

К расчету осадок свайных и свайно-плитных фундаментов

С.В.Курилло, А.Г.Скороходов, В.Г.Федоровский
НИИОСП, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: В докладе при помощи конечно-элементного моделирования обосновывается оценка осадки свайного фундамента как суммы осадки «условного» фундамента и осадки «продавливания» отдельных свай

В данном сообщении рассматриваются вопросы расчета большеразмерных, т.е. имеющих большую площадь в плане и включающих значительное (измеряемое сотнями и даже тысячами) количество свай, свайных фундаментов (полей) с высоким или низким плитным ростверком. В последнем случае фундамент можно считать свайно-плитным.

Такого рода фундаменты используются при строительстве тяжелых сооружений не столько для обеспечения достаточно высокого запаса несущей способности основания (она и так, как правило, достаточно высока благодаря большим размерам и заглублению подошвы плиты), сколько для снижения общих и неравномерных осадок. С другой стороны, за счет взаимовлияния через грунт, а также в результате увеличения нормальных напряжений в грунте под давлением, передаваемым через низкий ростверк, несущая способность отдельных свай в свайном поле обычно значительно возрастает. Так что правильным представляется подход, который предложил M.Randolph (1994) и который заключается в переходе к расчету по деформациям (осадкам) вместо общепринятого сейчас расчета, исходящего из несущей способности отдельных свай.

Для расчета плитных фундаментов на ес-

тественном основании предложен алгоритм Шварца (см. Федоровский и Безволев, 2000), который пригоден для любой расчетной модели основания и который сводится к следующей последовательности шагов:

1. Принимается некоторое начальное распределение коэффициентов постели k под плитой.

2. Рассчитывается плита (с учетом или без учета жесткости надфундаментного строения) на заданную нагрузку при данном коэффициенте постели, проводится определение осадок плиты и реакций основания p по подошве плиты.

3. Определение осадок основания w по выбранной его расчетной модели по вычисленным в п. 2 нагрузкам на основание p . Пересчет поля коэффициентов постели $k = p/w$.

4. Сопоставление нового и старого коэффициентов постели. Если различие по принятому критерию достаточно мало, расчет заканчивается. В противном случае — переход к п. 2.

Этот алгоритм можно распространить на расчет плитных ростверков свайных полей, особенно для близкорасположенных свай, где возможно осреднение отпора свай и грунта по подошве ростверка. Для «редких» свай необходим индивидуальный их учет

(см. Александрович и др., 2003). В любом случае необходимо уметь рассчитывать осадки свайного фундамента.

Есть два основных подхода к такому расчету. Первый из них основан на расчете осадок одиночных свай и определении осадки группы свай с учетом коэффициентов взаимного влияния свай через грунт (Poulos & Davies, 1980; Федоровский и др., 2003). В рамках этого подхода Барвашов и Федоровский (1978) разработали трехпараметрическую контактную модель свайного поля, близкую к известной модели с двумя коэффициентами постели Филоненко-Бородича-Пастернака-Власова.

Второй, используемый как в отечественной практике, так и за рубежом (Tomlinson, 2001), основан на замене реального свайного фундамента неким «условным» фундаментом на естественном основании. Оба подхода имеют свои достоинства и недостатки. Первый хорош для малых свайных групп, но не работает для больших групп (полей), где существенно изменяется характер взаимодействия свай с грунтом, в частности, распределение отпора грунта между стволом и острием свай, а также вдоль ствола (см. ниже). Второй подход никак не учитывает количество и распределение свай в пределах группы, а они могут очень существенно повлиять на осадки.

Более точным является подход, сочетающий преимущества обоих вышеназванных. Именно, осадку свайного фундамента (общую и местную) предлагается рассматривать в виде суммы двух составляющих

$$w = w' + w'', \quad (1)$$

где w' – осадка условного массивного фундамента в пределах, занимаемых реальным свайным фундаментом; w'' – дополнительная осадка, связанная с «продавливанием» отдельных свай.

Ниже описываются методы вычисления отдельных составляющих осадки. Для простоты расчеты проводятся для случая массивного фундамента большой длины – в плоской (двумерной) постановке, и в связи с тем, что речь идет о существенно допредельной стадии работы фундамента, используется модель линейно-деформируемой среды.

