

Г 67

Библиотечка

МПС СССР

ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

С. П. ГОРБАТОВ

РАСЧЕТ СВАЙ-ОБОЛОЧЕК НА ДЕЙСТВИЕ
ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СИЛ

Автореферат
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

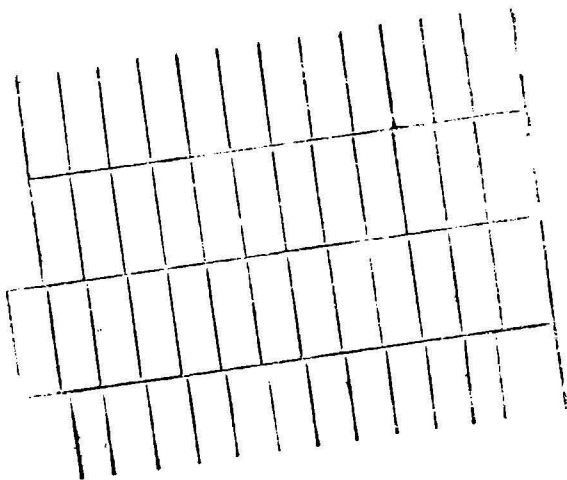
Днепропетровск
1965

НТБ
ДНУЖТ

Публичная защита диссертации состоится на заседании Ученого совета Днепропетровского института инженеров железнодорожного транспорта *«11» мая* 1965 года.

Просим Вас и сотрудников Вашего учреждения, интересующихся темой диссертации, принять участие в заседании Ученого совета или прислать свои отзывы о работе по адресу: г. Днепропетровск, Университетская, 2, Институт инженеров железнодорожного транспорта.

Автореферат разослан *«05. ака»*



НТБ
ДНУЖТ

МПС СССР

ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

С. П. ГОРБАТОВ

РАСЧЕТ СВАЙ-ОБОЛОЧЕК НА ДЕЙСТВИЕ
ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СИЛ

А в т о р е ф е р а т
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель —
доктор технических наук, профессор
М. Н. ГОЛЬДШТЕЙН.

Днепропетровск

1965

НАУКОВО-ТЕХ

УНИВЕРСИТЕТУ

Име 812284

НТБ
ДНУЖТ

Предисловие

В мосто- и портостроении в СССР в настоящее время широко применяются высокие свайные ростверки на железобетонных сваях-оболочках диаметром от 1,0 до 4,0 м.

Широкое применение этого типа фундаментов обусловлено рядом их преимуществ:

1. отказ от старых, дорогостоящих и вредных для здоровья рабочих методов фундирования;
2. разрешение задач индустриального строительства;
3. значительное уменьшение расхода материалов и рабочей силы;
4. снижение стоимости работ;
5. сокращение сроков строительства.

Применение в строительстве столь эффективного типа фундаментов стало возможным благодаря разработке группой советских инженеров во главе с К. С. Силиным вибрационного способа погружения в грунт мощных свай-оболочек. Разработанный и доведенный до производственного применения этот метод строительства фундаментов нашел применение не только в СССР, но и за рубежом.

Освоение технологии строительства этого типа фундаментов потребовало создания способов расчета, отвечающих действительной работе конструкции.

Автором был исследован вопрос о работе свай-оболочек при действии горизонтальных сил. Полученные результаты были использованы при расчете фундаментов из свай-оболочек моста Метро через р. Днепр в Киеве. Кроме того, они были доложены на Всесоюзном совещании мостостроителей в 1963 г. и опубликованы в сборниках ДИИТа и в журналах. Изложение всех этих исследований составляет содержание настоящей диссертации.

Работа выполнялась под руководством доктора технических наук, профессора М. Н. Гольдштейна, в научно-исследовательской лаборатории механики грунтов ДИИТ.

I. Существующие методы расчета свай на действие горизонтальных сил

В первой главе диссертации рассмотрены существующие методы расчета свай-оболочек на горизонтальные силы. Анализ этих методов показал, что расчеты по способу ЦНИИСа дают результаты, наиболее близкие к опытным. Этот способ разработан с полнотой, достаточной для практического применения. Однако, при большой жесткости свай-оболочек (при диаметре их более 1 м) установлено превышение расчетных данных над опытными, растущее с увеличением диаметра оболочки.

