с грунтом);

Параметры испытанной буронабивной сваи

№ п/п	Наименование параметра	Обозначение	Ед. изм.	Значение
1	Внешний диаметр сваи	D	мм	1500
2	Диаметр окружности, описанной по внешним граням продольных арматурных стержней	D_s	мм	1300
3	Фактическая длина сваи от верха оголовка	L	м	12,5
4	Длина сваи, погруженная в грунтовой массив	L	м	11,0
5	Отметка верха грунта вокруг сваи	$Z_{гр}$	м	1,5
6	Кубиковая прочность бетона по результатам натурных испытаний	R_{cu}	МПа	49,5
7	Диаметр инклинометрической трубы, установленной по оси сваи	D_{inc}	мм	75
8	Продольное армирование сваи	A_s	мм	36×д.50
9	Процент армирования продольной арматурой	μ_s	%	4,0
10	Модуль упругости стали продольной арматуры	E_s	ГПа	210
11	Предел текучести продольной арматуры	R_y	МПа	425

– должна обеспечиваться сходимость абсолютного значения, определяемого на эпюре $Q(z)$ на уровне приложения испытательной нагрузки P , с величиной такой нагрузки;

– должна обеспечиваться сходимость значений эпюр $Q(z)$ в свае, полученных обоими способами, предложенными в статье, при одинаковой величине испытательной нагрузки (P).

Другие расчетные положения, предпосылки и допущения приведены далее в описании способов, предложенных авторами. Способы реализуются с применением одинаковых эпюр $x(z)$ и $\varphi(z)$.

4. Краткое описание предложенных способов для построения эпюр $\varphi(z)$, $x(z)$, $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$ и $K(z)$ по результатам полевых испытаний

В начале расчетов методом наименьших квадратов определяются коэффициенты подобранной полиномиальной функции $\varphi(z)$; далее для таких функций будем использовать обозначение $f(z)$:
$$\varphi(z) = f(z). \quad (1)$$

Сразу отметим, что наибольшие ошибки (алогизмы функции) будут присутствовать на границах измерительного диапазона: в точке приложения нагрузки (P) и в точке, расположенной вблизи основания сваи ниже крайнего натурно измеренного значения φ . Для упразднения алогизмов выше за границами измерительного диапазона принудительно добавлялись дополнительные, так называемые фиктивные точки со значениями, близкими к измеренным. Авторами замечено, что оптимальным является симметричное добавление 2–3 фиктивных точек с шагом не более 1,0 м. Большое количество фиктивных точек может исказить исходные данные и вид эпюр, получаемых в ходе дифференцирования.

Способ 1

С использованием общепринятых дифференциальных зависимостей, в соответствии с выражениями (2)–(4), вычислялись аналитические функции $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$ при упругой изгибной жесткости сваи. В настоящем исследовании использованы следующие зависимости:

$$M(z) = EI \cdot \frac{d\varphi(z)}{dz}, \quad (2)$$

$$Q(z) = EI \cdot \frac{d^2\varphi(z)}{dz^2}, \quad (3)$$

$$R(z) = EI \cdot \frac{d^3\varphi(z)}{dz^3}, \quad (4)$$

$$x(z) = \int \varphi(z) dz, \quad (5)$$

где EI – упругая изгибная жесткость сваи, используемая здесь в качестве масштабного коэффициента; в первом приближении EI принималась равной условной единице (обозначим ее EI_0).

Для получения кривой вида $x(z)$, качественно соответствующей данным натурных инклинометрических измерений, зависимость (5) приводилась к виду

$$x(z) = x(L_0 - z), \quad (6)$$

где L_0 – точка в массиве грунта, в которой единичная горизонтальная реакция грунта $R(z)$, полученная из выражения (4), определяется равной нулю. Аналитическая функция $x(z)$ после выполнения преобразований по выражению (6) за счет вырождения коэффициентов перед переменными исходной функции оказалась качественно схожей с полиномом третьей степени.

Важным условием корректного вида эпюр $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$ является обеспечение малого расхождения (погрешности) значения $x(z)$, полученного из выражения (6), в уровне приложения нагрузки P по сравнению с натурно измеренной величиной (x) на том же уровне. Такая погрешность, по нашему мнению, не должна превышать 3%. При большей величине погрешности следует корректировать количество фиктивных точек за границами измерительного диапазона. Для обеспечения сходимости потребуется несколько итераций.

Для завершения расчетов предложенным способом необходимо использовать приведенную изгибную жесткость сваи (обозначим через EI_{red}). Очевидно, что каждой ступени испытательной нагрузки будет соответствовать своя величина EI_{red} . Определяется такая жесткость как отношение нагрузки (P) к величине поперечной силы (Q), вычисленной при учете EI_0 в уровне приложения нагрузки (P).

В окончательном виде эпюры $M_{red}(z)$, $Q_{red}(z)$, $R_{red}(z)$ для каждого шага приложения горизонтальной нагрузки получаются путем умножения единичных эпюр, полученных из выражений (2)–(4), на приведенные величины жесткостей EI_{red} .

В настоящей статье последовательность действий для построения эпюр $M_{red}(z)$, $Q_{red}(z)$, $R_{red}(z)$ будем обозначать как «способ 1».

Способ 2

В ходе выполнения расчетов по формулам (2)–(6) выяснилось, что даже при, казалось бы, незначительном отклонении в точности огибания экспериментальных значений φ качественный и количественный вид эпюр $M_{red}(z)$, $Q_{red}(z)$, $R_{red}(z)$ значительно изменяется и местами не соответствует классическому виду таких эпюр, подтвержденному результатами изученных натурных экспериментов.

Важно отметить, что применительно к расчету железобетонного изгибаемого элемента с трещинами величина приведенной изгибной жесткости EI_{red} не имеет достаточного обоснованного физического смысла. Так, EI_{red} не имеет математической связи с прочностными и деформационными характеристиками материалов железобетонного элемента. Поэтому в качестве альтернативного способа для построения эпюр $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$ по длине сваи будем принимать непосредственное дифференцирование эпюры $M(z)$, реализовавшейся в рассматриваемом железобетонном элементе. Такой подход будем считать более обоснованным,

поскольку кривая $M(z)$ при нагружении сваи уже содержит в себе нелинейное распределение изгибных жесткостей участков сваи по длине железобетонного элемента. В случае реализации трещин в сечениях испытываемой сваи эпюра $R(z)$ окажется более точной по сравнению с эпюрой, полученной способом 1. Принималось, что определение величин $M(z)$, $Q(z)$ и $R(z)$ таким способом позволит проверить корректность расчетов, выполненных способом 1, и повысить достоверность получаемых результатов.

Параметры эпюр $M(z)$ были получены авторами с применением полиномиальной функции пятой степени, построенной методом наименьших квадратов с использованием данных о величине изгибающих моментов (M). Поскольку в отчете [8] результаты тензометрических измерений приведены не для всех рассматриваемых величин испытательной нагрузки (P), то в работе [9] исходные значения $M(z)$ были получены из конечно-элементного расчета на стержневых моделях свай, рассчитанных на заданные перемещения $x(z)$, определенных с применением выражения (6) в контрольных точках.

Расчет производился с использованием нелинейных диаграмм состояния материалов свай. Диаграмма состояния сжатого бетона и диаграмма состояния растянутой арматуры принудительно модифицировались (с учетом положений, принятых из [10–12]) для целей обеспечения связи: осредненных относительных деформаций материалов железобетонной сваи (применяемых для моделирования нормального сечения стержневого конечного элемента), с осредненными деформациями рассматриваемых материалов при работе сваи под нагрузкой на участке между смежными нормальными трещинами. Таким образом учитывалась близкая к реальной работа арматуры на растяжение и работа бетона на сжатие в составе сечения железобетонного элемента по критерию сглаживания зависимости «изгибающий момент – кривизна». Это, по нашему мнению, позволяет приблизиться к учету пространственного характера распределения нормальных трещин и учесть его влияние на расчетные значения $M(z)$ по длине стержневого железобетонного элемента. Подробное описание порядка построения эпюр изгибающих моментов для сваи приведено в отчете [9].