Рассмотрим ленточное свайное поле шириной в плане 20 м и глубиной 10 м, расположенное в двухслойном упругом основании (рис. 1). (Вопрос выбора глубины деформируемой толщи весьма важен для расчета осадок скорее с количественной, чем с качественной точки зрения, и потому здесь глубина сжимаемой толщи под концами свай для простоты принята равной 10 м.) Массивный фундамент, заменяющий свайное поле, представляет собой однородный трансверсально изотропный упругий массив, модуль деформации которого по вертикали получается осреднением модулей свай и грунта

$$E_z = \frac{E_p F_p + E_1 (A - F_p)}{A}, \quad (2)$$

где E_p – модуль Юнга материала свай; F_p – площадь ее поперечного сечения; E_1 – модуль деформации верхнего слоя грунта; A – площадь основания, приходящаяся на одну сваю. Для квадратной сетки свай $A = s^2$, где s – шаг свай.

Все остальные деформационные (упругие) характеристики массива те же, что и у верхнего слоя грунта.

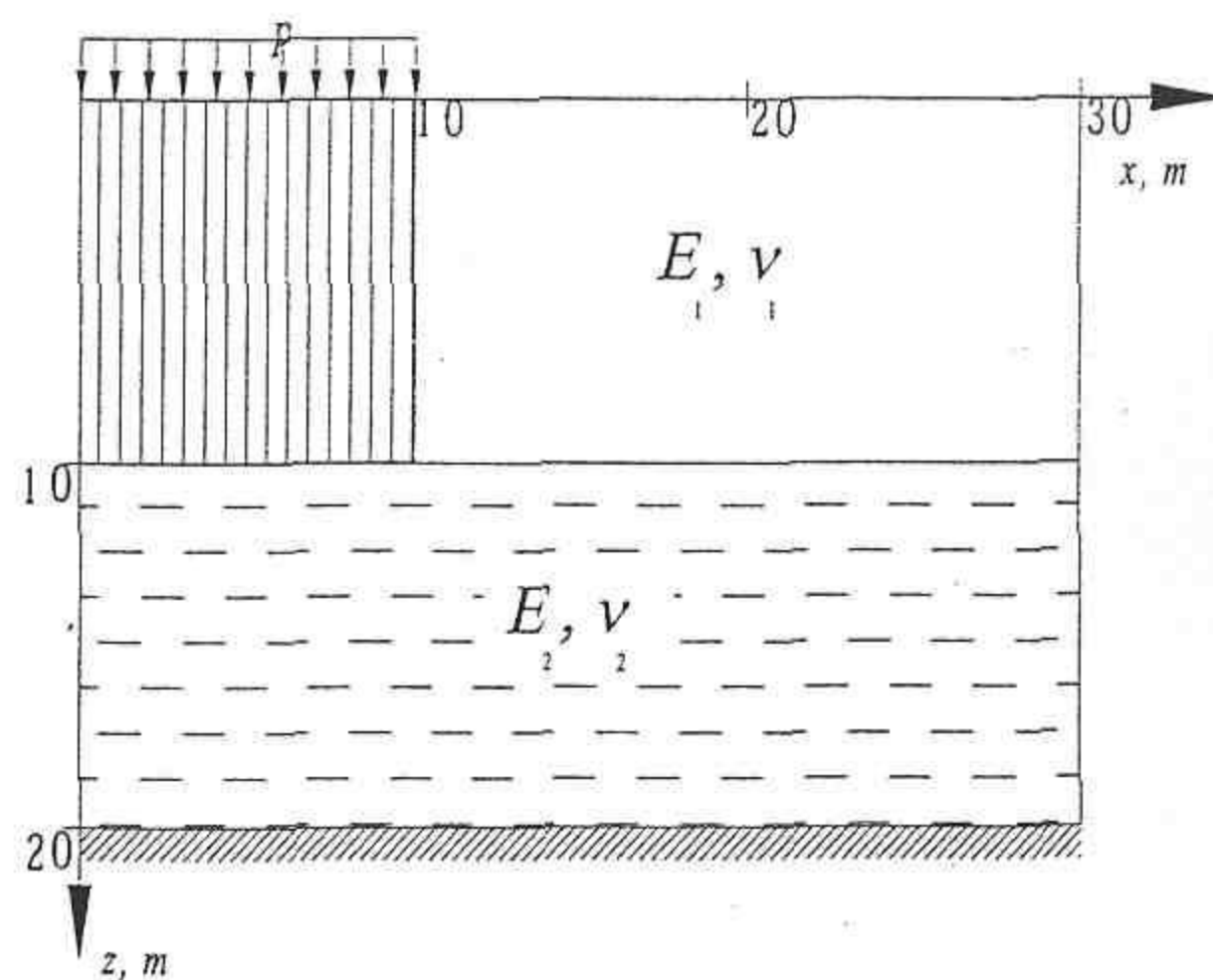


Рис. 1. Анизотропный массив на двухслойном основании

Рассмотрено три варианта основания: однородное ($E_1 = E_2 = 25$ МПа); слабо неоднородное ($E_1 = 17.5$ МПа, $E_2 = 35$ МПа) и сильно неоднородное ($E_1 = 15$ МПа, $E_2 = 75$

МПа). Коэффициенты Пуассона во всех случаях $\nu_1 = \nu_2 = 0.25$. Такие же основания были рассмотрены авторами ранее в работе Александровича и др., (2003) и объединяются они тем, что для безграничной плиты на поверхности под равномерной нагрузкой коэффициент постели составляет $k_0 = 1.5 \text{ МН/м}^3$.

Анизотропный массив с поверхности нагрузим постоянной нагрузкой $p = 0.5 \text{ МПа}$. Ввиду симметрии достаточно рассмотреть половину системы фундамент-основание. Ввиду того, что массив обладает значительной жесткостью только по вертикали, а уже сдвиг в вертикальной плоскости определяется грунтовыми характеристиками, осадка верха массива оказывается неравномерной (точнее говоря, параболической): осадка центра w'_c примерно в 1.5 раза больше, чем осадка края w'_e (табл. 1).

Таблица 1. Осадка анизотропного массива при равномерной нагрузке 0.5 МПа

| E_1 , МПа | E_2 , МПа | Расчетные осадки, мм | | |
