

НИИСК ГОССТРОЯ СССР
УКРАГРОСТРОЙ

У К А З А Н И Я
ПО РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ СВАЙ
ИЗ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ,
ОБЪЕДИНЕННЫХ ДИАФРАГМАМИ (СВД)

КИЕВ 1989

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГОССТРОЯ СССР
(НИИСК)
УКРАГРОСТРОЙ

У К А З А Н И Я
ПО РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ СВАЙ
ИЗ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ,
ОБЪЕДИНЕННЫХ ДИАФРАГМАМИ (СВД)

Одобрены секцией № 2 Научно-технического совета
НИИСК Госстроя СССР
Протокол № 7 от 18 мая 1989 г.

КИЕВ 1989

Указания содержат общие положения и основные требования по расчету свай на вертикальную нагрузку, совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок, примеры расчетов с учетом особенностей проектирования в просадочных грунтах, номенклатуру свай и выбор их типов.

Предназначены для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций, научных сотрудников и студентов вузов.

Разработаны НИИСК Госстроя СССР (кандидаты техн. наук Н.С.Метелюк и Г.Ф.Шишко) при участии треста "Киевогрэгострой" Украгротроя (инж. Б.З.Кашка), УкрНИИграждансельстроя (канд. техн. наук Н.В.Трофимович и инж. О.Н.Метелюк) и Полтавского инженерно-строительного института (канд. техн. наук В.И.Хазин и инженеры А.В.Янин, В.М.Ребрий).

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.1. Настоящие указания распространяются на строительство в обычных грунтовых условиях и на просадочных грунтах I типа при полной и частичной прорезке сваями просадочной толщи.

П р и м е ч а н и е . При частичной прорезке просадочной толщи оставляемая под нижними концами часть слоя должна находиться в пределах уплотненного при забивке свай грунтового массива.

I.2. Сваи СВД предназначены для применения в качестве фундаментов сельскохозяйственных, производственных, жилых и общественных зданий.

П р и м е ч а н и е . Применение свай в условиях воздействия сильноагрессивных грунтовых вод не допускается. В слабо- и среднеагрессивных грунтовых водах бетон свай должен быть повышенной плотности по СНиП 2.03.11-85 "Защита строительных конструкций от коррозии".

I.3. Применение свай СВД в набухающих грунтах аргументируется разд. 4 СНиП 2.02.03-85 /2/.

I.4. В районах с сейсмичностью не более 8 баллов допускается применять сваи при условии подбора их длин согласно дополнительному расчетам на особое сочетание нагрузок и с учетом решения узлов крепления по СНиП II-7-81 "Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования".

I.5. В соответствии с грунтовыми условиями сваи СВД независимо от уровня подземных вод рекомендуется применять в грунтах: глинистых с плотностью в сухом состоянии $\rho_d = 1,3 \text{ т}/\text{м}^3$; лесосовых I типа по просадочности; пылеватых песках; насыпных с плотностью $\rho_d = 1,4 \text{ т}/\text{м}^3$ при заглублении свай в коренные породы не менее чем на 0,5 м.

I.6. Несущая способность свай СВД определяется с учетом требований настоящих указаний, "Рекомендаций по применению свай типа СВД в сельском строительстве" (шифр 19-83-21/4), ТУ 10.20 УССР 3-87 "Сваи из вертикальных элементов, объединенных диафрагмами". СНиП 2.02.03-85 /2/.

2. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТИРОВАНИЮ

2.1. Выбор типа свайного фундамента, а также узла опирания на сваю в каждом конкретном случае осуществляется в зависимости от типа здания, грунтовых условий и величины нагрузок (рис. I.2).

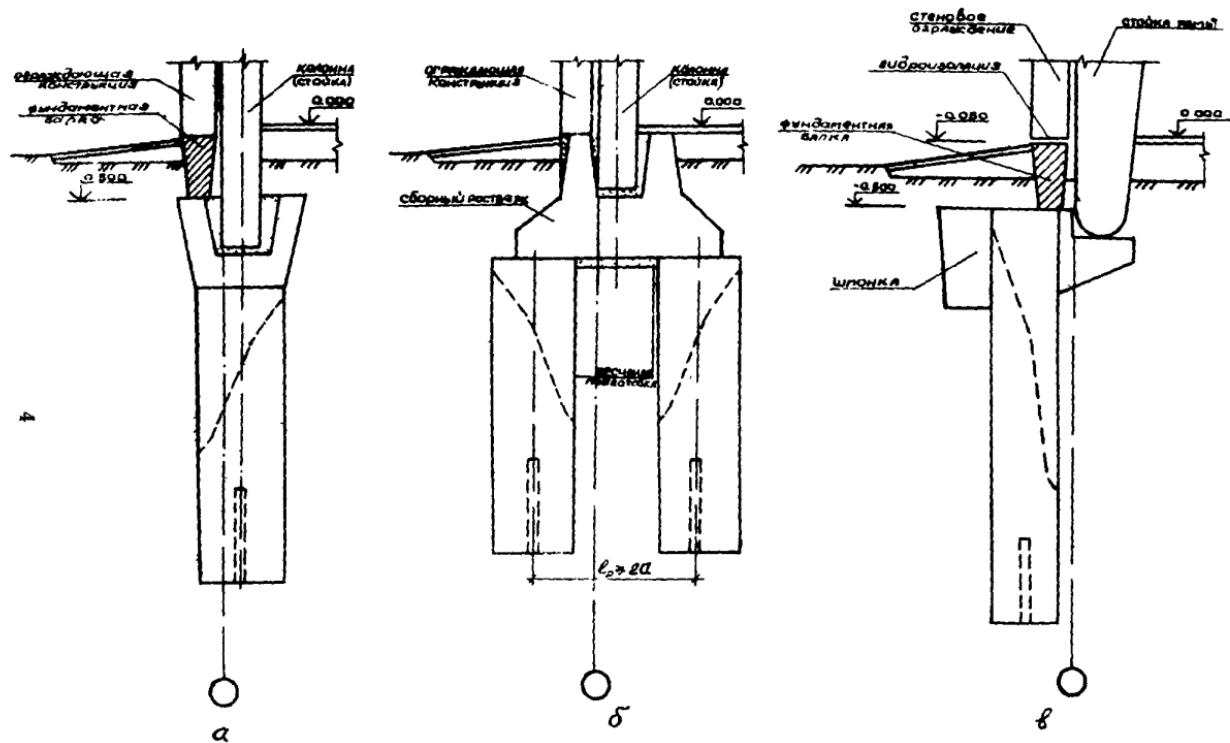


Рис. I. Узлы опирания на свайные фундаменты
 а - опирание колонн на одну сваю; б - опирание колонн на ростверк по двум сваям; в - опирание стойки рамы на конооль свай