Далее производилось построение эпюр $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, учитывающих нелинейное распределение изгибных жесткостей участков сваи с применением результатов расчета физически нелинейного изопараметрического стержневого конечного элемента, моделирующего сваю, в соответствии с выражениями:

$$M_{\text{red}2}(z) = f(z), \quad (7)$$

$$Q_{\text{red}2}(z) = \frac{dM_{\text{red}2}(z)}{dz}, \quad (8)$$

$$R_{\text{red}2}(z) = \frac{d^2M_{\text{red}2}(z)}{dz^2}, \quad (9)$$

где подстрочный индекс 2 (в обозначении реакции) – индекс, означающий, что применяются значения изгибных жесткостей, рассчитанных в SAP2000. Расчетную последовательность действий для построения эпюр $M_{\text{red}2}(z)$, $Q_{\text{red}2}(z)$, $R_{\text{red}2}(z)$ для краткости будем обозначать «способ 2».

Полученные в ходе расчетов эпюры $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$ для каждой величины горизонтальной испытательной нагрузки (P) будем считать приближенными к действительности, если выполняется условие вида:

$$-P \approx Q_{\text{red}}(Z_p) \approx Q_{\text{red}2}(Z_p), \quad (10)$$

где P – как уже указывалось ранее, есть горизонтальная испытательная нагрузка, соответствующая рассматриваемой ступени испытательной нагрузки; Z_p – вертикальная координата уровня приложения нагрузки (P).

В случае, если условие (10) не выполняется, то необходимо увеличивать точность огибания экспериментальных значений φ аналитической кривой $\varphi(z)$; после чего построение эпюр по способу 1 и способу 2 производить повторно. Приемлемость получаемой погрешности расчетов рассмотрим на частном примере.

Частный пример

Расчеты выполнены с применением способа 1 и способа 2. Рассмотрены два характерных случая: случай 1 – когда условие (10) выполняется, случай 2 – когда условие (10) не выполняется. Сопоставление эпюр $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, построенных на основе кривых $\varphi(z)$, полученных с различной точностью огибания экспериментальных значений φ , для сваи TP15 при нагрузке $P = 1200$ кН приведено на рис. 3 и 4.

В результате проведения расчетов установлено, что при выполнении условия (10) между испытательной нагрузкой (P) и поперечной силой $Q_{\text{red}2}(Z_p)$ определяется погрешность 0,14 %. Можно рекомендовать при проверке соблюдения условия (10) стремиться к реализации погрешности, не превышающей 1,0 %, при соблюдении других критериев соответствия.

5. Основные результаты настоящего исследования

На рис. 5 и 6 приводятся (дополнительно к представленным в исследовании [8]) эпюры $x(z)$, $R(z)$ и $K(z)$, полученные авторами способом 1 и способом 2 при различных величинах испытательной нагрузки P . Все остальные эпюры, в том числе $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$ и $K(z)$, полученные авторами для свай TP15 и TP12, приведены в отчете [9].

Завершающим этапом применения рассматриваемых способов является построение эпюр коэффициента пропорциональности грунта $K(z)$, которые определялись из выражения, полученного с применением расчетных положений СП 24.13330:

Основания и фундаменты, подземные сооружения

$$K(z) = \frac{\gamma_c \times R(z)}{x(z) \times b_p \times z}, \quad (11)$$

где $R(z)$ – горизонтальная реакция грунта, вычисленная на глубине (z) ; $x(z)$ – горизонтальное смещение сваи, измеренное или вычисленное на глубине (z) ; b_p – условная ширина сваи; γ_c – коэффициент условий работы (принимался 1,0).

Авторы пока не установили, корректно ли с точки зрения вычислительной математики использовать выражение (11) для работы с полиномиальными степенными функциями. Поэтому в первом приближении для перехода от эпюры $K(z)$ к эпюре $C_z(z)$ в каждом предложенном способе применялось выражение вида

$$C_z(z) = K(z) \times (z - Z_{\text{пр.з.}}). \quad (12)$$

Эпюры $C_z(z)$ по длине сваи TP15 представлены на рис. 7.

6. Обсуждение результатов

6.1. Результаты анализа полученных эпюр показали, что свая TP15 при достижении предельного состояния перегибалась в уровне кровли сementированного песчаника. По характеру работы сваи в грунте ее следует идентифицировать как сваю конечной жесткости. При работе под нагрузкой происходил поворот сваи в грунте относительно условной точки с изгибом ствола сваи и относительно незначительным горизонтальным смещением ее нижнего конца. Под классическим принимался качественный вид эпюры $R(z)$, соответствующий кривой 4 на рис. 5б.

6.2. Коэффициент линейной корреляции между значениями угловых смещений, зафиксированных инклинометром (точки 3 на рис. 3), и значениями аналитической функции $\varphi(z)$, построенной

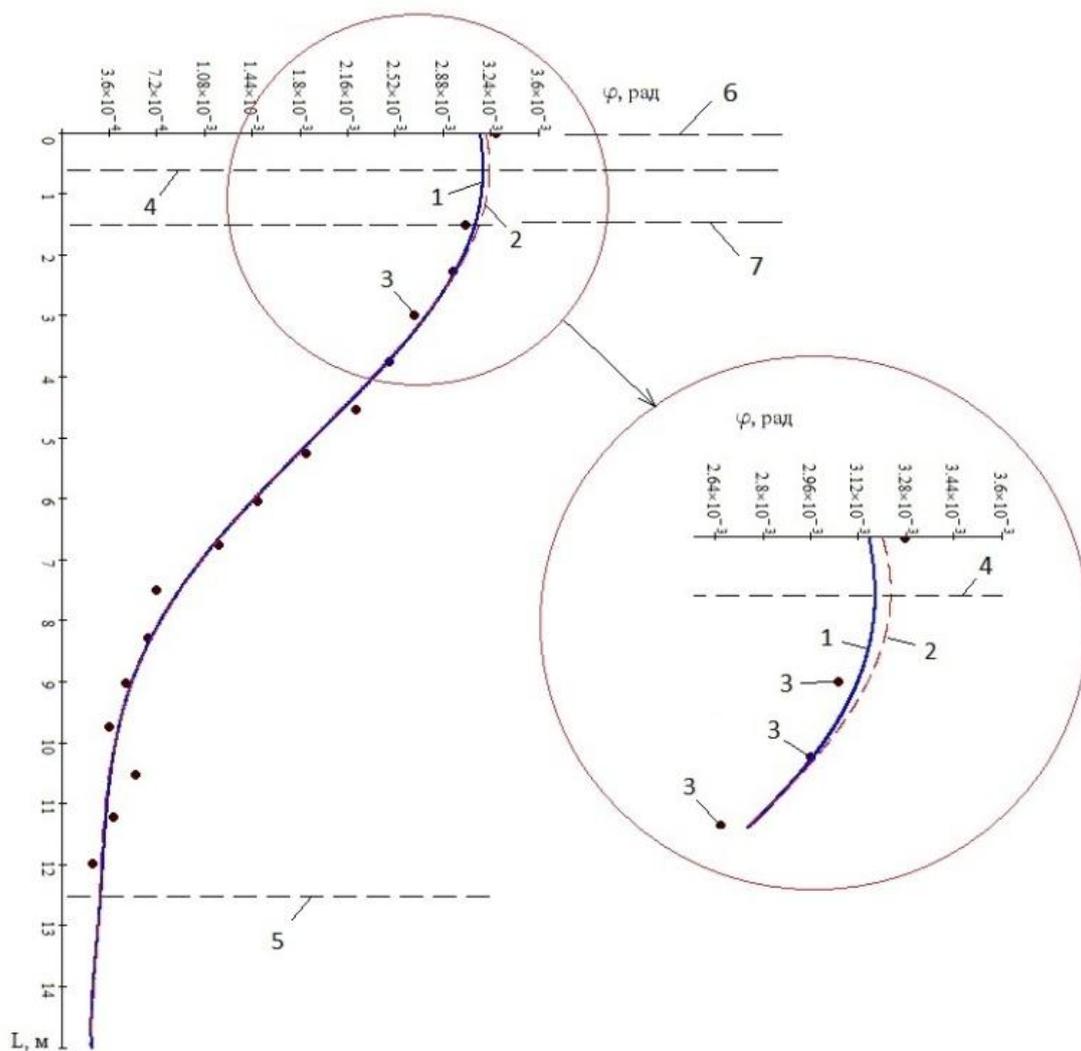
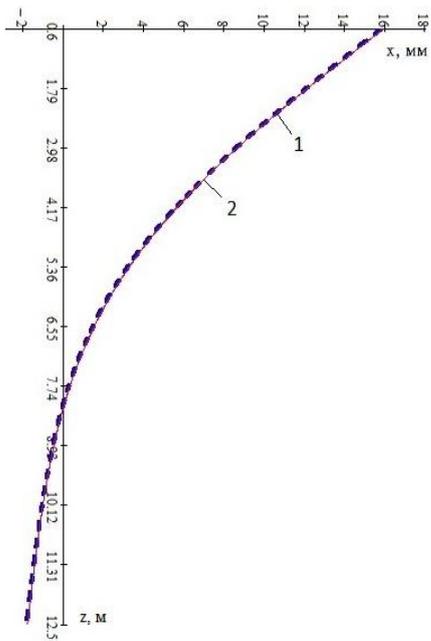
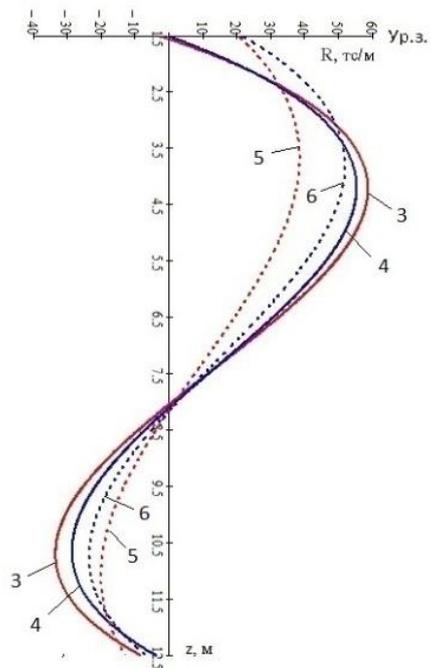