|----------------|----------------|----------------------|--------|--------|
| | | w'_c | w'_e | w'_m |
| 25 | 25 | 143.9 | 96.1 | 128.0 |
| 17.5 | 35 | 112.0 | 70.9 | 98.3 |
| 15 | 75 | 56.5 | 34.6 | 49.2 |

В этой же таблице приведены значения средней осадки верха массива, подсчитанные по формуле

$$w'_m = \frac{2w'_c + w'_e}{3} \quad (3)$$

Отметим, что рассмотренная модель обладает существенной распределительной способностью, проявляющейся в неравномерности поля коэффициентов постели. Для однородного основания он возрастает от 3.475 МН/м^3 в центре до 5.2 МН/м^3 на краю, а для наиболее неоднородного основания – от 8.85 МН/м^3 до 14.45 МН/м^3 .

Чтобы подсчитать вклады «продавливания», используем расчетную схему, предложенную в работе Федоровского и Безволева (1994) для расчета осадок безграничных свайных полей. Именно, рассматривается цилиндрический объем радиусом $R = (A/\pi)^{1/2} = s/\pi^{1/2}$ с осью по оси сваи (см. рис. 2а). Объем включает сваю и контактирующий с

ней грунт на всю глубину основания. Нагрузку можно приложить как непосредственно к свае (это имеет смысл для случая высокого ростверка), так и к верху плиты (в случае низкого ростверка), часть которой в пределах цилиндра также включается в расчет. Ниже анализируется именно последний случай. Граничные условия по боковой поверхности цилиндра очевидны из соображений симметрии: равенство нулю горизонтальных (радиальных) смещений и касательных напряжений.

Решение такой осесимметричной задачи дает осадку в случае безграничного поля. Для конечного поля таким образом лучше оценивать дополнительную осадку за счет продавливания по формуле

$$w'' = w''_1 - w''_2 \quad (4)$$

Здесь w''_1 – осадка верха фундамента в исходной расчетной схеме на рис. 2а; w''_2 – то же самое для случая, когда в пределах длины сваи она и грунт заменены эквивалентным по суммарной жесткости однородным массивом с модулем E_2 , рассчитанным по формуле (2) (рис. 2б). Отметим, что поскольку в нижней части основания (на глубинах, превышающих $2R$ от плоскости, проходящей через концы свай) напряжения и деформации в обеих схемах практически одинаковы, нижний слой основания можно ограничить указанной толщиной.