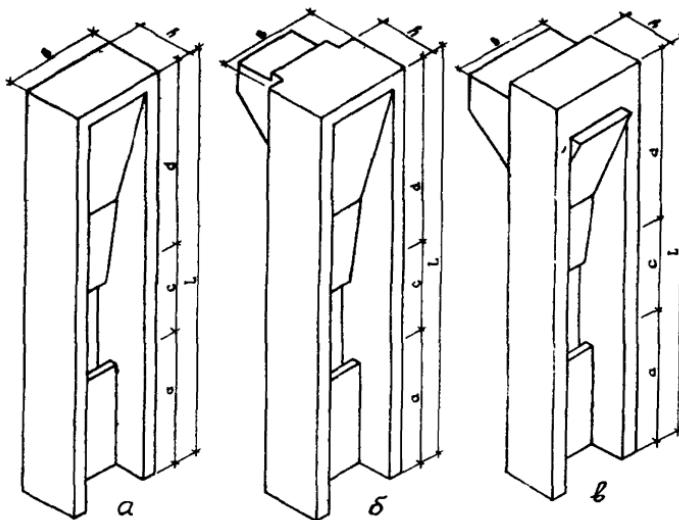


Рис. 2. Типы свай СВД
а - без консолями; б, в - с консолями

2.2. В средне- и сильнощучинистых грунтах под консолями свай устраивается подсыпка из непучинистого грунта толщиной не менее 300 мм.

2.3. В глинистых грунтах с показателем текучести $J_L \geq 0,65$ несущую способность свай следует определять по результатам статических испытаний или на основании опыта применения данного типа свай в таких грунтах.

2.4. В грунтовых условиях I типа по просадочности допускается заглубление нижних концов свай не менее чем на 1 м в слой грунта с относительной просадочностью $\epsilon_{st} \leq 0,02$ при условии обеспечения их несущей способности. Суммарная величина возможных просадок и осадок основания при этом не должна превышать предельно допустимой.

2.5. Нижние концы свай в грунтовых условиях I типа по просадочности (при толщине слоя до 8 м) допускается заглублять в

слой грунта с относительной просадочностью $\epsilon_{st} \geq 0,02$ под давлением 30 МПа для фундаментов малоэтажных зданий. При этом следует выполнить расчет свай по несущей способности и оснований по деформациям.

2.6. В случае, если по условиям эксплуатации зданий и сооружений и гидрологическим данным местное замачивание просадочных грунтов основания свай или подъем уровня грунтовых вод невозможны, расчетное сопротивление грунтов под нижним концом свай R и по их боковой поверхности f_i следует определять как для непросадочных грунтов, а коэффициент пропорциональности K - в соответствии с действительной величиной показателя текучести грунта в природном состоянии. При этом влажность должна приниматься равной W_p или W , если $W > W_p$.

3. НОМИНАЛЮРА СВАЙ СВД

3.1. Настоящие указания распространяются на сваи СВД, изготавляемые из бетона проектного класса по прочности на сжатие В20 (табл. I, рис. 2).

3.2. При маркировке в соответствии с ГОСТ 23009-78 сваи обозначаются марками, состоящими из букв и цифр. Например, СВД 5.75.50 - свая из вертикальных элементов, объединенных диафрагмами, длиной 5 м, размер верхнего обреза сваи 75x50 см.

3.3. Выбор конструкций свай следует производить в зависимости от типа здания, грунтовых условий, величин нагрузок.

3.4. Сваи СВД должны соответствовать требованиям ТУ 10.20 УССР 3-87 и рабочим чертежам (шифр Т9-83-21/3; Т-82-1/2; Т-82-1/3), разработанным трестом "Киеворгагрострой".

3.5. Допускаемые отклонения от проектных размеров свай, положения арматуры, толщины защитного слоя бетона не должны превышать следующих величин, мм, по:

Толщина защитного слоя бетона	± 5
Длине	± 40
Размерам поперечного сечения (призматической и тавровой части сваи)	± 5
Смещение диафрагм от проектного положения	± 15
Непрямолинейности боковых граней свай	8
Неперпендикулярности торцовой плоскости сваи и ее продольной оси от размера поперечного сечения	0,01

Расстоянию от центра подъема петель до конца сваи ...	±50
Смещению продольной арматуры от проектного положения в поперечном направлении	± 5
Смещению сеток в голове сваи от проектного положения	±10
Шагу хомутов	±10
Номинальной толщине защитного слоя бетона до поверхности рабочей арматуры	30

Таблица I

Марка сваи	Размеры, м						Расход бето-на, м ³	Справоч-ная масса, кг/м ³
	L	B	h	a	c	d		
СВД 2,2.75.40-К	2500	750	400	850	250	1400	0,54	47,12
СВД 3,5.75.40-К	3500	750	400	850	300	2350	0,85	59,56
СВД 4,5.75.45-К	5000	750	500	1000	600	3400	I,II	86,38
СВД 4,75.50-К	4000	750	500	1000	600	2400	0,90	72,II
СВД 2,5.75.40	2500	750	400	750	350	1400	0,39	21,24
СВД 3,75.50	3000	750	500	1000	400	1600	0,57	31,34
СВД 4,75.50	4000	750	500	1000	600	2400	0,78	41,43
СВД 5,75.40	5000	750	500	1000	600	3400	I,00	54,92
СВД 6,75.50	5000	750	500	1000	600	4400	I,18	63,62
СВД 7,75.50	7000	750	500	2000	600	4400	I,34	73,I7
СВД 8,75.50	8000	750	500	3000	600	4400	I,50	84,07

3.6. Марка бетона по морозостойкости должна быть не ниже F 150, водонепроницаемости не ниже W . Оттуковая прочность бетона не ниже 80% проектной по прочности на сжатие.

3.7. Материалы, применяемые для приготовления бетона, должны соответствовать требованиям:

Цемент ГОСТ 10178-76

Фракционный щебень из естественного камня ГОСТ 8267-82, ГОСТ 10268-80, ГОСТ 8286-82, ГОСТ 10260-82

Песок ГОСТ 8736-77

Вода ГОСТ 23732-79

3.8. На поверхности свай не допускается наличие раковин диаметром и глубиной более 5 мм, нащников бетона высотой более 5 мм, впадин глубиной более 100 мм и общей длиной более 50 мм на 1 м

длины сваи, усадочных и других поверхностных технологических трещин более 0,1 мм, отколов бетона и раковин, наплывов и впадин в торце изделия. Категория поверхности А7.

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ

4.1. Методика проведения полевых испытаний должна соответствовать ГОСТ 5886-78* "Сваи. Методы полевых испытаний".