Рис. 3. Графическое представление аналитических функций угловых смещений $\varphi(z)$ в нормальных сечениях испытанной сваи TP15 при нагрузке $P = 1200$ кН (приведены абсолютные значения):

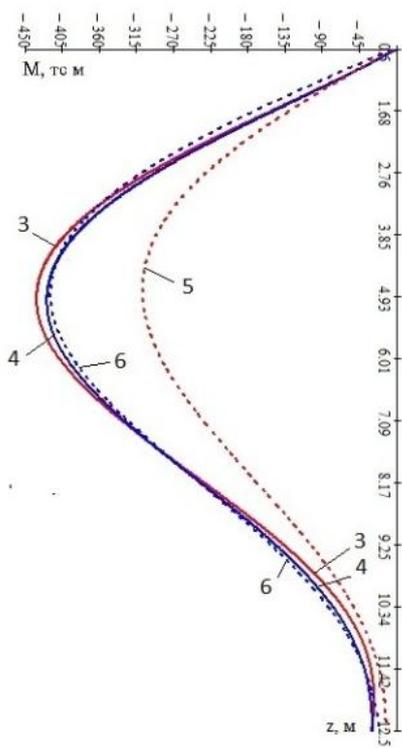
- 1 – кривая, полученная с применением аналитической функции $\varphi(z)$, для случая 1; 2 – то же для случая 2;
- 3 – результаты инклинометрических измерений φ , принятые из отчета [8];
- 4 – линия, соответствующая уровню приложения горизонтальной испытательной нагрузки (на расстоянии 0,6 м от обреза оголовка сваи);
- 5 – линия, соответствующая уровню отметки нижнего конца сваи;
- 6 – линия, соответствующая уровню оголовка сваи (условный ноль системы);
- 7 – уровень земли



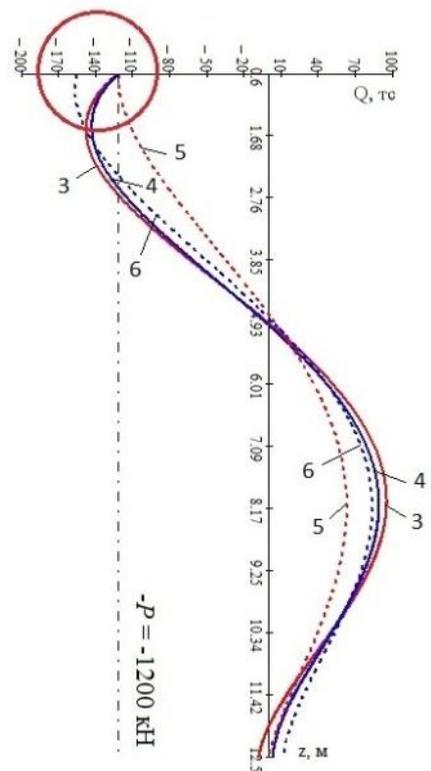
а) Эпюры горизонтальных смещений свай



б) Эпюры горизонтальной реакции R(z)



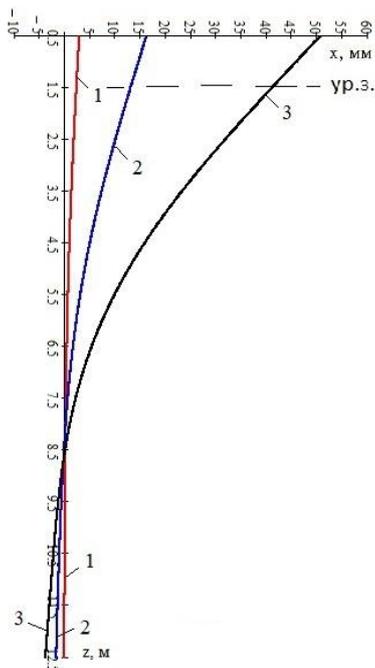
в) Эпюры изгибающих моментов M(z)



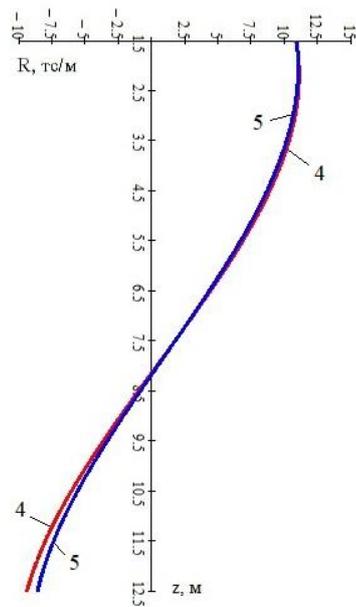
г) Эпюры поперечных сил Q(z)

Рис. 4. Графическое представление сходимости результатов построения M(z), Q(z), R(z) по способу 1 и способу 2 для свай TP15 при нагрузке P = 1200 кН:

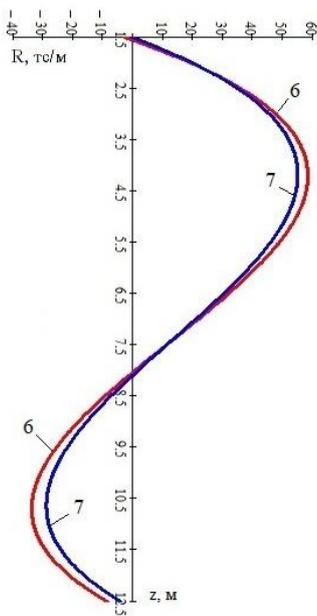
1 – утолщенная штриховая линия, соответствующая результатам расчетов x(z) для случая 1, значение x(0,6) = 15,77 мм;
 2 – тонкая сплошная линия, соответствующая результатам расчетов x(z) для случая 2, значение x(0,6) = 15,88 мм;
 3 – эпюры M(z), Q(z), R(z), полученные по способу 1 для случая 1; 4 – эпюры M(z), Q(z), R(z), полученные по способу 2 для случая 1; 5 – эпюры M(z), Q(z), R(z), полученные по способу 1 для случая 2; 6 – эпюры M(z), Q(z), R(z), полученные по способу 2 для случая 2. Кругом на рис. 4г обозначена область эпюр нелогичного расхождения Q(z) для случая 2