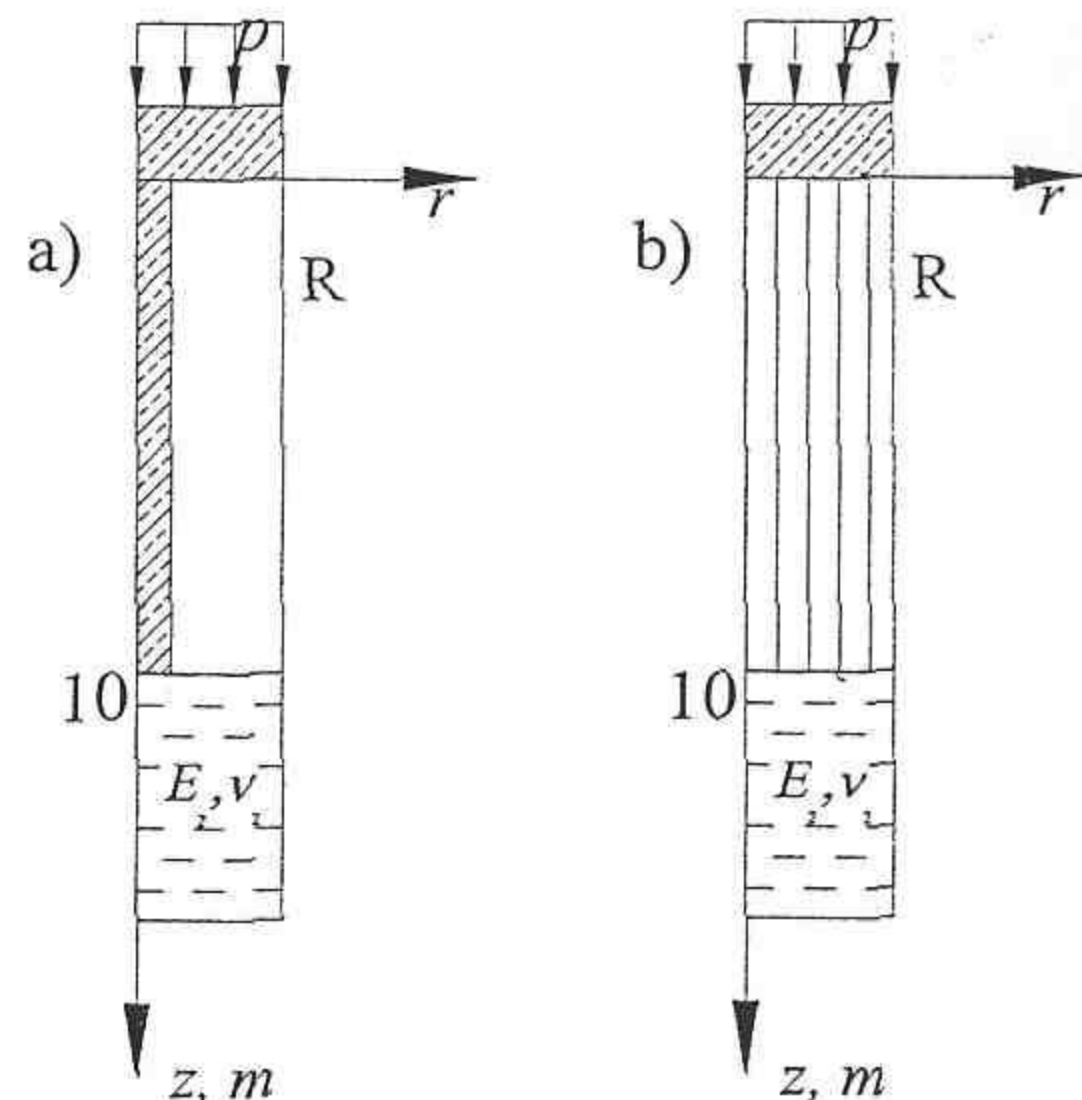


Рис. 2. Модели для расчета продавливания свай

В табл. 2 приведены результаты проведенных по такому методу расчетов. Грунтовое основание то же, что и выше. Свая – железобетонная круглая диаметром 33.8 см (эквивалентная по площади поперечного сечения стандартной свае с сечением 30×30 см). Модуль ее материала $E_p = 30$ ГПа.