Анализ материалов, изложенных в I главе, показал необходимость проведения испытаний натурных свай-оболочек и моделей свай в лотке для выбора расчетной модели основания и установления закона изменения упругих характеристик грунта с глубиной, что позволило бы уточнить расчет свай на действие горизонтальной нагрузки.

II. Анализ опытных данных, опубликованных в литературе

Вторая глава диссертации посвящена рассмотрению опубликованных материалов испытаний на горизонтальную нагрузку свай-оболочек, обычных свай, моделей свай и свайных ростверков. Рассмотрению были подвергнуты отечественные и зарубежные публикации. Эти материалы позволяют прийти к следующим выводам:

1. Повышение жесткости свай, при прочих равных условиях и нагрузках небольшой величины, уменьшает их деформативность пропорционально жесткости сравниваемых свай (В. Н. Голубков, ВНИИГС, Вагнер).

2. Увеличение, до некоторого предела, глубины погружения сваи в грунт уменьшает ее деформативность при действии горизонтальной нагрузки. Дальнейшее увеличение глубины погружения не сказывается на работе сваи.

3. Нагружение сваи вертикальной, центрально приложенной нагрузкой, повышает ее сопротивляемость действию горизонтальной силы (В. Н. Голубков, Эванс).

4. Одиночные сваи, забитые в грунт с наклоном против направления горизонтальной силы, обладают большей деформативностью, чем аналогичные сваи, забитые вертикально (Матсуо).

5. Зашемление головы сваи в ростверке повышает ее сопротивляемость действию горизонтальной нагрузки и умень-

шает ее деформативность почти в два раза (В. Н. Голубков, Мак Кэмоун и Ашерман).

6. Приложение к свае пульсирующей горизонтальной нагрузки незначительно (до 5%) повышает величину максимального изгибающего момента в свае (Роу Гаул).

7. Пригрузка поверхности грунта интенсивностью $3,5 \text{ кг/см}^2$ уменьшает до 10% величину максимального изгибающего момента в свае (Роу Гаул).

8. При расстоянии до источника, вызывающего сотрясение грунта, менее 15 м, наблюдается увеличение перемещений свай, несущих горизонтальную нагрузку. Интенсивность нарастания перемещений возрастает с уменьшением расстояния. Зафиксировано увеличение перемещений в 1,5—3,8 раза при расстоянии до источника вибрации в 3,0 м (Глезер).

III. Экспериментальные исследования натуральных свай оболочек и моделей

Содержание глав III и IV составляет изложение методики и результатов проведенных испытаний натуральных свай-оболочек и моделей свай в лотке. Испытание свай-оболочек проводилось в водонасыщенных песках разной крупности и плотности. Модели свай испытывались в сухом мелкозернистом песке двух плотностей.

Горизонтальная нагрузка как к натурным сваям-оболочкам, так и к моделям прикладывалась в двух уровнях:

I-ая схема загрузки — нагрузка прикладывается на уровне поверхности грунта.

II-ая схема загрузки — нагрузка прикладывается на некотором расстоянии от поверхности грунта.

Указанная схема приложения нагрузки давала возможность учета раздельного влияния момента и горизонтальной силы. Характеристики испытанных свай-оболочек приведены в таблице 1.

Исходя из условий испытаний и прочности ствола свай-оболочки, предельная нагрузка на одну сваю-оболочку была принята согласно таблицы 2.

Нагрузка к сваям прикладывалась ступенями и циклично. Величина ступени нагрузки была принята: для свай № 5 и № 19 — 3 т, для свай № 31 и № 32 — 1,27 т и для свай № 1 и № 2 — 10,17 т. Модель сваи № 19 была изготовлена из плексигласа в виде сплошного цилиндра. Ее размеры были вычислены, исходя из критериев подобия, удовлетворяющих условиям равновесия, совместности и предельного состояния грунта.

Таблица 1.

Характеристики испытанных свай-оболочек

Тип свай-оболочки	Диаметр, см		Жесткость, т.м ²	Глубина погруж. в грунт, м
	наруж- ный	внут- ренний		
1. Металлическая № 5, не заполненная бетоном	102	100	8,5 10 ⁴	29,45
2. Железобетонная № 19, заполненная бетоном	136	106	4,96 10 ⁵	25,41
3. То же, № 31	136	106	4,96 10 ⁵	28,30
4. То же, № 32	136	106	4,96 10 ⁵	28,30
5. То же, № 1	300	268	11,2 10 ⁶	27,40
6. То же, № 2	300	268	11,2 10 ⁶	27,40

Таблица 2.