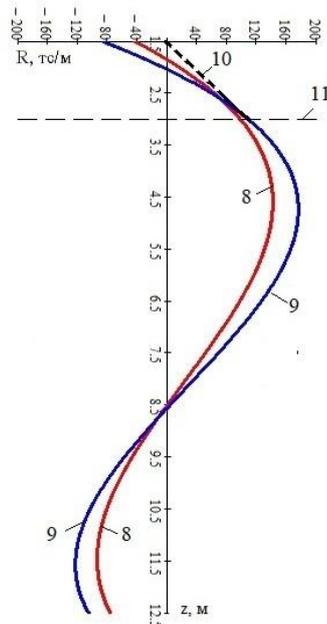
а) Эпюры горизонтальных смещений сваи



б) Эпюры горизонтальной реакции $R(z)$ при нагрузке $P = 400$ кН



в) Эпюры горизонтальной реакции $R(z)$ при нагрузке $P = 1200$ кН



г) Эпюры горизонтальной реакции $R(z)$ при нагрузке $P = 2400$ кН

Рис. 5. Графическое представление эпюр $x(z)$ и $R(z)$ для сваи TP15 при различных ступенях нагрузки P :
 1 – эпюра смещений $x(z)$ при действии нагрузки $P = 400$ кН; 2 – эпюра $x(z)$ при $P = 1200$ кН; 3 – эпюра $x(z)$ при $P = 2400$ кН;
 4 – эпюра реакции грунта $R(z)$ при нагрузке $P = 400$ кН, построенная способом 1; 5 – эпюра $R(z)$ при $P = 400$ кН, построенная способом 2; 6 – эпюра $R(z)$ при $P = 1200$ кН, построенная способом 1; 7 – эпюра $R(z)$ при $P = 1200$ кН, построенная способом 2; 8 – эпюра $R(z)$ при $P = 2400$ кН, построенная способом 1; 9 – эпюра $R(z)$ при $P = 2400$ кН, построенная способом 2; 10 – более объективный вид для участка эпюры $R(z)$; 11 – условная граница объективности применения эпюр реакции грунта (пояснена в разделе обсуждения результатов исследований)

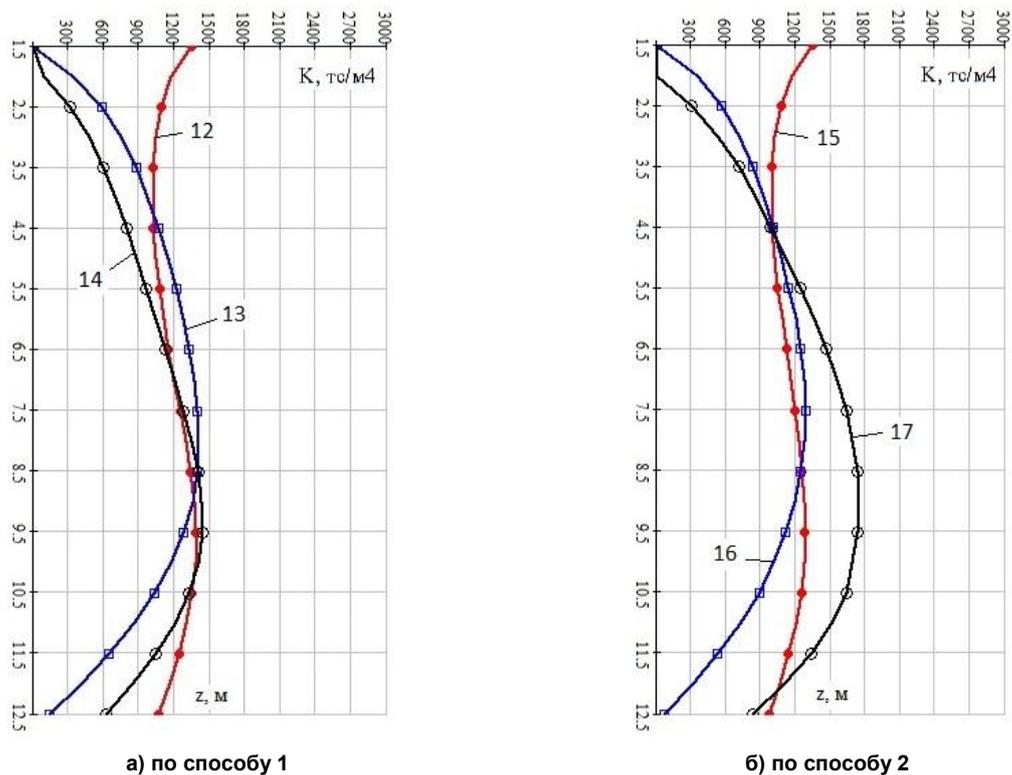


Рис. 6. Графическое представление эпюр $K(z)$ по длине свай TP15 ($тс/м^4$):

12 – эпюра распределения коэффициента $K(z)$ по длине свай, построенная способом 1 при действии нагрузки $P = 400$ кН; 13 – эпюра $K(z)$, построенная способом 1 при нагрузке $P = 1200$ кН; 14 – эпюра $K(z)$, построенная способом 1 при нагрузке $P = 2400$ кН; 15 – эпюра $K(z)$, построенная способом 2 при нагрузке $P = 400$ кН; 16 – эпюра $K(z)$, построенная способом 2 при нагрузке $P = 1200$ кН; 17 – эпюра $K(z)$, построенная способом 2 при нагрузке $P = 2400$ кН

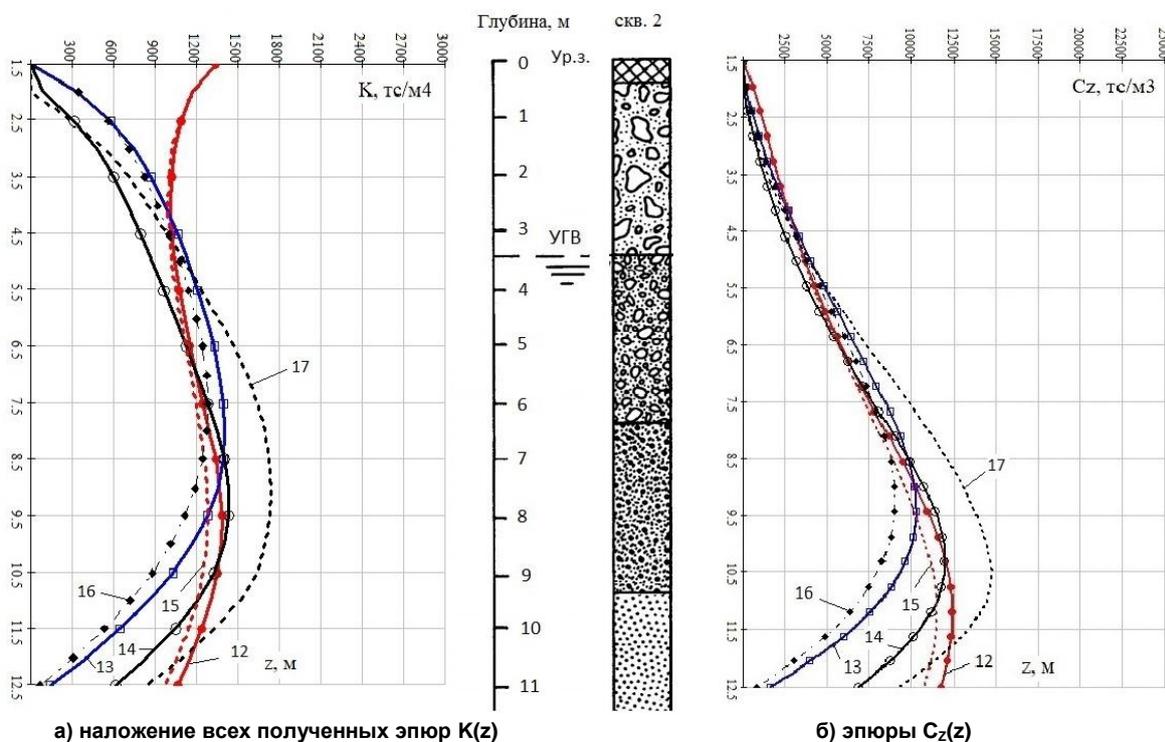


Рис. 7. Графическое представление эпюр $K(z)$ и $C_z(z)$ по длине свай TP15:

12 – эпюры, построенные способом 1 при действии нагрузки $P = 400$ кН; 13 – эпюры, построенные способом 1 при $P = 1200$ кН; 14 – эпюры, построенные способом 1 при $P = 2400$ кН; 15 – эпюры, построенные способом 2 при $P = 400$ кН; 16 – эпюры, построенные способом 2 при $P = 1200$ кН; 17 – эпюры, построенные способом 2 при $P = 2400$ кН

авторами, для случая 1 определяется равным 0,9964, в случае 2 – 0,9961. Определить допустимое отклонение коэффициента корреляции от единицы, используя только способ 1, оказалось достаточно сложно.