4.2. Статические испытания свай СВД выполняются в наиболее неблагоприятных грунтовых условиях: в пылеватоглинистых грунтах при показателе текучести $J_L > 0,6$; в лесосовых грунтах любой консистенции при неполной (частичной) прорезке проходочных слоев грунта. В остальных случаях несущую способность свай СВД допускается определять расчетом по данным инженерно-технических изысканий, подтвержденных результатами статических испытаний при резком изменении инженерно-геологических условий в пределах одной строительной площадки.

4.3. Испытания в просадочных грунтах, проводимые с замачиванием, следует выполнять на площадке за пределами пятна здания в аналогичных грунтовых условиях.

4.4. При испытании свай на действие наклонных нагрузок скважины для замачивания со стороны, обратной консоли, должны находиться на расстоянии 1,5-2 м.

4.5. При частичной прорезке просадочных грунтов статические испытания свай ведутся с замачиванием просадочных слоев.

4.6. Несущая способность свай по результатам испытаний статической нагрузкой определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c \frac{F_{u,n}}{\gamma_g}, \quad (I)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте (для свай, испытанных вертикальной вдавливающей нагрузкой в просадочных грунтах, при возможном местном случайном замачивании оснований принимается равным 1,2; при возможном замачивании оснований в результате поднятия грунтовых вод до уровня менее 1 м ниже концов свай, а также в зданиях с мокрым технологическим процессом и для свай, испытанных наклонными нагрузками - соответственно 1); $F_{u,n}$ - нормативное значение предельного сопротивления свай, определяемое по графикам зависимости осадки сваи от нагрузки; γ_g - коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1 или определяемый на основе статистической обработки частных значений по результатам испытаний шести и более свай статической нагрузкой в одинаковых грунтовых условиях.

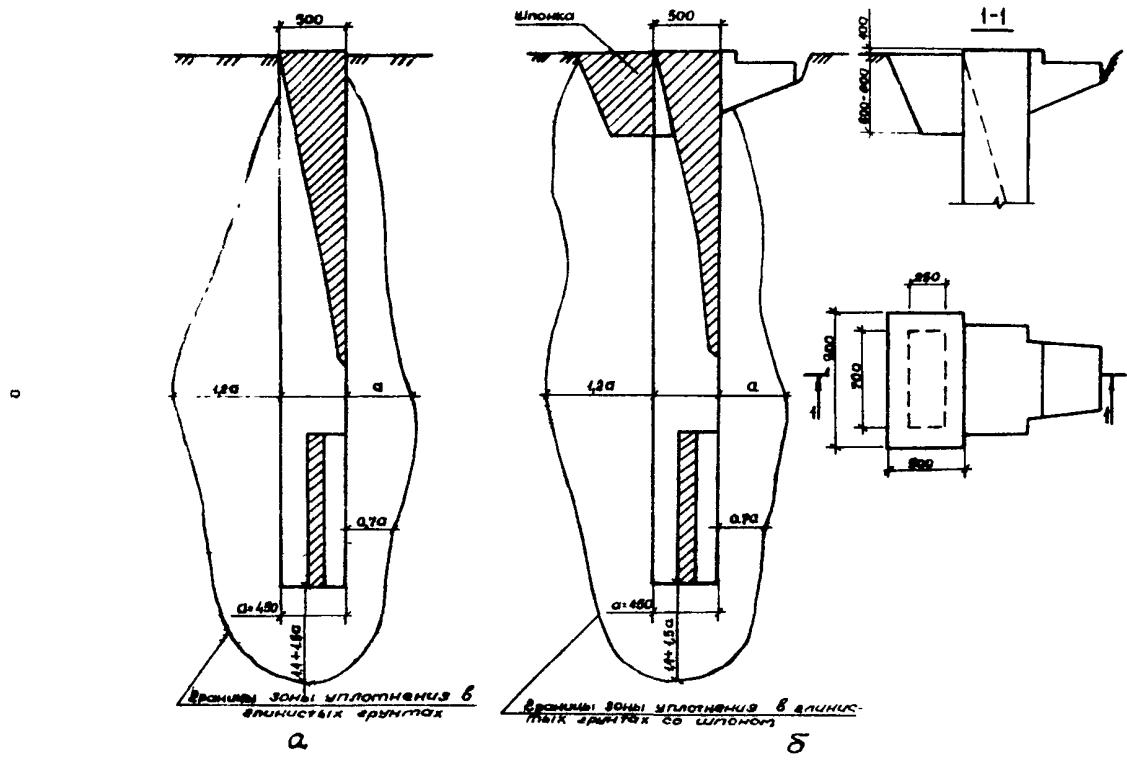


Рис. 3. Виды зон уплотнения грунта вокруг забитой сваи
а - для сваи без шпонки; б - то же, со шпонкой

4.7. За частное значение предельного сопротивления $F_{u,n}$ свай действию вдавливающей нагрузки принимается такая, при которой приращение осадки за одну ступень загружения в 5 и более раз превышает приращение осадки, полученное за предыдущую ступень загружения (общая осадка свай превышает 4 см).

4.8. В тех случаях, когда не удается достичь критической нагрузки для испытываемой сваи, за частное значение ее предельного сопротивления следует принимать нагрузку, соответствующую расчетной величине осадки сваи, определяемой по формуле

$$S = \xi S_{u,mt} + 1, \quad (2)$$

где $S_{u,mt}$ – предельно-допустимая величина средней осадки фундамента проектируемого здания, принятая в проекте или соответствующая для данных зданий и сооружений по СНиП 2.02.01-83 "Основания зданий и сооружений", см; ξ – коэффициент перехода от предельно-допустимой величины средней осадки сваи, полученной при статических испытаниях (при проведении испытаний по предлагаемой методике принимается равным 0,2).

4.9. Неосущая способность обес печивается за счет зон уплотнения грунта в нижней части и под пятой сваи (рис. 3).

5. РАСЧЕТ СВАЙ СВД ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Расчет свай на действие вертикальной нагрузки

5.1. Сваи СВД по несущей способности грунтов основания должны рассчитываться по формуле (8) в [2]:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (3)$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, кН; F_d – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи, кН; γ_k – коэффициент, принимаемый равным 1,4.

5.2. Расчетная несущая способность F_d сваи, работающей на сжимающую нагрузку, определяется по методике [2] как сумма расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{c,R} R A + \gamma_{np} \sum \gamma_{ef} K_f f_i^* h_i), \quad (4)$$

где K_f – усредненный коэффициент, учитывающий повышение сопротивления грунта по боковой поверхности сваи, установленный экспериментально (табл. 2); γ_{np} – расчетный периметр сваи, м (табл. 2); A – расчетная площадь опирания сваи (табл. 2); $\sum h_i$ – сумма толщины слоев, м, равная расчетной длине сваи l_p , принимаемой также по табл. 2.