Величина критической силы для одной оболочки

Место приложени- нагрузки к свае	Величина нагрузки на сваю в т					
	№ 5	№ 19	№ 31	№ 32	№ 1	№ 2
1. На уровне грунта	42	44	44	44	—	—
2. Выше уровня грунта	10,7	18,5	18,5	18,5	76	76

В целях оценки влияния жесткости свай на ее работу в грунте, были испытаны еще две модели свай: № 1 и № 3. Характеристики испытанных моделей свай даны в таблице 3.

Таблица 3.

Характеристика испытанных моделей свай

№№ свай	Тип свай	Модуль упру- гости, кг/см ²	Наружный ди- аметр, см	Толщина стен- ки, см	Отношение жесткостей	Длина свай, см	
						заделка в грунте	свободная длина
1. Плексигласовая трубчатая		3 10 ⁴	5,65	0,50	1/30,5	74	30
2. Плексигласовая сплошная		3 10 ⁴	5,14	—	1/24,5	74	30
3. Металлическая трубчатая		2,1 10 ⁶	5,14	0,265	1	74	30

Испытания проводились в сухом мелкозернистом песке предельнорыхлом ($\gamma = 1,55 \text{ г/см}^3$, $\epsilon = 0,73$) и в песке средней плотности ($\gamma = 1,63 \text{ г/см}^3$, $\epsilon = 0,64$). Такой выбор плотности подсказали результаты опытов, проведенных на мосту. Пенетрацией грунта до и после опускания оболочек было установлено изменение плотности грунта. При опускании оболочки с помощью подмыва и вибрации грунты рыхлые, средней плотности и очень плотные становятся средней плотности. Опускание оболочек за счет собственного веса с выборкой грунта из полости, без последующего вибрирования оболочки, приводит окружающие оболочку пески любой плотности в рыхлое состояние.

Таким образом, при испытании моделей свай имела возможность оценить влияние жесткости свай и плотности грунта на работу их под нагрузкой. Результаты испытания натурных свай-оболочек и моделей свай обрабатывались с помощью степенного ряда вида:

$$y_x = y_0 - \varphi_0 x + \frac{1}{EI} \left(\frac{M_0}{2} x^2 + \frac{Q}{6} x^3 + a_4 x^4 + a_5 x^5 + a_6 x^6 \right)$$

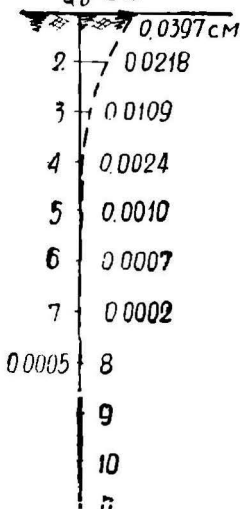
Выражения для определения углов поворота, моментов перерезывающей силы и отпора грунта определялись последовательным дифференцированием этого ряда. Незвестные члены ряда a_4 , a_5 и a_6 находились путем решения системы уравнений моментов, составленных для трех точек опытной эпюры моментов. Наличие еще двух сечений при $x=0$ и $x=h$, где значение момента и перерезывающей силы известно, позволяло контролировать прочие величины в пяти точках. Принятое число членов ряда обеспечивало достаточную точность вычислений.

В результате обработки данных опыта были получены эпюры перерезывающих сил, отпора грунта и коэффициента постели грунта. Графическое изображение результатов обработки показано на рис. 1.

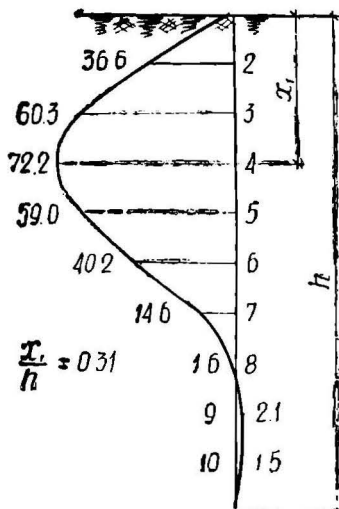
Из рисунка видно, что коэффициент постели грунта, на некотором участке сваи резко увеличивается с глубиной, а затем принимает постоянное значение. Изменение коэффициента постели при увеличении нагрузки и изменении плотности грунта представлено на рис. 2. На этом рисунке данные, соответствующие загрузке по I схеме, показаны пунктиром, а по II-ой схеме — сплошными линиями. Анализ этих данных приводит к выводу, что увеличение зоны изменения коэффициента постели в песке средней плотности почти пропорционально росту нагрузки. В рыхлом песке величина этой зоны на