6.3. Между значением горизонтального смещения сваи TP15 в уровне приложения нагрузки $P = 1200$ кН, представленными в [8] (15,63 мм), и значением горизонтального смещения (x), полученным в настоящей работе, определяется расхождение 0,9 %.

6.4. На рис. 4г кривые 5 и 6 эпюр поперечных сил $Q(z)$ значительно отличаются между собой. При этом эпюра поперечных сил, полученная способом 2 для случая, когда условие (10) не выполняется, в точке приложения испытательной нагрузки $P_{(0,6)} = 1200$ кН имеет значительное отклонение от величины приложенной нагрузки. Последнее может свидетельствовать о значительном влиянии погрешности оценки перемещений.

6.5. Границу 11 на рис. 5г можно наделить следующими особенностями:

– это граница объективного применения полинома как математической функции, которую следует применять для огибания дискретных величин смещений нормальных сечений свай по длине, измеренных в процессе проведения полевых испытаний;

– это нижняя граница возможного образования повреждений (например, наклонных трещин) в свае вследствие реализации сложного напряженно-деформируемого состояния вблизи точки приложения испытательной нагрузки или из-за случайных дефектов в теле сваи (которые не могут быть проанализированы в рамках выполняемых расчетов), искажающих свойства железобетонной конструкции;

– это следствие влияния погрешностей инклинометрических измерений [13], обусловленных точностью и позиционированием измерительного оборудования, а также практическими навыками оператора, производившего измерения.

6.6. При сопоставлении характерных значений эпюр $x(z)$, $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, представленных на рис. 4, получены оценки сходимости результатов для сваи TP15 при $P = 1200$ кН. Погрешности в пределах специально обозначенного расчетного способа сравнивались для случаев 1 и 2 (относительно значений эпюр, полученных для случая 1). Получены следующие значения расхождений (относительных погрешностей) в значениях:

для $x(z)$ – 0,7 %;

для максимальных $M(z)$ по способу 1 определено равным 30 %; то же по способу 2 – 1,1 %;

для $Q(x)$ для уровня приложения нагрузки по способу 1 равно 0 %; то же по способу 2 – 30 %;

для максимальных $R(z)$ в верхней части сваи по способу 1 равно 38 %; то же по способу 2 – 9 %.

6.7. При этом вид эпюры $K(z)$, полученной авторами для грунтов, соприкасающихся с боковой

поверхностью свай, не согласуется с формой, которая используется в расчетах, реализующих методику СП 24.13330. Очевидно, что одна из причин – это принимаемое постоянным значение для коэффициента K , назначаемое для каждого типа грунта, выделенного в инженерно-геологический элемент в границах моделируемой среды. Другой причиной, не позволяющей получать расчетные усилия и перемещения свай, идентичные натурным результатам, является нелинейная зависимость между реальной горизонтальной реакцией грунта и горизонтальными смещениями точек по длине свай, а также нелинейная работа железобетонного элемента при изгибе. Для раскрытия сути указанных пояснений авторы предлагают обратиться к результатам исследований А.С. Буслова (1979) [14].

В опытах А.С. Буслова испытывались сборные железобетонные сваи различной жесткости и длины, забитые в один ряд в однородный слой суглинистого грунта. Из результатов исследований А.С. Буслова следует, что характер кривой изменения коэффициента постели зависит от величины действующей нагрузки. Учитывая известную связь коэффициента пропорциональности K с коэффициентом постели, указанную зависимость следует отмечать и для коэффициента пропорциональности K , что подтверждается результатами настоящей работы.

Полученные А.С. Бусловым значения коэффициента постели для жестких (коротких) свай свидетельствуют о том, что на начальной стадии работы сваи грунт, обжимающий сваю, находится в упруго уплотненном состоянии и напряжение по длине сваи распределяется в соответствии с теорией упругости. Снижение коэффициента постели в верхней зоне при увеличении горизонтальной нагрузки свидетельствует о развитии областей пластических сдвигов, обусловленных близостью непригруженной дневной поверхности. С повышением интенсивности горизонтальной нагрузки такая область увеличивается. Одновременно развиваются пластические деформации и по всей длине сваи, в связи с чем эпюра контактных напряжений меняется, отражаясь на кривой коэффициента постели. Наконец, при нагрузке, близкой к критической (в стадии развития пластических деформаций), эпюра напряжений приобретает выпуклый характер, что видно и по кривой коэффициента постели. Таким образом, кривая коэффициента постели изменяется в зависимости от действующей нагрузки, что также подтверждается результатами настоящей работы.

В работе [14] указано, что такая зависимость не согласуется с теоретическими предпосылками, принятыми при расчете коэффициента постели, изменение которого по глубине в рамках правил проектирования обуславливается только геологическими особенностями данной площадки, но не величиной действующей нагрузки.

По мнению А.С. Буслова, коэффициент постели в данном случае можно рассматривать только как некую условную расчетную величину, не имеющую достаточно определенного физического смысла. Особенно актуально приведенное утверждение для коротких жестких свай.

Для гибких свай коэффициент постели по данным его исследований при различных величинах горизонтальной нагрузки изменяется по глубине более плавно. С ростом горизонтальной нагрузки для гибких свай резкое снижение коэффициента постели отмечено А.С. Бусловым только в верхней непригруженной зоне, на участке от поверхности грунта до глубины, приблизительно равной одной третьей от длины испытываемой сваи. На остальной части длины сваи величины коэффициентов постели с увеличением горизонтальной испытательной нагрузки изменяются незначительно.

7. Основные выводы и замечания

7.1. Проблемы, рассмотренные в настоящей работе, приобретали и продолжают приобретать еще большую актуальность, поскольку за последние десятилетия получены новые результаты по исследованию работы свай, внедрение которых в отечественную практику проектирования затруднено существующим разрывом в мировоззрении лиц, ведущих свою профессиональную деятельность в области проектирования зданий (сооружений) на свайных фундаментах, и лиц, проводящих полевые испытания свай. Последние, как оказалось, могут быть незнакомы с особенностями проведения испытаний свай горизонтальными нагрузками, а также недостаточно знакомы с условиями применения инклинометрических, тензометрических измерений и особенностями их камеральной обработки. И тем более могут быть далеки от понимания сути особенностей применения выдаваемых ими результатов для целей проведения поверочных расчетов здания в целом. Важно понимать, что, например, результат применения тензометрических измерений [15] можно использовать для получения величин изгибающих моментов, как показано в отчете [8]. Многие проектировщики неполно представляют себе исходные положения для выполнения поверочных расчетов зданий на свайных фундаментах при действии горизонтальных нагрузок, форму окончательных результатов поверочного расчета, выполняя сопоставительную оценку реакции сваи только по критерию сходимости перемещений (x), не учитывая тем самым реальные возможности применения результатов полевых испытаний. Указанный разрыв, несомненно, тормозит решение проблем, рассмотренных в настоящей работе.