Таблица 2

Марка свай	A_1 , м^2	A_2 , м^2	U_{pr} , м	ℓ_p , м	$J_{cp} \times 10^{-3}$, м^4
СВД 2,5.75.40-К	0,26	0,25	2,3	2,5	1,67
СВД 3,5.75.45-К	0,30	0,28	2,3	3,2	2,74
СВД 4,75.45-К	0,34	0,32	2,4	3,7	4,42
СВД 4,5.75.45-К	0,34	0,32	2,4	4,6	3,53
СВД 2,75.40	0,26	0,25	2,3	2,5	1,67
СВД 3,75.50	0,34	0,32	2,4	3,0	3,57
СВД 4,75.50	0,34	0,32	2,4	3,7	3,48
СВД 5,75.50	0,34	0,32	2,4	4,6	3,46
СВД 6,75.50	0,34	0,33	2,4	5,5	3,397
СВД 7,75.50	0,34	0,32	2,4	6,5	3,187
СВД 8,75.50	0,34	0,32	2,4	7,5	3,303

Приложения: 1. Промежуточные значения K_f определяются интерполяцией. 2. Здесь: A_1 - площадь прямоугольника, описанного вокруг свай по нижнему обрезу, м^2 ; $A_2 = 0,95$ - расчетная площадь опирания свай, м^2 ; U_{pr} - расчетный периметр свай, м ; ℓ_p - расчетная длина свай, м ; $J_{cp} \times 10^{-3}$ - усредненный момент инерции, м^4 .

Значения K_f в зависимости от J_L

J_L	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
K_f	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0

5.3. В случае расположения свай с расстоянием между осями, равным 2а, а - размер меньшей стороны верхнего сечения, допустимая расчетная нагрузка на сваю умножается на коэффициент 0,9. При этом сваи располагают меньшими сторонами друг к другу.

Расчет свай СВД на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок

5.4. Рассчет свай СВД на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов в непросадочных грунтах следует производить аналогично методике СНиП 2.02.03-85 "Свайные фундаменты. Нормы проектирования" как свай с размерами сторон 750x450 мм. Усредненный момент инерции поперечного сечения такой сваи приведен в табл. 2.

5.5. При определении расчетной величины коэффициента постели C_{χ} , kH/m^3 , коэффициент пропорциональности K , принимаемый по табл. I приложения I к [2], следует умножать на коэффициент 1,4, а при усилении свай шпонкой - на коэффициент 2,0:

$$C_z = 1,4 Kz; \quad C_z = 2,0 Kz. \quad (5)$$

П р и м е ч а н и е . Коэффициентами 1,4 и 2,0 учитывается повышение сопротивления грунта горизонтальным перемещениям за счет этого уплотнения наклонной грани верхней диафрагмы. При этом принимается: z - глубина расположения сечения свай в грунте, м, для которой определяется коэффициент постели, по отношению к поверхности грунта.

5.6. Все расчеты СВД следует выполнять с учетом приведенной глубины расположения сечения свай в грунте \bar{z} и приведенной глубины погружения свай в грунт $\bar{\ell}$:

$$\bar{z} = z \alpha_{\varepsilon}; \quad \bar{\ell} = \ell \alpha_{\varepsilon}. \quad (6)$$

где z - действительная глубина расположения сечения свай в грунте; ℓ - действительная глубина погружения нижнего конца свай в грунт, отсчитываемая от поверхности грунта при высоком ростверке или от подошвы ростверка - при низком, м; α_{ε} - коэффициент деформации, 1/м, определяемый по формуле (II) приложения I к [2]; b_p - условная ширина свай, м, принимаемая равной $1,5d + 0,5$ (здесь d - сторона прямоугольного сечения свай в плоскости, перпендикулярной действию нагрузки, м); J - момент инерции поперечного сечения свай, м⁴, принимаемый по табл. 2.

5.7. Расчетные величины горизонтального перемещения свай в уровне подошвы ростверка u_p , м, и угол ее поворота ψ_p , рад, следует определять соответственно по формулам (12) и (13) приложения I к [2], в которых величину ℓ_p следует принимать по табл. 2 данных указаний, а горизонтальное перемещение u_o , м, и угол поворота поперечного сечения свай ψ_o , рад, в уровне поверхности грунта (при высоком ростверке) и в уровне его подошвы (при низком ростверке) - по формулам (30)-(34) приложения I к [2].

5.8. Расчетный изгибающий момент M_z , кН·м, возникающий на глубине z в сечении свай, определяется соответственно по формулам (37) и (38) приложения I к [2].

5.9. Расчет устойчивости окружавшего сваи основания следует определять из условия (35) приложения I к [2], ограничивающего расчетное давление σ_z , оказываемое на грунт боковыми поверхностями свай и вычисляемое по формуле (36) приложения I к [2] на глубинах z , м, отсчитываемых при высоком ростверке от поверхности грунта, а при низком - от его подошвы (при $\bar{z} \leq 2,5$ - на двух глубинах, соответствующих $\bar{z} = \ell/S$ и $\bar{z} = \bar{\ell}$; при $\bar{z} > 2,5$ - на глубине $\bar{z} = 0,85 \alpha_{\varepsilon}$).

6. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СВАЙ СВД В ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

6.1. Расчет свайных фундаментов сельскохозяйственных зданий, возводимых на просадочных грунтах, выполняется в соответствии с РСН 262-82 [1].

6.2. Несущая способность свай по грунту на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок рассчитывается согласно РСН 262-82 [1] с поправками на учет формы ствола.

6.3. Для проверки условия $P_{ox} + P_{gx} \leq P_{pr}$ площадь F_y условного свайного фундамента на глубине R_y от конца свай определяется по приложению I к [1] как для случая расчета одиночных забивных призматических свай сечением 30x30 см. Значение R_y (см. табл. 2) необходимо умножать на переходные коэффициенты 0,6 K_3, K_4 :

$$K_3 = \frac{V_1}{V_2 F_1}; \quad (7)$$

$$K_4 = \frac{V_1}{F_2}, \quad (8)$$

где V_1 - объем бетона свай СВД без учета объема кокооли, m^2 ; V_2 - то же, призматической свай сечением 30x30 см; F_1 - площадь, m^3 , описанного прямоугольника по нижнему обрезу свай СВД; F_2 - то же, площадь сечения (нетто).

6.4. Допускаемая вертикальная расчетная нагрузка на сваю [1]

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{ch} RA + \gamma_{np} \sum \gamma_{cf} K_f f_i h_i). \quad (9)$$

6.5. По предлагаемой методике допускается производить расчет фундаментов из коротких свай длиной ≤ 5 м каркасных и беокаркасных зданий стоечно-балочной системы производственного и вспомогательного назначения высотой до трех этажей с макомимальной вертикальной нагрузкой на сваю 500 кН.

7. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ ИЗ СВАЙ СВД ПО ДЕФОРМАЦИЯМ И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ С УЧЕТОМ ВЕРТИКАЛЬНЫХ, ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И МОМЕНТНЫХ НАГРУЗОК

7.1. Расчет фундаментов из свай СВД и свайного основания по деформациям при действии вертикальной нагрузки производится по СНиП 2.02.01-83 [10] методом послойного суммирования как для условного фундамента, передающего нагрузку на основание в двух уровнях - в зоне верхней диффрагмы и ствола сваи.

7.2. Сваи, работающие как одиночные вне кустов, или односвайные фундаменты (при однорядном ленточном размещении свай на расстоянии в свету не менее 0,6 м между короткими сторонами) рассчитывать по деформациям не требуется.

7.3. Горизонтальные перемещения головы сваи, максимальные значения изгибающего момента M_{max} , поперечной силы H_{max} и допускаемую вертикальную расчетную нагрузку на сваю, работающую в проходочных грунтах, согласно приложению 7 [11] следует определять как для свай таврового сечения с консолью при ширине полки b_T , равной ширине сваи СВД.

7.4. Горизонтальное перемещение головы сваи

$$u = \frac{3(H_r + \nu N) \ell_h \omega}{7 \lambda_1 \ell^2 (3 \ell_h - 2 \ell) b_T}, \quad (IO)$$

где H_r - расчетная горизонтальная нагрузка на сваю, кН; N - расчетная нагрузка, кН, передаваемая на фундамент (сваю); ω - коэффициент, учитывающий ослабление основания каналами (табл. 3); ℓ - глубина погружения сваи в грунт, м; ν - коэффициент, учитывающий влияние вертикальных сил (для глинистых проходочных грунтов $\nu = 1/\lambda_1$); $\lambda_1 = 2 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4/\text{kN}$; λ_1 - коэффициент, характеризующий сопротивление грунта горизонтальному перемещению сваи, $\text{kN}/\text{м}^2$, равный 1,1 (для свай без усиления шпонкой) и 2,0 (для свай со шпонкой); λ - коэффициент, принимаемый по табл. 4; γ - коэффициент, учитывающий нелинейный характер деформирования грунта (табл. 5); b_T - ширина сваи, м; ℓ_h - расстояние от точки нулевых перемещений до головы сваи, м, определяемое по формуле $\ell_h = \frac{50 \lambda_1}{3(H_r + \nu N)(N - \frac{50 \lambda_1}{\ell})}$.

$$\ell_h = \ell \left\{ 2(H_r \ell - M_o) - \frac{3(H_r + \nu N)(N - \frac{50 \lambda_1}{\ell})}{P_{p..} e} - \right. \\ \left. - \frac{\ell}{2}(H_r + \nu N) \right\} / [3(H_r \ell - M_o) - \ell(H_r + \nu N)], \quad (II)$$

M_o - сумма моментов от действующих на сваю вертикальных сил относительно центра тяжести поперечного сечения сваи, $\text{kN}/\text{м}$; ℓ - момент инерции поперечного сечения сваи, м^4 ; $P_{p..} = \gamma b_T \ell$.

Таблица 3

$\frac{\alpha_k}{\ell}$	Значения коэффициента ω при ℓ_k/ℓ , равном					
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
0,25	1	1,05	1,1	1,3	1,4	1,5
0,5	1	1,05	1,05	1,1	1,2	1,3
1,0	1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

П р и м е ч а н и е . Зде α_k - расстояние от наружной грани канала до оси сваи, см; ℓ - глубина ее погружения, м; ℓ_k - глубина канала, м.

Таблица 4

Грунты	γ_e	Значения λ , кН/м ⁴ , при пористости грунта n , %, равной		
		До 43	От 43 до 47	От 47 до 49
Лесосы и лесосы- видные проса - дочные суглин- ки и супеси	0,1 0,3 0,6 0,7	35000 25000 13000 10000	34000-24000 24000-16000 12000-8000 9000-7000	24000-16000 16000-13000 8000-6000 7000-5000

При мечание. При промежуточных значениях показателя консистенции γ_e коэффициент λ определяется интерполяцией.

H_r	Таблица 5					
	0	50	100	150	200	250
Значение η при θ_r м:						
0,5 0,8	1 1	0,95 0,96	0,8 0,85	0,55 0,7	0,4 0,5	0,2 0,4

При мечание. При промежуточных значениях величины распора H_r , кН, коэффициент η определяется интерполяцией.

7.5. Давление грунта на сваю определяется по формуле

$$q_z = \frac{3(H_{r1} - \nu N_1)(\ell_{h1} - z)z}{6\tau \ell^2 (3\ell_{h1} - 2z)}, \quad (12)$$

где H_{r1} , N_1 - расчетные значения (I группа, предельных состояний) передаваемых на сваю сил, кН; ℓ_{h1} - определяется по формуле (II) при $H_r = H_{r1}$, $N = N_1$ и $M_0 = M_{01}$.

7.6. Поперечная сила и изгибающий момент в сечении определяются соответственно по формулам:

$$H_{(z)} = H_{r1} - (H_{r1} + \nu N_1) \left(\frac{z}{\ell} \right)^2 \frac{3\ell_{h1} - 2z}{3\ell_{h1} - 2\ell}; \quad (13)$$

$$M_z = [H_{r1} - (H_{r1} + \nu N_1) \left(\frac{z}{\ell} \right)^2 \frac{2\ell_{h1} - z}{2(3\ell_{h1} - 2\ell)}]z + N_1 [u_{r1} - u_{rz}] - M_{01}, \quad (14)$$

где M_{01} - расчетное значение момента вертикальных сил относительно центра тяжести поперечного сечения сваи, кН·м; u_{r1} - горизонтальное перемещение головы сваи, м, определяемое по формуле (IO) при H_{r1} , N_1 , M_{01} , ℓ_{h1} ; u_{rz} - горизонтальное перемещение сваи в сечении, определяемое по формуле

$$u_r = \frac{3(H_{r1} + \nu N_1)(\ell_{h1} - z)\omega}{\eta \lambda_1 \theta_r \ell^2 (3\ell_{h1} - 2z)}. \quad (15)$$

П р и м е ч а н и е . При определении по формулам (13) и (14) поперечных сил и изгибающих моментов расчетом триваются сечения, отстоящие на расстоянии z от поверхности грунта.