Изгибающая ось сваи
[см]

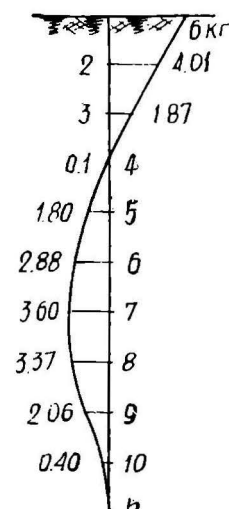
$Q_0 = 6 \text{ кг}$



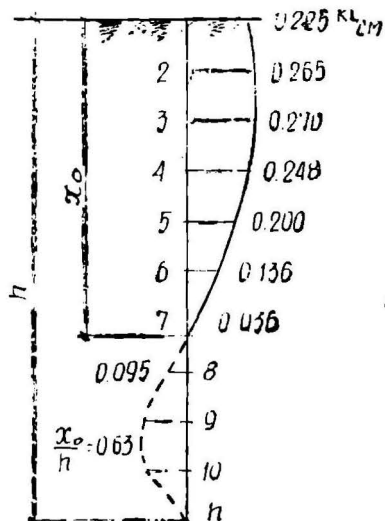
Изгибающий момент [кгсм]



Перерезывающая сила [кг]



Отпор грунта [кг/см]



Коэффициент постели [кг/см³]

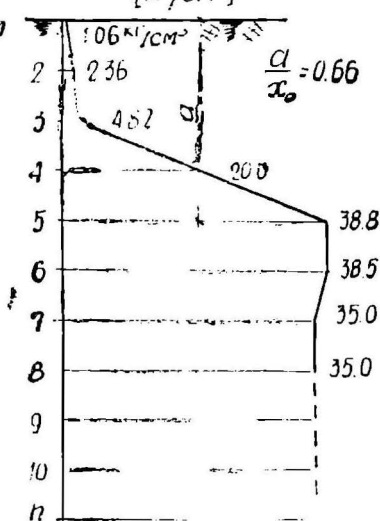


Рис. 1. Результаты испытания сплошной плексигласовой сваи № 2 на грузкой $Q_0 = 6 \text{ кг}$ (грунт — сухой мелкозернистый песок $\gamma = 1.63 \text{ г/см}^3$)