7.2. В рамках настоящей работы представлены эпюры $\varphi(z)$, $x(z)$, $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, $K(z)$ по длине буронабивной сваи диаметром 1,5 м длиной 12,5 м, ранее испытанной до наступления пре-

дельного состояния горизонтальными нагрузками различной интенсивности. В качестве подосновы для исследования авторов применены результаты полевых испытаний G. Price'a и I.F. Wardle'a (1987). В системе MathCAD авторами реализован автоматизированный алгоритм построения эпюр $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, $K(z)$, $C_z(z)$ по данным натуральных измерений угловых смещений $\varphi(z)$ участков свай.

7.3. Подход, предложенный в настоящей статье, позволяет получать более реалистичные эпюры реакций в сваях, так как связывает натурно измеренные величины $\varphi(z)$ и неупругие свойства материалов сваи при действии горизонтальных нагрузок. Установлено, что при применении в расчетах только дифференциальных зависимостей для упругого балочного элемента при изгибе (способ 1) для одной и той же горизонтальной нагрузки можно получить несколько вариаций эпюр $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, которые будут сильно зависеть от величины коэффициента корреляции аналитической кривой $\varphi(z)$. При этом определить допустимое отклонение коэффициента корреляции от единицы, используя только способ 1, достаточно сложно.

Поэтому для контроля результатов, полученных по способу 1, предлагается использовать способ 2. Рассмотренные способы призваны дополнить друг друга. Достижение сходимости качественного и количественного вида эпюр, полученных способом 1 и способом 2, позволяет получить для эпюр вид, близкий к действительному распределению реакций по длине сваи. Последнее хорошо согласуется с результатами, приведенными в [3, 8, 14].

7.4. При построении эпюр способом 2 считаем важным учитывать в конечно-элементных расчетах работу растянутого бетона между нормальными трещинами, а также влияние участков, не имеющих трещины, на напряженно-деформируемое состояние арматуры и бетона в сжатой зоне. Эпюры, построенные способом 2, уже содержат в себе нелинейное распределение изгибных жесткостей по длине сваи и связаны с прочностными и деформационными свойствами железобетонного элемента.

7.5. Выявлены особенности области применения математического аппарата, используемого авторами для построения эпюр $x(z)$, $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, $K(z)$ для свай, испытываемых горизонтальной нагрузкой. Область применения следует ограничивать такой величиной горизонтальной нагрузки, при которой в свае еще не раскрылись наклонные трещины. Отрицательные значения эпюры $R(z)$ в верхней части свай TP15 при нагрузке $P = 2400$ кН на рис. 5(г), полученной авторами в ходе проведения теоретических расчетов, могут быть обусловлены выходом расчетной методики за границы области применения.

7.6. Результаты настоящего исследования позволяют сделать вывод, что задача теоретической оценки реакции грунта $R(z)$ по боковой поверх-

ности свай под действием горизонтальной нагрузки пока математически удовлетворительно не решена.

Все значения φ , натурно измеренные выше уровня земли в свае, учитывались авторами при построении непрерывной функции $\varphi(z)$. Отмечается, что экспериментальные дискретные значения редко принадлежат полученной непрерывной функции; чаще всего имеется некоторое расхождение ординат аналитической функции и экспериментальной точки. Сходимость аналитической функции и экспериментальных значений перемещений может быть проверена путем вычисления коэффициента линейной корреляции и графически путем рассмотрения графика в таком масштабе, в котором несущественные отклонения от экспериментальных точек практически не воспринимаются глазом наблюдателя. Отклонения графика аналитической функции $\varphi(z)$ в точке $z = 0$ также объясняются влиянием фиктивных точек, задаваемых на уровне выше оголовка сваи, которые оказывают значительное влияние на форму изгиба кривой $\varphi(z)$. Представленное на фрагменте рис. 3 отклонение кривой 1 от экспериментального значения в точке $z = 0$ считается допустимым, если при этом в ходе расчетов одновременно соблюдаются принятые критерии соответствия.

Важно заметить, что представленные в настоящей статье математические функции могут не обеспечивать «идеальный» действительный вид эпюр реакций в испытанной свае. Это может быть связано с математическими особенностями функций при операциях дифференцирования и с особенностями непосредственно функций. Авторами был применен полином в качестве вида функции, которая используется для огибания исходных дискретных значений φ . То же самое относится и к случаю, когда инклинометр использует в качестве выходных данных значения перемещений (x). Авторы предполагают, что полиномиальный вид функции не является универсальным для всех типов форм изгиба продольной оси свай в границах диапазона интенсивности горизонтальных нагрузок. Косвенным свидетельством этому является то, что в идеальных условиях эпюра 4 и эпюра 6 на рис. 4(г) вблизи поверхности земли должны иметь участок, близкий к вертикальному. Но такой участок не удалось получить при одновременном соблюдении всех критериев соответствия.

7.7. Для применения способов построения эпюр $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, рассмотренных авторами, рекомендуется использовать одинаковый тип конструирования нормальных сечений свай по длине и обеспечивать требуемую анкеровку арматурных выпусков свай в железобетонных оголовках (испытательных ростверках). Использование способа анкеровки продольной арматуры, например, путем локального увеличения количества арматурных стержней в сечении в зоне примыкания испытываемой сваи к ростверку, будет вызывать локаль-

ное скачкообразное изменение изгибной жесткости сваи и неоднородное распределение расстояний между образующимися в ней нормальными трещинами. Последнее, в конечном итоге, вызовет локальное искажение вида эпюр $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$ вблизи верхнего участка сваи.

7.8. Способы построения эпюры $M(z)$ с применением данных тензометрических и инклинометрических измерений имеют свои особенности, которые важно учитывать при интерпретации результатов испытаний свай. Так, большой шаг между контрольными точками при инклинометрических измерениях (в отчете [8] принят равным около 1,0 м) и последующее сглаживание графика $\varphi(z)$ не позволяют выявить локальные искривления продольной оси железобетонного элемента на участках между нормальными или наклонными трещинами. Точность тензометрических измерений сильно зависит от наличия или отсутствия трещин в зоне установки датчиков. Оба способа измерений, примененные при проведении полевых испытаний в [8], в случае их независимого (несогласованного) применения для построения эпюр $M(z)$ не приведут к получению достоверного результата.

7.9. Расчетами установлено, что кривая $K(z)$ изменяется по длине сваи нелинейно; описывается выпуклой, преимущественно параболической, зависимостью. То же происходит с кривой коэффициента постели. Установлено, что с ростом значения горизонтальной нагрузки качественно изменяется вид эпюры $R(z)$, что, в свою очередь, влияет на вид эпюр $K(z)$ и $C_z(z)$.

7.10. Полученные авторами результаты позволяют приблизиться к пониманию того, что способы моделирования работы свай, предлагаемые инженеру в СП 24.13330, не подходят для получения усилий в сваях фундаментов сложных систем (возводимых в составе больших кустов или свайных полей), рассчитываемых с применением конечно-элементных моделей. Последнее можно проследить на примере результатов исследований [16]. Поэтому можно предположить, что методика применения коэффициента пропорциональности K , указанная в СП 24.13330, являющаяся по сути переписыванием расчетных положений правил проектирования СНиП II-17-77, работает только в рамках какой-то аналитической методики, разработанной с применением результатов исследований простых свайных систем. К простым здесь отнесены такие системы, усилия в которых могут быть определены с применением аналитических методов расчета (например, устои мостовых сооружений, несущие конструкции причалов, подпорные инженерные сооружения, обеспечивающие устойчивость склонов, оползневых массивов).

Учитывая пояснения, изложенные в настоящей работе, для расчетов свайного фундамента (спроектированного в виде большого куста свай),

в оголовках каждой из свай которого заранее неизвестны величины нагрузочных эффектов, по нашему мнению, необходимо выполнять учет нелинейной реакции грунта $R(z)$ по боковой поверхности свай (с применением значений коэффициента пропорциональности K , установленных экспериментальным путем), даже в случае допустимости применения для надфундаментных конструкций расчетных моделей, соответствующих только упругой области деформирования. Анализ работы простых свайных систем допускается рассматривать при учете линейно-упругого поведения свай, в ограниченном и заранее известном диапазоне нагрузок.