7.7. Для свай, погруженных через неуплотненные насыпные грунты, значения u , H_{max} и M_{max} следует определять без учета работы насыпного слоя. Перемещение головы свай в этом случае определяется по формуле

$$u = \frac{3(H_r + \lambda)N(\ell'_H - a)\omega}{7\lambda_1\ell_1^2(3\ell'_H - 2\ell_1)\beta_r}, \quad (16)$$

где a - расстояние от поверхности грунта природной структуры до головы свай, м; $\ell_1 = \ell - a$ - глубина погружения свай в грунт природной структуры, м; $\ell'_H = \ell_H - a$ - расстояние от нулевой точки до поверхности грунта природной структуры, м.

П р и м е ч а н и е . Величина ℓ'_H определяется по формуле (12), в которую в этом случае вместо M_o следует подставлять значение $M_o + H_r a$, принимая глубину погружения свай в грунт равной ℓ_1 . Такое же значение ℓ_1 и ℓ'_H следует подставлять и в формулы (12)-(15).

7.8. Предварительный выбор конструкции и размеров свай производится согласно [3].

7.9. При проектировании свайных фундаментов минимальное расстояние между осями двух свай должно составлять не менее $3a$, где a - размер меньшей стороны верхнего сечения.

П р и м е ч а н и е . Допускается располагать сваи на расстоянии $2a$, если они обращены друг к другу вертикальными (ненаклонными) гранями. При этом допускаемую расчетную нагрузку на сваю необходимо умножать на коэффициент 0,9.

7.10. Если сопротивление горизонтальной нагрузке одиночной сваи недостаточно, рекомендуется повысить ее несущую способность за счет местного уплотнения верхнего слоя грунта со стороны грани, противоположной консоли (со стороны реактивного отпора грунта действию горизонтальной нагрузки).

П р и м е ч а н и е . Уплотнение производится выштамповкой вплотную к свае котлована размером $A \times B \times h (0,5 \times 0,9 \times 0,6 \text{ м})$ о последующим заполнением его бетоном или грунтом с уплотнением. Как показали испытания, это может на 40% повысить несущую способность сваи на горизонтальную нагрузку.

7.11. Расчет свай со шпонкой следует выполнять по формулам (10)-(15) настоящих указаний.

7.12. В просадочных грунтах допускается применение свай под малоочувствительные к неравномерным осадкам одн. этажн. производственные и складские здания, передающие нагрузку на фундамент до 400 кН, при условии выполнения мероприятий, гарантирующих

защиту основания от возможного замачивания, а также учета, что под нижним концом свай просадочная часть слоя должна находиться в пределах уплотненного при забивке свай грунтового массива.

Для остальных типов зданий и сооружений использование свай в просадочных грунтах допускается в случае прорезки свай всей просадочной толщи.

8. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА СВАЙ СВД

Пример 1. Выполнить расчет на вертикальную нагрузку (обычные грунтовые условия) при таких исходных данных: свая висячая забивная марки СВД 4.75.50; грунты: 1 - суглинки ($J_L = 0,24$), 2 - лесс ($J_L = 0,35$); 3 - супесь полутвердая, водонасыщенная ($J_L = 0,8$).

Несущую способность F_d , кН, свай, работающей на вертикальную нагрузку, определяем по формуле (4) настоящих указаний. В соответствии с табл. I: $A = 0,32 \text{ м}^2$; $K_{f1} = 1,76$; $u_p = 2,4 \text{ м}$; $\ell_p = 3,7 \text{ м}$; $K_{f2} = 1,64$; $K_{f3} = 1,8$;

$$K_{fc\rho} = \frac{1,76 \times 0,81 + 1,64 \times 2,4 + 1,8 \times 0,49}{0,81 + 2,4 + 0,49} = 1,687.$$

Толщина первого рабочего слоя определяется разностью длины участка от верха свай до отметки низа первого рабочего слоя и длины нерабочего участка свай: $\ell_1 = (190,25 - 189,14) - 0,3 = 0,81 \text{ м}$; $\ell_2 = 2,4 \text{ м}$; $\ell_3 = 186,74 - 186,25 = 0,49 \text{ м}$.

Остальные буквенные обозначения принимаем по табл. I-3 [2]: $\delta_c = 1$; $\delta_{ck} = 1$; $\delta_{cf} = 1$; $R = 3560 \text{ кН/м}^2$; $f_1 = 29 \text{ кН/м}^2$; $f_2 = 30 \text{ кН/м}^2$; $f_3 = 45 \text{ кН/м}^2$ (определяется интерполяцией). Тогда $F_d = 1/I \times 3560 \times 0,32 + 1,687 \times 2,4 / I \times 29 \times 0,81 + 1 \times 30 \times 24 + 1 \times 45 \times 0,49 / = = 1615 \text{ кН}$.

Согласно формуле (2) [2] допускаемая расчетная нагрузка на сваю составит:

$$N = \frac{F_d}{\delta_K} = \frac{1615}{1,4} = 1153,6 \text{ кН.}$$

Примечание. Боковое сопротивление грунта на длине 0,3 м не учитывается.

Пример 2. Требуется рассчитать однорядный фундамент из свай СВД 5.75.50 под железнодорожную эстакаду с площадками для приема минудоблений. Расчет промежуточной опоры № 6 выполнением исходя из предпосылки, что рамная опора состоит из

двух стоек, по верху объединенных ригелем; фундамент - двух свай СВД 5.75.50, объединенных монолитным ростверком, в который жестко заделаны сваи и стойки опоры, изготавляемые из тяжелого бетона класса В25 по прочности на сжатие. Расчет свай СВД 5.75.50 проводим на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента.

Расчетная вертикальная нагрузка приведена к осевой силе $P = 750$ кН, приложенной в уровне подошвы ростверка (отм. I45,9). На ростверк в уровне подошвы действует поперечная горизонтальная сила H_x , направленная вдоль оси эстакады, расчетная величина которой равна 84 кН (нормальная 80 кН). В плоскости оси эстакады действует изгибающий момент M_x , приложенный в уровне подошвы ростверка, расчетная величина которого равна 528 кН·м.

Необходимые для расчета данные о грунтах, уровнях и размеры приведены на прилагаемой схеме. Определяем расчетные величины продольной и поперечной силы, изгибающего момента, действующих в верхнем сечении каждой из свай в уровне подошвы ростверка.

Усредненный момент инерции сечения сваи СВД 5.75.50

$$J_y = \frac{I}{12} (0,45x0,75^3 - 0,25x0,53^3) = 12,7 \times 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Жесткость при изгибе поперечного сечения сваи

$EJ = 0,9x3,06x10^7x12,7x10^{-3} = 35x10^4 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$, где в соответствии с п. 3.32 [13] (табл. 28, с. 38) значение модуля упругости бетона класса В25 при сжатии и растяжении

$$E_f = 0,9x3,06x10^6 = 2,754 \text{ тс}/\text{м}^2.$$

Коэффициент пропорциональности для суглинка полутвердого принят по табл. I приложения I к [2]:

$$K = 0,5 (12000 + 18000) = 15000 \text{ кН}/\text{м}^4.$$

Условная ширина сваи $B_p = 1,5x0,45+0,5 = 1,175 \text{ м}$.