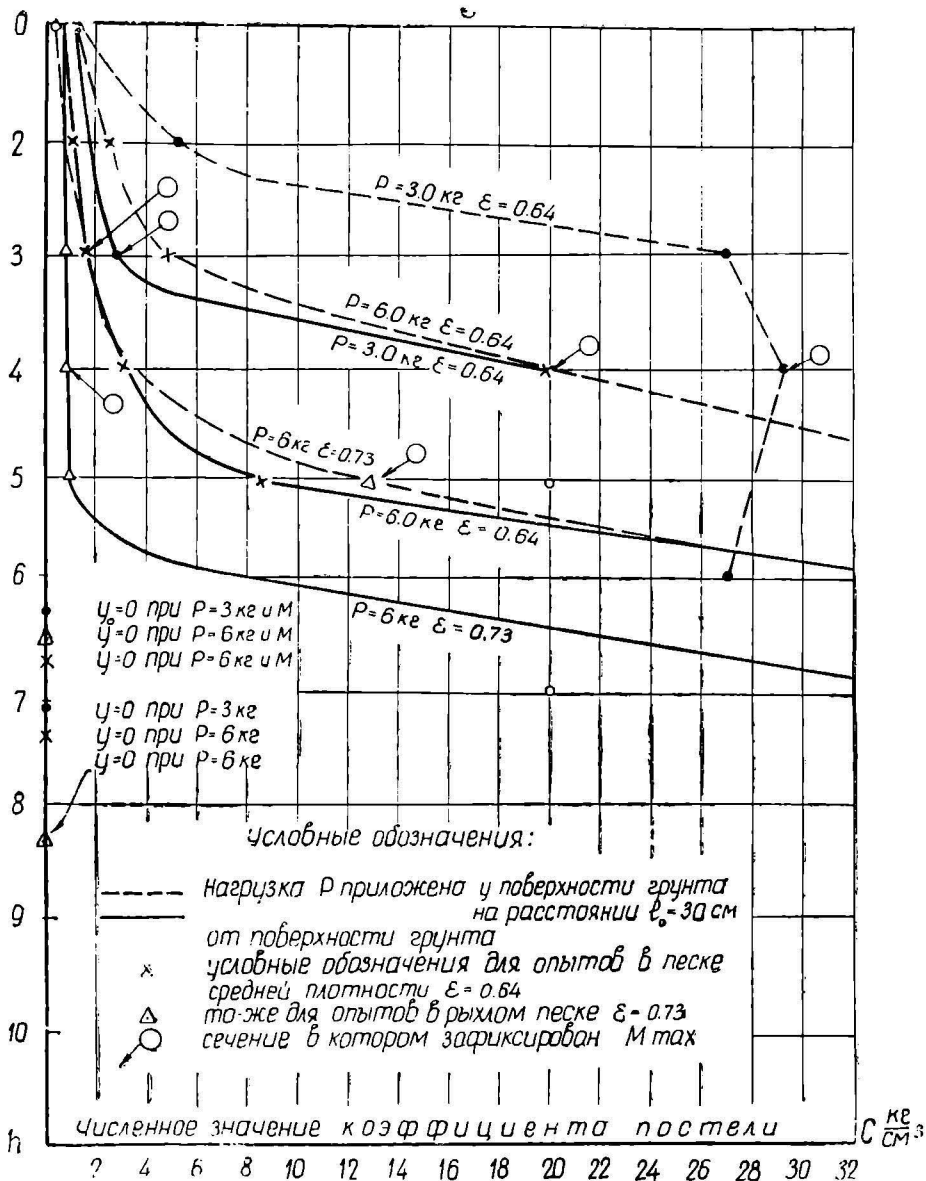


Рис. 2. Изменение коэффициента постели по глубине в зависимости от плотности грунта, вида нагрузки и ее величины.

20% больше, чем в песке средней плотности. Нагружение сваи по II-ой схеме увеличивает зону изменения коэффициента постели. Нагрузки на модель, соответствующие критическим нагрузкам на натурную сваю, составляют: 7 кг по I-ой схеме и 3,0 кг по II-ой схеме нагружения. Сравнивая графики изменения коэффициента постели для данных нагрузок, можно прийти к выводу о равенстве глубин соответствующих зон. Таким образом, усредненная относительная глубина зоны переменного коэффициента постели может быть принята равной $h_{пл} = (3,0 \div 3,3) L$.

Исходя из тех же соображений, расстояние от поверхности грунта до точки перегиба эпюры коэффициента постели, которое обозначим будвой «в», определится величиной $b = 2,5L$. Нулевая точка (первая точка нулевых перемещений оси сваи), меняет свое положение в зависимости от величины нагрузки и ее вида. По опытам с моделями при действии критической нагрузки по схеме I она находится на глубине $X_0 = 4,8L$, а при нагружении по схеме II — на глубине $X_0 = 3,8L$.

Таким образом, глубина зоны изменения коэффициента постели составляет только часть расстояния до нулевой точки.

При определении относительных глубин упругая характеристика сваи принималась по формуле:

$$L = \sqrt[4]{\frac{EI}{k \cdot \alpha_p}}$$

Оказалось возможным закон изменения коэффициента постели грунта с глубиной выразить формулой

$$k_x = k \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \operatorname{arctg} l(x-b) \right]$$

где: k — коэффициент постели грунта ниже зоны пластических деформаций,

$l = \frac{1}{b} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\pi \cdot k_0}{k} \right)$ коэффициент с размерностью (1/единица длины)

x — расстояние от поверхности грунта до рассматриваемого сечения;

b — расстояние от поверхности грунта до точки перегиба кривой, описывающей закон изменения коэффициента постели грунта;

k_0 — коэффициент постели грунта в сечении $x=0$.

НТБ
ДНУЖТ

Проведенный анализ результатов испытаний свай-оболочек и моделей свай позволяет сделать следующие выводы:

1. Разработанные в диссертации критерии подобия обеспечивают изучение действительных условий работы свай в несвязных грунтах, при действии на них горизонтальной силы и момента.