7.11. Для преодоления проблем, рассмотренных в настоящей работе (на примере отечественной практики проектирования), авторы предлагают пересмотреть подход к процедуре проведения полевых испытаний свай. Такие испытания в первую очередь следует рассматривать как этап подготовки исходных данных для выполнения поверочного расчета здания (сооружения). Важно во время полевых испытаний проводить инклинометрические и тензометрические измерения по длине тела свай. Любые округления измеренных дискретных значений, произведенные при полевых испытаниях свай, следует признать недопустимыми (за исключением округлений, вызванных классом точности измерительного оборудования и погрешностями способов снятия измерений). Нерешенность рассмотренных проблем определяет необходимость разработки методики обработки результатов инклинометрических и тензометрических измерений, произведенных по длине тела свай во время полевых испытаний.

8. Направление дальнейших исследований

8.1. Для создания универсального способа учета реакции грунта при проведении конечно-элементных расчетов свайных фундаментов на горизонтальные нагрузки считаем необходимым совершенствовать способ моделирования горизонтальной реакции грунта по боковой поверхности свай с использованием нелинейных графиков зависимости «горизонтальная реакция – горизонтальное перемещение», получаемые для каждой контрольной точки (узла). Указанная процедура известна как «Р-у метод», который с 1950 по 1985 г. в исследованиях развивали, например, Н. Matlock и L.C. Reese [17].

Важно отметить, что реализация метода Р-у для случая проектирования сколько-нибудь технически сложного объекта сопряжена со значительной трудоемкостью. Автоматизация получения и назначения параметров кривых Р-у является ключевым инструментом сокращения трудозатрат в процессе проектирования. Однако в настоящее время такая опция недоступна в большинстве расчетных комплексов, применяемых в отечественной практике проектирования. Дополнительную слож-

ность для применения кривых Р-у создает отсутствие параметров кривых для многих грунтов, распространенных на территории нашей страны. Поэтому сопоставление параметров натуральных кривых Р-у, полученных на отечественных площадках для различных типов грунтов, с результатами зарубежных исследователей для аналогичных типов грунтов считаем необходимым выделить в отдельный раздел дальнейших исследований. На текущий момент времени методологию Р-у предлагается рассматривать как альтернативный и более достоверный, способ моделирования работы свайных фундаментов при действии горизонтальных нагрузок.

8.2. Считаем необходимым уделять внимание вопросу влияния технологии устройства свай и свайных полей, а также истории нагружения свай на качественный вид эпюры распределения горизонтальной реакции грунта. Результаты, полученные при проведении научно-исследовательской работы [9], показывают, что значительные качественные и количественные отличия эпюр реакции грунта по боковой поверхности для свай TP12 (по сравнению со свай TP15) следует объяснять предварительным испытанием свай TP12 вдавливающей нагрузкой.

8.3. По результатам настоящей работы и в соответствии с результатами натуральных экспериментов [8, 14] установлено, что жесткие сваи при действии горизонтальных нагрузок совершают поворот в вертикальной плоскости относительно некоторой нулевой точки. Поэтому дальнейшей проработки также требует вопрос назначения граничных условий в направлении вдоль жестких свай при их конечно-элементном моделировании.

8.4. Необходимо планомерно проводить работу по выполнению расчетов, аналогичных рассмотренным в настоящей работе, с использованием аналитических функций, аппроксимирующих инклинометрические измерения, в виде полиномов различного вида, тригонометрических функций, комбинированных функций, функций в виде рядов и т. д.

Литература

1. Гинзбург, Л.К. *Противооползневые удерживающие конструкции* / Л.К. Гинзбург. – М.: Стройиздат, 1979. – 80 с.
2. Wilson, S.D. *How to Determine Lateral Loads Capacity of Piles* / S.D. Wilson, D.E. Hilt. – <http://www.slideruleera.net/PileLateralLoadCapacity.pdf> (дата обращения 17.09.2021)
3. Taheri, O. *Lateral Soil-Pile Stiffness Subjected to Vertical and Lateral Loading* / O. Taheri, R.Z. Moayed, M.Nozari // *Journal of Geotechnical and Transportation Engineering*. – 2015. – Vol. 1, issue 2. – P. 30–37.
4. Kurguzov, K.V. *Piles and lateral loads: comparison of calculation methods* / K.V. Kurguzov, I.K. Fomenko // *Vestnik MGSU*. – 2019. – 14(10). – P. 1280–1291. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.10.1280-1291

5. Знаменский, В.В. Инженерный метод расчета горизонтально нагруженных групп свай / В.В. Знаменский. – М.: АСВ, 2000. – 128 с.
6. Лазебник, Г.Е. Давление грунта на сооружения / Г.Е. Лазебник. – Киев: Изд-во ППНВ, 2005. – 243 с.
7. Hajjalilue-Bonab, M. Soil Deformation Pattern around Laterally Loaded Piles / M. Hajjalilue-Bonab, H. Azarnya-Shahgoli, Y. Sojoudi // *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics. Paper 1000015*. – 2011. – 11(3). – P. 116–125. DOI: 10.1680/ijpmg.2011.11.3.116
8. Contractor Report No. 46: Lateral load tests on large diameter bored piles, by G. Price and I.F. Wardle, Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport, Old Wokingham Road, Crowthorne, Berkshire, RG11 6AU, 1987. – 49 p.
9. Определение коэффициента пропорциональности для целей расчета коэффициента постели грунта по боковой поверхности буронабивных свай с применением результатов полевых испытаний на горизонтальные статические нагрузки: Технический отчет НИР / Научно-исследовательская лаборатория оценки безопасности результатов проектирования и сейсмостойкости строительных конструкций; Руководитель работы (отв. исп.) А.В. Соснин; исполнители А.А. Абросов, Н.М. Лахтовская. – № К.Сз(СП24.13330)/08.2020-н/исв. – Смоленск, 2020. – 50 с.
10. Мурашев, В.И. Трециноустойчивость, жесткость и прочность железобетона / В.И. Мурашев. – М.: Изд-во Министерства строитель-
- ства предприятий машиностроения, 1950. – 267 с.
11. Баташев, В.М. Прочность, трещиностойкость и деформации железобетонных элементов с многорядным армированием / В.М. Баташев. – Киев: Изд-во «Будівельник», 1978. – 120 с.
12. Статически неопределимые железобетонные конструкции. Диаграммные методы автоматизированного расчета и проектирования. Методическое пособие [Электронный ресурс]. – 2017. – URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4293740/4293740525.pdf> (дата обращения 24.01.2021)
13. Stark, T.D. Slope Inclinometers for Landslides / T.D. Stark, H. Choi // *Landslides*. – 2008. – Vol. 5. – P. 339–350. DOI: 10.1007/s10346-008-0126-3
14. Буслов, А.С. Работа свай на горизонтальную нагрузку за пределами упругости в связных грунтах / А.С. Буслов. – Ташкент: Изд-во «Фан», 1979. – 108 с.
15. Hanich, T. Lateral Load Test of Reinforced Concrete Bored Piles of Bridge Eye in Skopje / T. Hanich, V. Hristovski, N. Zurovski // *Conference 2015*. – 7 p.
16. Lemnitzer, A. Experimental Testing of a Full-Scale Pile Group under Lateral Loading / A. Lemnitzer, P. Khalili-Tehrani, E.R. Ahlberg et al. // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. – 2010. – Vol. 136. – P. 1673–1685. DOI: 10.1061/ASCEGT.1943-5606.0000383
17. Reese, L.C. Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading / L.C. Reese, W. Van Impe. – 2nd ed. – Taylor & Francis Group, 2011. – 526 p.

Соснин Алексей Викторович, руководитель научно-исследовательской лаборатории оценки безопасности результатов проектирования и сейсмостойкости строительных конструкций (СейсмЭстимЛаб), Смоленск, seism.estim.lab@mail.ru

Абросов Александр Александрович, старший инженер-расчетчик научно-исследовательской лаборатории оценки безопасности результатов проектирования и сейсмостойкости строительных конструкций (СейсмЭстимЛаб), Смоленск

Поступила в редакцию 20 сентября 2022 г.