Определяем коэффициент деформации для случая одностадийного расчета свай применительно к условиям развития только I стадии напряженно-деформированного состояния системы "свай - грунт" по формуле (II) приложения I к [2]:

$$\alpha_e = \sqrt[5]{K B_p / \rho_c E J} = \sqrt[5]{15000 \cdot 1,175 / 3 \cdot 35 \cdot 10^4} = 0,44.$$

По формуле (6) определяем приведенную (безразмерную) глубину погружения сваи (ее нижний конец) в грунт от уровня подошвы ростверка: $\bar{e} = e \alpha_e = 4,3 \times 0,44 = 1,892 \approx 1,9$.

При одностадийном расчете согласно п. 12 приложения I к [2] горизонтальное перемещение, м, и угол поворота Ψ_o , рад, в уровне подошвы ростверка (см. п. 5 приложения I к [2]) следует определять по формулам (30) и (31) [2]:

$$U_o = H_o \varepsilon_{HH} + M_o \varepsilon_{HM}; \quad \Psi_o = H_o \varepsilon_{MH} + M_o \varepsilon_{MM},$$

где $H_o = H = 42$ кН - расчетное значение поперечной силы; $M_o = M = 264$ кН·м - расчетный изгибающий момент; ε_{HH} - горизонтальное перемещение сечения, м/кН, от действия силы $H = I$, приложенной в уровне подошвы ростверка; ε_{HM} - горизонтальное перемещение сечения, I/кН, от момента $M = I$, действующего в уровне подошвы ростверка; ε_{MH} - угол поворота сечения, I/кН, от силы $H = I$; ε_{MM} - то же, от момента $M = I$.

Перемещения ε_{HH} , ε_{HM} , ε_{MH} , ε_{MM} вычисляются по формулам (32) + (34) приложения I к [2]:

$$\varepsilon_{HH} = 5,19/0,44^3 \times 35 \times 10^4 = 1,74 \times 10^{-4} / \text{kN};$$

$$\varepsilon_{MH} = 3,879/0,44^2 \times 35 \times 10^4 = 0,57 \times 10^{-4} / \text{kN};$$

$$\varepsilon_{MM} = 3,679/0,44 \times 35 \times 10^4 = 0,24 \times 10^{-4} / \text{kN},$$

где A_o , B_o , C_o - безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 5 приложения I к [2] при приведенной глубине погружения сваи в грунт $\ell = 1,9$. Тогда горизонтальное перемещение

$$U_o = 42 \times 1,74 \times 10^{-4} + 264 \times 0,57 \times 10^{-4} = 22,3 \times 10^{-3} \text{ м, угол поворота в уровне подошвы ростверка } \Psi_o = 42 \times 0,57 \times 10^{-4} \times 264 \times 0,24 \times 10^{-4} = 8,7 \times 10^{-3} \text{ рад.}$$

Расчетное давление G_z , МПа, на грунт по контакту с боковой поверхностью сваи, возникающее на глубине z , а также расчетный изгибающий момент M_z , кН·м, поперечную силу H_z и продольную силу N_z , кН, действующие на глубине z в сечении сваи, при одностадийном расчете свай следует определять по формулам (36) + (39) приложения I к [2]:

$$G_z = \frac{K}{\alpha_\varepsilon} z \left(U_p A_1 - \frac{\Psi_o}{\alpha_\varepsilon} B_1 + \frac{M_o}{\alpha_\varepsilon^2 E J} C_1 + \frac{H_o D_1}{\alpha_\varepsilon^3 E J} \right);$$

$$M_z = \alpha_\varepsilon^2 E J U_p A_3 - \alpha_\varepsilon E J \Psi_o B_3 + M_o C_3 + \frac{H_o}{\alpha_\varepsilon} D_3;$$

$$H_z = \alpha_\varepsilon^3 E J U_p A_4 - \alpha_\varepsilon^2 E J \Psi_o B_4 + \alpha_\varepsilon M_o C_4 + H_o D_4.$$

Результаты расчетов сводим в табл. 6-8.

Т а б л и ц а 6

$z, м$	\bar{z}	A_4	B_4	C_4	D_4	$665 A_4$	$-590B_4$	$116 C_4$	$42 D_4$	H_z
0	0	0	0	0	1,0	0	0	0	42	42
0,45	0,2	-0,020	-0,001	0	1,0	-13,3	1,8	0	42	30,5
0,68	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1,0	-29,9	5,3	-0,2	42	17,2
0,91	0,4	-0,080	-0,021	-0,003	1,0	-53,2	12,4	-0,3	42	0,9
1,14	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999	-83,1	24,8	-0,9	42	-17,2
1,82	0,8	-0,320	-0,171	-0,051	0,989	-212,8	100,9	-5,9	41	-76,8
2,27	1,0	-0,499	-0,333	-0,125	0,967	-331,8	196,5	-14,5	41	-108,8
3,64	1,6	-1,105	-1,116	-0,630	0,630	-734,8	658,4	-73,1	31,4	-118,1
4,09	1,8	-1,547	-1,906	-1,299	0,374	-1028,8	1124,5	-150,7	15,7	-39,1
4,32	1,9	-1,699	-2,227	-1,608	0,181	-1129,8	1313,9	-186,5	7,6	-5,2

П р и м е ч а н и е . Даны результаты расчета давления на грунт, вычисленные по формуле

$$H_z = (665A_4 - 590B_4 + 116C_4 + 42D_4), \text{ кН.}$$

Т а б л и ц а 7

21

λ, ν	\bar{x}	A_3	B_3	C_3	D_3	$I5I3 A_3$	$-I340B_3$	$264 C_3$	$95 D_3$	M_z
0	0	0	0	1,0	0	0	0	264	0	264
0,45	0,2	-0,001	0	1,0	0,2	-1,5	0	264	19	282
0,68	0,3	-0,005	-0,001	1,0	0,3	-7,6	1,3	264	28,5	286
0,91	0,4	-0,011	-0,002	1,0	0,4	-16,6	2,6	264	38	288
1,04	0,5	-0,021	-0,005	0,999	0,5	-32,0	7,0	264	48	287
1,82	0,8	-0,065	-0,034	0,992	0,799	-129	46	264	76	255
2,27	1,0	-0,167	-0,083	0,975	0,994	-252	III	251	94	210
3,64	1,6	-0,676	-0,543	0,739	1,507	-1021	728	195	143	45
4,09	1,8	-0,956	-0,867	0,53	1,612	-1444	II62	140	153	II
4,32	1,9	-1,118	-1,074	0,385	1,64	-1689	I439	102	156	8