2. Предельная величина горизонтальной силы, действующей на железобетонные свай-оболочки, погруженные в песчаные или глинистые грунты, определяется прочностью ствола сваи. Критическая нагрузка, установленная по устойчивости сваи в грунте, более чем в два раза превышает критическую нагрузку, установленную по прочности ствола сваи.

3. Максимальные изгибающие моменты, перемещения и углы поворота свай возрастают линейно до нагрузки, несколько превышающей критическую, установленную по прочности ствола сваи.

4. Расстояние от поверхности грунта до сечения с максимальным изгибающим моментом зависит от ряда причин:

а) от величины и характера усилий, приложенных к свае на уровне грунта;

Так, при приложении только горизонтальной силы (схема загрузки I) относительная глубина сечения с максимальным моментом составила $x_1=2,31L$. При одновременном действии горизонтальной силы и момента (схема загрузки II) эта величина составила $x_1=1,4L$.

б) от плотности грунта. С увеличением плотности грунта относительная глубина уменьшается, но отклонения не превышают 10%;

в) от жесткости сваи. С увеличением жесткости сваи сечение с максимальным моментом перемещается вниз. Установлено увеличение относительной глубины пропорционально отношению жесткостей сравниваемых свай.

5. Максимальный изгибающий момент при прочих равных условиях будет большим у более жесткой сваи.

Повышение плотности грунта уменьшает величину изгибающего момента. Зафиксировано уменьшение момента до 25% при изменении плотности песка от $\epsilon=0,73$ до $\epsilon=0,64$. (ϵ — коэффициент пористости).

6. Деформативность сваи зависит от жесткости ее, плотности грунта и величины прикладываемых усилий.

При прочих равных условиях деформативность свай от эксплуатационных нагрузок обратно пропорциональна их жесткостям. Эта зависимость нарушается при нагрузках, превышающих эксплуатационные.

Изменение плотности грунта с $\epsilon=0,64$ до $\epsilon=0,73$ вызывает увеличение горизонтальных перемещений в $1,7 \div 2,0$ раза.

7. Установленный нами экспериментально закон изменения коэффициента постели грунта с глубиной отличен от законов, принятых в методах ЦНИИСа, Д. В. Ангельского и В. В. Миронова. Характер изменения коэффициента постели грунта приводит к выводу о решающем влиянии прочности грунта в верхней трети длины сваи на ее работу в грунте.

IV. Разработка метода расчета свай-оболочек

Выбору расчетной модели основания, установлению расчетного диаметра сваи и расчетной длины, разработке метода расчета посвящена V глава диссертации.

В целях выбора расчетной модели основания было рассмотрено дифференциальное уравнение балки, покоящейся на упругом основании (с двумя упругими характеристиками), предложенное В. Э. Власовым и Н. Н. Леонтьевым

$$EI y^{IV} - 2t \cdot y'' + ky = 0.$$

Исследования показали, что влияние на результаты расчета сваи второго члена уравнения, учитывающего касательные напряжения в упругом основании, невелико. Расхождение результатов расчета с учетом второго члена уравнения и без его учета не превышает 3%. Ввиду также небольшого диапазона контактных напряжений и диаметров свай-оболочек, применяемых в проектах унифицированных опор, оказалось целесообразным принять модель основания, предложенную Фуссом-Винклером.

Как известно, дифференциальное уравнение упругой оси сваи, на основании этой теории, имеет следующий вид:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -p_x.$$

Отпор грунта p_x может быть выражен через коэффициент постели и перемещения сваи:

$$p_x = k_x \cdot d_p \cdot y_x$$

где: k_x — коэффициент постели грунта в сечении x ;
 d_p — расчетный диаметр сваи;
 y_x — горизонтальное перемещение сваи в сечении x .