Таблица 2. Дополнительные осадки продавливания при давлении на низкий ростверк 0.5 МПа

| E_1 , МПа | E_2 , МПа | Осадки w'' (мм) в зависимости от шага свай s , м | | | | | |
|-------------|-------------|--|------|------|------|------|-------|
| | | 1.0 | 1.2 | 1.5 | 2.0 | 3.0 | 6.0 |
| 25 | 25 | 5.4 | 9.4 | 14.4 | 22.9 | 38.8 | 60.1 |
| 17.5 | 35 | 9.9 | 15.2 | 23.0 | 35.7 | 60.2 | 98.3 |
| 15 | 75 | 9.7 | 14.7 | 21.7 | 35.4 | 62.1 | 116.3 |

Теперь можно подсчитать суммарную как локальную, так и среднюю осадку свайно-плитного фундамента. Поскольку при расчете не учитывалась изгибная жесткость плиты ростверка и для возможности сравнения с расчетом по методу условного фундамента, результаты в табл. 3 приведены только для средней осадки. Расчеты осадки w'_{cf} по методу условного фундамента проводились также МКЭ. Условный фундамент в соответствии с рекомендациями (Tomlinson, 2001) принимался глубиной $(2/3)l = 6.67$ м и шириной 23.33 м. Здесь не учитывалось, что размеры условного фундамента рекомендуется определять по глубине погружения свай в «несущий слой», поскольку нет четкого определения, что это такое.

Таблица 3. Суммарные средние осадки свайно-плитного фундамента

| E_1 , МПа | E_2 , МПа | $w_m = w'_m + w''$ (мм) в зависимости от шага свай s , м | | | | | | w'_{cf} , мм |
|-------------|-------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|----------------|
| | | 1.0 | 1.2 | 1.5 | 2.0 | 3.0 | 6.0 | |
| 25 | 25 | 133.4 | 137.4 | 142.4 | 150.9 | 166.8 | 188.1 | 140.2 |
| 17.5 | 35 | 108.2 | 113.5 | 121.3 | 134.0 | 158.5 | 196.6 | 133.7 |
| 15 | 75 | 58.9 | 63.9 | 70.9 | 84.6 | 111.3 | 165.5 | 107.0 |

Как видно, подтверждается очевидное предположение, что расчет по методике условного фундамента существенно недооценивает изменчивость осадки в зависимости от шага свай даже без учета пластической составляющей осадки.

Использованные выше расчетные схемы работают и для упруго-пластических моделей основания. Не останавливаясь на много-

численных возникающих при этом вопросах, приведем только некоторые результаты расчетов для условного глинистого основания с характеристиками: модуль деформации $E = 25$ МПа; удельный вес $\gamma = 2.0$ т/м³; угол внутреннего трения $\varphi = 15^\circ$; сцепление $c = 5$ т/м². Свая та же, что и в предыдущем примере. Параметры трения на контакте грунта со свайей приняты теми же, что и для грунта, т.е. свая идеально шероховатая.