DOI: 10.14529/build220402

INFLUENCE OF DISPLACEMENTS DETERMINATION ACCURACY OF BORED PILES ON ANALYSIS RESULTS OF THEIR RESPONSE UNDER LATERAL LOADS

A.V. Sosnin, seism.estim.lab@mail.ru

A.A. Abrosov

Scientific-Research Laboratory of Design Outcomes Safety Estimation and Earthquake-Resistance of Building Structures, Smolensk, Russia

An approach to improve of determination reliability of horizontal displacements (x), bending moments (M), shear forces (Q), horizontal soil reaction (R), which describes of soil reaction

along surface, for large-diameter bored piles under lateral loads is proposed. in the article. As the research object a bored pile with 1.5 m diameter and 12.5 m length (hereinafter referred to as the TP15 pile), tested under lateral loads (P) with various intensity, was taken. The proposed approach provides for construction and comparison on depth (z) reaction diagrams $x(z)$, $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$, obtained using two following ways (methods). Method #1 based for classical differentiation of a rotation angles $\varphi(z)$ curve for normal sections of the pile, method #2 – provides direct differentiation of a $M(z)$ -diagram obtained from FEM-analysis results under a pile model, which involves using of lateral displacements on $x(z)$ -curve, which were determined with the method #1 for assign of parameters for check points located at a depth (z) along of the pile length. The authors obtained distribution diagrams of K-coefficient and a subgrade-soil-resistance coefficient C_z (in a formulation of SP 24.13330) along length of the tested pile. The research was carried out using results of in-situ experiments conducted by G. Price and I.F. Wardle (1987), in particular using measurements of angular displacements (φ) of check points along length of the pile. The diagrams (curves) were plotted by the authors in MathCAD; computational estimations of $M(z)$ -curves for method #2 are made in SAP2000 taking into account non-linear deformations of reinforced concrete members. For reliability assessments of $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$ values obtained by these two methods, several assessment criteria were accepted. It has been established that slight deviations of a $\varphi(z)$ -curve plotted using analytical function, when it envelopes discrete φ -values obtained during inclinometric measurements, these slight deviations have a significant influence on calculation reliability of $M(z)$, $Q(z)$, $R(z)$. It is shown that at the slight deviations of a $\varphi(z)$ -curve for the TP15 under $P = 1200$ kN a discrepancy between displacement values (x) determined 0.7%, discrepancies between maximum values of (M), (Q) and (R) are 30, 30 and 38% respectively. It has been established that $K(z)$ and $C_z(z)$ dependencies obtained for the pile at different load (P) at land-surface level have a radically different view. This feature should be explained by peculiarities of non-linear behavior of soil and inelastic reaction of the pile under high intensity lateral loads.

Keywords: in-situ pile tests under lateral loads, bored piles of large diameter, soil reaction on pile sidewall surface, curve of K-value (in SP 24.13330 formulation), inclinometric measurements, angular displacements of pile, pile inflection point in soil.

References

1. Ginzburg L.K. *Protivoopolznevye uderzhivayushchie konstruksii* [Landslide Protection Retaining Structures]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1979. 80 p.
2. Wilson S.D., Hilts D.E. [How to Determine Lateral Loads Capacity of Piles]. Available at: <http://www.slideruleera.net/PileLateralLoadCapacity.pdf> (accessed 17.09.2021).
3. Taheri O., Moayed R.Z., Nozari M. [Lateral Soil-Pile Stiffness Subjected to Vertical and Lateral Loading]. *Journal of Geotechnical and Transportation Engineering*, 2015, vol. 1, issue 2, pp. 30–37.
4. Kurguzov K.V., Fomenko I.K. [Piles and lateral loads: comparison of calculation methods]. *Vestnik MGSU*, 2019, vol. 14, no. 10, pp. 1280–1291. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.10.1280-1291
5. Znamenskiy V.V. *Inzhenernyy metod rascheta gorizonta'no nagruzhennykh grupp svay* [An Engineering Method for Calculation of Piles Groups under Lateral Loads]. Moscow, ASV Publ., 2000. 128 p.
6. Lazebnik G.E. *Davlenie grunta na sooruzheniya* [Ground pressure on structures]. Kiev, PPNV Publ., 2005. 243 p.
7. Hajjalilue-Bonab M., Azarnya-Shahgoli H., Sojoudi Y. [Soil Deformation Pattern around Laterally Loaded Piles]. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 2011, vol. 11, issue 3, pp. 116–125. DOI: 10.1680/ijpimg.2011.11.3.116
8. Price G., Wardle I.F. [Contractor Report No.46: Lateral load tests on large diameter bored piles], Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport, Old Wokingham Road, Crowthorne, Berkshire, RG11 6AU, 1987. 49 p.
9. Sosnin A.V., Abrosov A.A., Lakhtovskaya N.M. *Opredelenie koeffitsienta proporsional'nosti dlya tseley rascheta koeffitsienta posteli grunta po bokovoy poverkhnosti buronabivnykh svay s primeneniem rezul'tatov polevykh ispytaniy na gorizonta'nye staticheskie nagruzki: Tekhnicheskii otchet NIR* [Determination of a proportionality coefficient for purpose of calculating a subgrade-soil-resistance coefficient on a side surface of bored piles using results of in-situ tests under lateral static loads. Scientific and Technical Report], Scientific-Research Laboratory of Design Outcomes Safety Estimation and Earthquake-Resistance of Building Structures (Seism.estim.lab), Smolensk, 2020, no. K.Cz(SP24.13330)/08.2020-nisv. 50 p.
10. Murashev V.I. *Treshchinoustoychivost', zhestkost' i prochnost' zhelezobetona* [Crack Resistance, Stiffness and Strength of Reinforced Concrete]. Moscow, Construction Ministry of Machine Building Enterprises Publ., 1950. 267 p.
11. Batashev V.M. *Prochnost', treshchinostoykost' i deformatsii zhelezobetonnykh elementov s mnogoryadnym armirovaniem* [Strength, Crack Resistance and Deformation of Reinforced Concrete Members with Multi-Row Bar Reinforcement]. Kiev, Budivel'nik Publ., 1978. 120 p.

12. *Statically indeterminate reinforced concrete structures. Diagrammatic methods of computational calculation and design. Methodical Manual*. Moscow, 2017. 197 p. Available at: <https://meganorm.ru/Data2/1/4293740/4293740525.pdf> (accessed 24.01.2021)

13. Stark T.D., Choi H. [Slope inclinometers for landslides]. *Landslides*, 2008, no. 5, pp. 339–350. DOI: 10.1007/s10346-008-0126-3

14. Buslov A.S. *Rabota svay za predelami uprugosti v svyaznykh gruntakh* [Nonlinear Behavior of Piles in Cohesive Soils]. Tashkent, Fan Uzbek SSR Publ., 1979. 108 p.

15. Hanich T., Hristovski V., Zurovski N. [Lateral Load Test of Reinforced Concrete Bored Piles of Bridge Eye in Skopje]. *Conference paper*, Skopje, Republic of Macedonia, 2015, pp. 1–7

16. Lemnitzer A., Khalili-Tehrani P., Ahlberg E.R., Rha Ch., Taciroglu E., Wallace J.W., Stewart J.P. [Experimental Testing of a Full-Scale Pile Group under Lateral Loading]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, no. 136, pp. 1673–1685. DOI: 10.1061/ASCEGT.1943-5606.0000383

17. Reese L.C., Van Impe W. [Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading]. 2nd ed., Taylor & Francis Group, 2011. 526 p.

Received 20 September 2022

ОБРАЗЕЦ ЦИТИРОВАНИЯ

Соснин, А.В. Влияние точности определения перемещений буронабивных свай на результаты анализа их реакции от действия горизонтальных нагрузок / А.В. Соснин, А.А. Абросов // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2022. – Т. 22, № 4. – С. 15–32. DOI: 10.14529/build220402

FOR CITATION

Sosnin A.V., Abrosov A.A. Influence of displacements determination accuracy of bored piles on analysis results of their response under lateral loads. *Bulletin of the South Ural State University. Ser. Construction Engineering and Architecture*. 2022, vol. 22, no. 4, pp. 15–32. (in Russ.). DOI: 10.14529/build220402