С учетом полученного в диссертации закона изменения коэф-

фициента постели грунта с глубиной, дифференциальное уравнение упругой оси свай принимает вид:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{k \cdot d_p}{EI} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \operatorname{arctg} l(x-b) \right] y = 0.$$

Введя упругую характеристику свай

$$L = \sqrt[4]{\frac{EI}{k \cdot d_p}}$$

мы можем записать дифференциальное уравнение в окончательной форме:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{1}{L^4} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \operatorname{arctg} l(x-b) \right] y = 0. \quad (1)$$

Решения дифференциальных уравнений вида (1) в справочной литературе отсутствуют. Его приближенное решение нами получено с помощью ряда Маклорена:

$$y_x = y_0 + \frac{y^I(0)x}{1!} + \frac{y^{II}(0)x^2}{2!} + \frac{x^{III}(0)x^3}{3!} + \frac{x^{IV}(0)x^4}{4!} + \dots + \frac{y^n(0)x^n}{n!}. \quad (2)$$

Предварительные расчеты показали, что приняв шесть членов ряда (2) можно получить расчетные формулы, обеспечивающие достаточную точность расчета:

1. Горизонтальное смещение свай на уровне поверхности грунта (при $x=0$)

$$y_0 = \frac{6 L^4 k}{EI h^2 k_0} \left(M_0 + \frac{2}{3} Q_0 h \right) \quad (3)$$

2. Угол поворота оси свай на уровне поверхности грунта.

$$\beta = \frac{M_0 12 L^4 k}{EI h^3 k_0} \left[1 + \frac{klh}{2k_0 \pi (1+l^2 b^2)} \right] + \frac{Q_0 6 L^4 k}{EI h^2 k_0} \left[1 + \frac{2klh}{3k_0 \pi (1+l^2 b^2)} \right] \quad (4)$$

3. Максимальный изгибающий момент в свае:

$$M_x = M_0 \left(1 - \frac{3x_1^2}{h^2} + \frac{2x_1^3}{h^3} \right) + Q_0 \left(x_1 - \frac{2x_1^2}{h} + \frac{x_1^3}{h^2} \right) \quad (5)$$

где:

$$x_1 = \frac{(3M_0 + 2Q_0h)h}{3(2M_0 + Q_0h)} - \sqrt{\left[\frac{(3M_0 + 2Q_0h)h}{3(2M_0 + Q_0h)} \right]^2 - \frac{Q_0h^3}{3(2M_0 + Q_0h)}} \quad (6)$$

4. Максимальный отпор грунта

$$p_{\max} = M_0 \left(-\frac{6}{h^2} + \frac{12x_2}{h^3} \right) + Q_0 \left(-\frac{4}{h} + \frac{6x_2}{h^2} \right) \quad (7)$$

где

$$x_2 = \frac{y_0 A_2 - \beta_0 A_1}{-y_0 A_2 + 2\beta_0 A_2 - \frac{M_0}{EI} A_1} \quad (8)$$

В формулах (3-8) принято:

M_0 — изгибающий момент приложенный к свае в уровне грунта;

Q_0 — горизонтальная нагрузка приложенная к свае в уровне грунта;

EI — жесткость сваи;

h — расчетная длина сваи;

L — упругая характеристика сваи;

d_p — расчетный диаметр сваи

$$l = \frac{1}{b} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\pi k_0}{k} \right)$$

b — расстояние от поверхности грунта до точки перегиба кривой, описывающей закон изменения коэффициента постели;

k_0 — коэффициент постели грунта на уровне поверхности грунта;

k — коэффициент постели грунта ниже зоны пластических деформаций.

$$A_1 = \frac{k_0}{L^4 k} \quad A_2 = \frac{l}{L^4 \pi (1 + l^2 b^2)} \quad A_3 = \frac{2l^3 b}{L^4 \pi (1 + l^2 b^2)^2}$$

При выводе было принято за положительное направление:

1. Сил — при направлении слева направо.

2. Моменты — при вращении по часовой стрелке.

3. Горизонтальное смещение сваи направо.

4. Углы поворота — при повороте против движения часовой стрелки.

В результате описанных выше исследований могут быть сделаны следующие выводы:

1. При расчете свай-оболочек на действие горизонтальных сил наиболее приемлемой расчетной схемой основания является схема, вытекающая из гипотезы Фусса-Винклера. Анализ показал, что применение более сложных расчетных схем, существенно не сказывается на точности расчета.

2. При действии на сваю горизонтальной силы малой величины грунт по всей длине сваи работает как упругая среда. По мере увеличения горизонтальной силы вблизи поверхности грунта развиваются пластические деформации.

Зона пластических деформаций увеличивается почти пропорционально росту нагрузки. Отмечен рост зоны пластических деформаций при уменьшении плотности грунта.