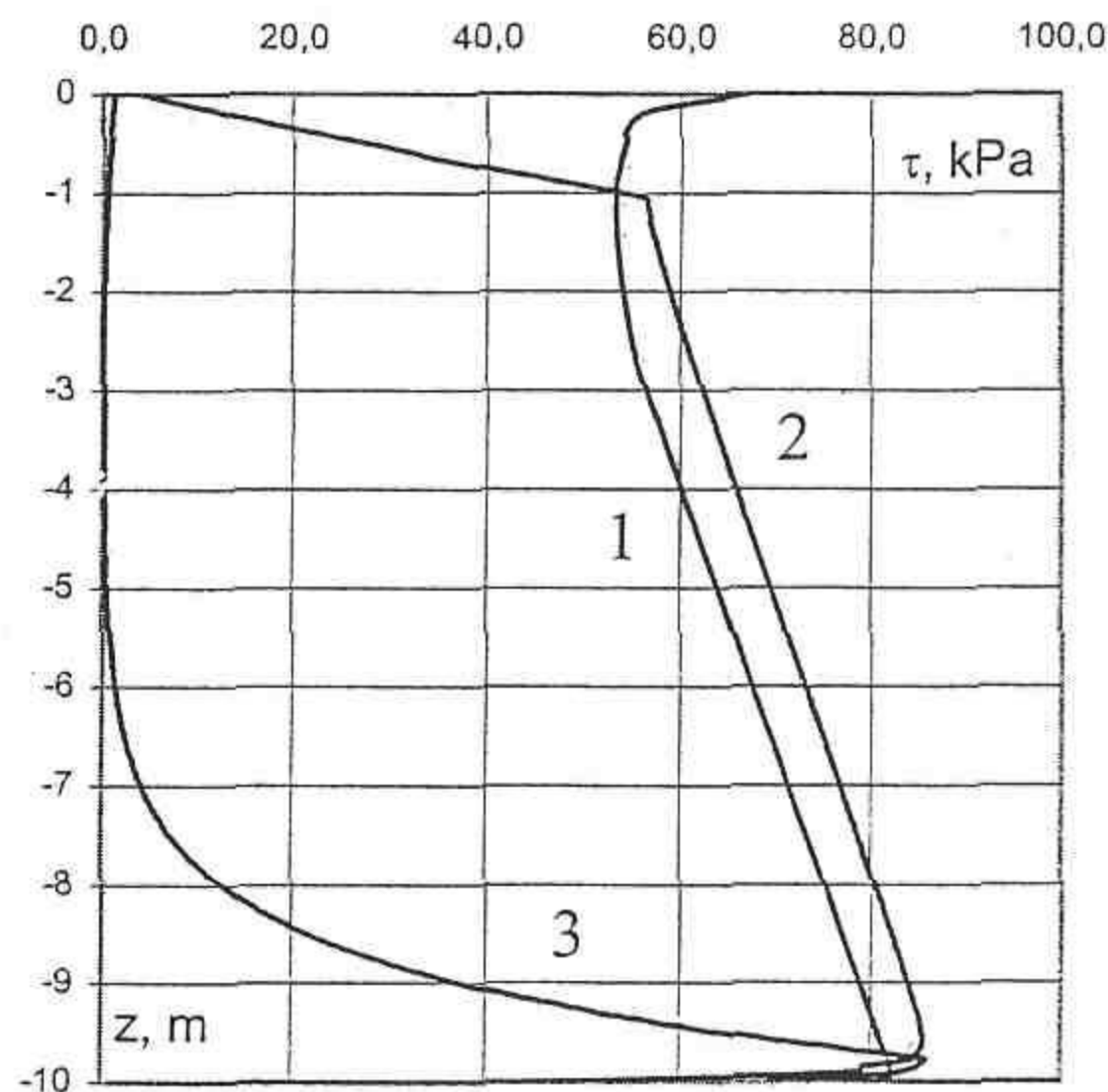


Рис. 3. Эпюры контактного трения по длине сваи для одиночной сваи (1), сваи из поля с шагом 1 м (2) и для одиночной сваи под плитой (3)

На рис. 3 показаны эпюры контактного трения (отпора грунта) по боковой поверхности сваи для трех различных схем нагружения. Объединяет их то, что во всех случаях осадка свай равна 5 см, т.е. достаточно велика для полной мобилизации трения в случае одиночной сваи. Именно этот случай показан на кривой 1, точнее говоря, расчет производился по вышеописанной схеме «цилиндра» при большом шаге свай ($s = 6$ м). В этом случае фундамент чисто свайный, т.е. ростверк высокий, как и в случае кривой 3, которая соответствует малому шагу свай ($s = 1$ м). Видно, что в последнем случае имеет место значительная концентрация отпора грунта вблизи острия сваи. По большей части длины осадка сваи равна осадке грунта и трение по контакту отсутствует. И только у самой свободной поверхности, где

осадки грунта несколько отстают от осадки свай, появляются очень маленькие касательные напряжения. Отметим, что именно сжатие грунта в нижней части свай, где τ отлично от 0, формирует дополнительную осадку продавливания.

Кривая 2 соответствует свайно-плитному фундаменту при $s = 6$ м. Под плитой, где осадки грунта близки к осадкам свай, касательные напряжения малы и падают до нуля при $z = 0$. Ниже они выходят на предел, причем, поскольку давление под плитой увеличивает вертикальные и горизонтальные напряжения в грунте, предельные касательные напряжения, линейно зависящие от радиальных при ненулевом угле трения на контакте грунта со свайей, также возрастают по сравнению со случаем одиночной свай (кривая 1). Р. Катценбах считает, что вышеописанное увеличение бокового трения, как и аналогичный рост лобового сопротивления свай благодаря давлению под плитой приводят к практически неограниченному возрастанию несущей способности свай в комбинированных свайно-плитных фундаментах (Hanisch et al, 2002). Александрович и др. (2003) показали, что боковое сопротивление свай в таких фундаментах можно рассчитывать по методу кривых τ - w , где под w подразумевается смещение свай относительно грунта.

В качестве примера рассмотрим расчет осадок свайных фундаментов жилого дома в Москве, построенного в 2003 г. Дом состоит из двух отдельных корпусов, 34- и 23-этажного. Для обоих корпусов применили фундаменты в виде свайных полей из свай длиной 21 м и 18 м, соответственно. В обоих случаях шаг свай был равен 1.4 м. Буровые свай были выполнены по разрядно-импульсной технологии (РИТ), использующей уплотнение мелкозернистого бетона и окружающего грунта при помощи микро-взрывов, вызываемых электрическими разрядами.

Для расчета был принят диаметр свай $d = 338$ мм. Грунтовое основание для простоты принималось двухслойным: вверху 17-метровый слой плотного моренного суглинка с характеристиками $\gamma' = 21.9$ кН/м³; $E = 32$ МПа; $\varphi = 22^\circ$; $c = 33$ кПа; внизу плотный водонасыщенный песок с характеристиками

$\gamma' = 11$ кН/м³; $E = 48$ МПа; $\varphi = 45^\circ$; $c = 3$ кПа. (Поскольку расчеты производились для сопоставления с натурными наблюдениями, использовались нормативные характеристики.) Расчеты производились при помощи известной программы МКЭ PLAXIS (см. Brinkgreve & Vermeer, 1998) в рамках упруго-пластической модели с изотропным упрочнением.