При действии на сваю критической нагрузки, определенной исходя из прочности ствола сваи, зона пластических деформаций в песке средней плотности распространяется до глубины:

- 1) $h_{n,l} = 3,1 L$ при испытании моделей свай,
- 2) $h_{n,l} = 3,3 L$ при испытании свай-оболочек $d = 1,36$ м.
- 3) $h_{n,l} = 3,3 L$ при испытании свай-оболочек $d = 3,0$ м.

Для свай-оболочки $d = 1,37$ м, погруженной в монтмориллонитовые глины текучей консистенции, эта величина составила $h_{n,l} = 6,2 L$.

3. Положение точки нулевых перемещений сваи зависит от величины и характера приложенных к свае усилий, от жесткости сваи и плотности грунта. По результатам опытов с моделями в песке средней плотности глубина нулевой точки составила:

- 1) $x_0 = 4,8 L$ при нагружении по I-й схеме,
- 2) $x_0 = 3,8 L$ при нагружении по II-й схеме.

Таким образом, зона пластических деформаций значительно меньше расстояния x_0 до нулевой точки и составляет:

- 1) $h_{n,l} = 0,65 x_0$ — при нагружении сваи по I схеме,
- 2) $h_{n,l} = 0,62 x_0$ — при нагружении сваи по II схеме.

4. Горизонтальный коэффициент постели грунта изменяется с глубиной по закону, отличному от применявшихся до настоящего времени. Закон его изменения можно представить в виде:

$$k_x = k \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arctg l(x-b) \right]$$

Вид эпюры коэффициента постели грунта говорит о том, что грунт в верхней трети длины сваи оказывает решающее влияние на ее работу. Численное значение коэффициента k можно принимать по данным, рекомендованным Г. Г. Зурабовым и О. Е. Бугаевой.

5. В связи с неравномерным распределением контактных напряжений по периметру круглых свай, при вычислениях должен приниматься расчетный диаметр, равный $d_p = 0,9d_{cs}$.

Выкладки, приведшие нас к этому выводу, подтверждаются опытами, проведенными ЦНИИСом.

6. Участок сваи, находящийся в грунте глубже $7L$, оказывает незначительное влияние на работу сваи в грунте. Поэтому в расчетах следует принимать расчетную длину сваи не более этой величины.

7. Предлагаемый метод расчета свай на действие горизонтальной нагрузки, дает результаты, близкие к опыту. Расходимость расчетных данных с опытами составляет не более 10%.

8. Предлагаемые расчетные формулы позволяют по данным испытаний сваи установить численное значение коэффициента постели грунта k_0 .

9. Разработанные критерии подобия для несвязных грунтов дают возможность изучать работу натурных свай-оболочек на моделях.

1. М. Н. Гольдштейн, С. П. Горбатов и О. М. Резников. — Несущая способность и сжимаемость песчаных оснований под фундаментами глубокого заложения. Журнал «Основания, фундаменты и механика грунтов», Москва, 1962, № 6.

Эта статья перепечатана во французском журнале Sols—Soils 1964. № 9.

2. С. П. Горбатов. — Испытания металлической свай-оболочки на горизонтальную нагрузку. Труды ДИИТа «Вопросы геотехники», сборник № 6, Трансжелдориздат, 1963.

3. С. П. Горбатов и И. С. Миц. — Испытание свай-оболочки вертикальной нагрузкой. Журнал «Транспортное строительство», Москва, 1963. № 11.

4. С. П. Горбатов и В. М. Гольдштейн. — Надежная защита проволочных датчиков, применяемых при испытании свай-оболочек. Журнал «Основания, фундаменты и механика грунтов», Москва, 1964, № 1.

5. С. П. Горбатов, С. И. Самсонова и В. П. Терлецкий. — Исследование несущей способности призматических железобетонных свай в просадочных грунтах. Труды ДИИТа. «Вопросы геотехники», Сборник № 7, Трансжелдориздат, 1964.

6. С. П. Горбатов. — Некоторые вопросы работы свай-оболочек на горизонтальные нагрузки. Труды ДИИТа. «Вопросы промышленного и гражданского строительства». Сборник № 46, Трансжелдориздат, 1965.

24422

НТБ
ДНУЖТ

БТ 07209. Областная книжная типография
Днепропетровского областного управления по печати,
г. Днепропетровск, ул. Серова, 7.
Заказ 695-м. Тираж 200. Объем 1,25 п. л. Подписано к печати 23.III.65 г.

Сканироваоа Юнаковская В. В.