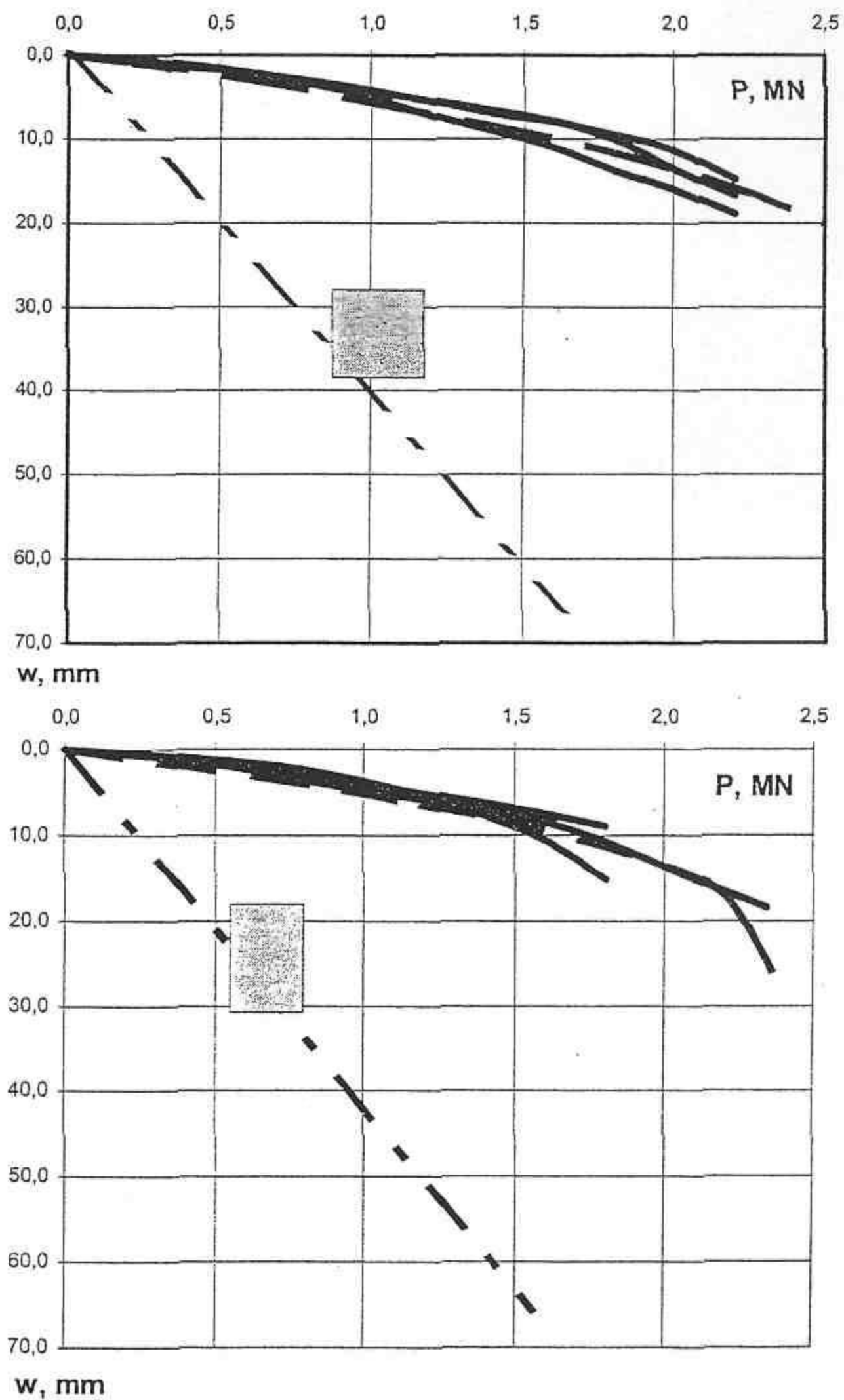


Рис. 4. Графики «нагрузка (на сваю) – осадка» для одиночных свай (экспериментальные — и расчетные - - -) и свайного поля (- - - -). Серые прямоугольники показывают диапазоны нагрузок и измеренных осадок для 34-этажного (а) и 23-этажного (б) корпусов

Отметим, что у вышеописанных свай очень высокое предельное сопротивление по грунту, особенно лобовое сопротивление. Поэтому рабочая нагрузка на фундамент

ограничена сопротивлением материала свай. На рис. 4а показаны экспериментальные зависимости осадки от нагрузки, полученные в полевых статических испытаниях пробных свай на площадке большего корпуса А.М.Дзаговым (НИИОСП), и соответствующая расчетная кривая. Также показана расчетная кривая средняя нагрузка на сваю – средняя осадка свайного поля. Серый прямоугольник показывает оцениваемый диапазон нагрузок (0.9...1.1 МН на сваю) и измеренный диапазон осадок (28...38 мм). Аналогичные графики приведены на рис. 4б для меньшего корпуса. Здесь оцениваемый диапазон нагрузок 0.6...0.8 МН на сваю, а измеренные осадки – между 18 и 31 мм.

Как видно из рис. 4, качественные результаты расчета неплохо согласуются с натурными наблюдениями. Что касается количественных результатов, то они существенно зависят от принятой модели грунтового основания и, особенно, от ее расчетных параметров.

В заключение отметим, что предлагаемый метод может быть использован в рамках алгоритма Шварца при переменном шаге свай и неравномерной нагрузке на фундамент. Авторы также выражают искреннюю признательность В.Г.Буданову и В.Я. Еремину за предоставление исходных материалов и разрешение их использовать для сопоставительных расчетов.

ЛИТЕРАТУРА

- Александрович В.Ф., Курилло С.В., Федоровский В.Г.* К вопросу о взаимном влиянии свай и плиты в основании свайно-плитного фундамента // Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство. Тр. Межд. Конф., т.2, С.-П.-М., Изд. АСВ, 2003, с. 279-286
- Барвашов В.А., Федоровский В.Г.* Трехпараметрическая модель грунтового основания и свайного поля, учитывающая необратимые структурные деформации грунта. ОФиМГ, 1978, №4, с. 17-20
- Федоровский В.Г., Безволев С.Г.* Метод расчета свайных полей и других вертикально армированных грунтовых массивов. ОФиМГ, 1994, №3, с. 11-15
- Федоровский В.Г., Безволев С.Г.* Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит. ОФиМГ, 2000, №4, с. 10-18
- Федоровский В.Г., Левачев С.Н., Курилло С.В., Колесников Ю.М.* Сваи в гидротехническом строительстве. М., Изд. АСВ, 2003
- Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A.* (eds) 1998. PLAXIS. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Balkema
- Hanisch J., Katzenbach R., König G.* 2002. Kombinierte Pfahl-Plattengründungen. Ernst & Sohn
- Poulos H., Davis E.* 1980. Pile foundation analysis and design. John Wiley & Sons
- Randolph M.F.* 1994. Design method for pile groups and pile rafts // Proc. 12th ICSMFE, New Delhi, vol. 5, pp. 61-82
- Tomlinson M.J.* 2001. Pile design and construction practice. Spon Press