П р и м е ч а н и е . Даны результаты расчета изгибающего момента в свае, произведенного по формуле

$$M_z = (I5I3A_3 - I340B_3 + 264C_3 + 95D_3) \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Таблица 8

$z, м$	\bar{z}	A_I	B_I	C_I	D_I	$22,3A_I$	$-19,8B_I$	$3,9C_I$	$1,4D_I$	$\sum (8,9,10,11) \sigma_z$
2	0	1,0	0	0	0	22,3	0	0	0	22,3
	0,45	0,2	1,0	0,2	0,02	0,001	22,3	-3,96	0,08	0,0014
	0,68	0,3	1,0	0,3	0,045	0,005	22,3	-5,94	0,18	0,007
	0,91	0,4	1,0	0,4	0,08	0,011	22,3	-7,92	0,31	0,015
	1,14	0,5	1,0	0,5	0,125	0,021	22,3	-9,9	0,49	0,029
	1,32	0,8	0,997	0,799	0,32	0,085	22,2	-15,8	1,25	0,12
	2,27	1,0	0,992	0,997	0,499	0,167	22,1	-19,7	1,95	0,23
	3,64	1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	20,4	-30,7	4,93	0,95
	3,09	1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	18,8	-33,8	6,18	1,44
	4,32	1,9	0,795	1,77	1,752	1,126	17,7	-35,0	5,83	1,58

П р и м е ч а н и е . Данные результаты расчета поперечных сил в свае, вычисляемые по формуле

$$\sigma_z = 3,409 \bar{z} (2263A_I - 19,8B_I + 3,9C_I + 1,4D_I) \text{ кН/м}^2.$$

Приимер 3. Выполнить подбор свай для проектирования фундаментов распорных сельскохозяйственных зданий. Результаты сведены в табл. 9.

Таблица 9

$\frac{N}{H}$	Грунтовые условия	Марка свай
<u>400</u> 220-250	<p>Суглинки и супеси лессовидные просадочные I типа по просадочности. Толщина просадочности слоя 5-8 м</p> <p>Характеристика грунта:</p> <p>показатель текучести $0,6 \leq J_L \leq 0,9$</p> <p>плотность в сухом состоянии, $\text{т}/\text{м}^3$,</p> $1,65 \leq \rho_d \leq 1,6$ <p>удельное сцепление, kPa, $c \geq 3$</p> <p>угол внутреннего трения $\varphi \geq 18^0$</p> <p>коэффициент постели, $\text{kH}/\text{м}^3$,</p> $22000 \leq C_z \leq 30000$ <p>коэффициент пропорциональности, $\text{kH}/\text{м}^4$</p> $2500 \leq K \leq 4000$	<p>Свай СВД</p> <p>4.5.75-40-К</p> <p>Монолитная</p> <p>шпонка</p>
<u>400</u> 220-250	<p>Суглинки и супеси лессовидные просадочные I типа по просадочности</p> <p>Характеристика грунта:</p> <p>показатель текучести $0,4 \leq J_L \leq 0,6$</p> <p>плотность в сухом состоянии, $\text{т}/\text{м}^3$</p> $1,65 \leq \rho_d \leq 1,7$ <p>удельное сцепление, kPa, $c \geq 3$</p> <p>угол внутреннего трения $\varphi \geq 20^0$</p> <p>коэффициент постели, $\text{kH}/\text{м}^3$,</p> $30000 \leq C_z \leq 35000$ <p>коэффициент пропорциональности, $\text{kH}/\text{м}^4$,</p> $4000 \leq K \leq 6000$	<p>Свай СВД</p> <p>4.75.45-К</p>
<u>400</u> 220-250	<p>Суглинки и супеси лессовидные просадочные I типа по просадочности.</p> <p>Толщина просадочного слоя 3-5 м</p>	<p>Свай СВД</p> <p>3.5.75.50</p> <p>Свай СВД</p> <p>3.80.8С-К</p>

Приимечание. Здесь N и t' - нагрузки, kH , соответственно вертикальная и горизонтальная.

Пример 4. Рассчитать фундамент из свай СВД для сельскохозяйственных зданий на трехшарнирных рамках с консолью длиной 600 м. Глубина погружения сваи в однородный грунт природной структуры 4 м. Грунт - лессовий просадочный суглинок, пористость которого $n = 49\%$. В процессе эксплуатации здания возможно аварийное замачивание основания.

Нормативные нагрузки на сваю: $N_1 = 109,5$ кН; $N_2 = 27$ кН; $N_3 = 11,5$ кН; $H_r = 81,5$ кН. (где N_1 и H_r - соответственно вертикальная и горизонтальная составляющие нагрузки, передаваемой рамой; N_2 - собственный вес панели; N_3 - собственный вес сваи). Вычисляем: $N = N_1 + N_2 + N_3 = 109,5 + 27 + 11,5 = 147,5$ кН < 250 кН; $H_r = 81,5$ кН < 150 кН. По табл. 2 [3] принимаем сваю СВД 4.75.50-К.

Найдем величину изгибающего момента M , действующего на сваю в уровне поверхности грунта. Рассчитываем перемещения:

$M_o = -N_1 \ell - N_2 \ell_2 + H_r \lambda = -109,5 \times 0,54 - 27 \times 0,14 + 81,5 \times 0,1 = -54,8$ кН·м. Ведем расчет на прочность: $N_1 = 109,5 \times 1,2 = 131$ кН; $N_2 = 27 \times 1,1, I = 30$ кН; $N_3 = 11,5 \times 1, I = 13$ кН; $H_r = 81,5 \times 1, I = 98$ кН; $N = 131 + 30 + 13 = 174$ кН; $M_{o1} = -131 \times 0,54 - 30 \times 0,14 + 98 \times 0,1 = -65,1$ кН·м.

Усредненный момент инерции сваи по табл. 2 составит $J_{cp} = 3,48 \times 10^{-3}$ м⁴.

Горизонтальное перемещение головы сваи определяем по формуле (10), для чего находим $H_r = 81,5$ кН, $N = 147,5$ кН, $M_o = 54,8$ кН·м, $b_T = 0,75$ м и $\ell = 4$ м.

Из табл. 4 величина $\lambda = 5000$ кН/м⁴. В соответствии с табл. 5 интерполяцией определяем: $\eta = 0,89$; $\lambda_1 = 1,4$ $\lambda = 1,4 \times 5000 = 7000$ кН/м⁴; $\nu = \sqrt{\lambda_1} = 2 \times 10^{-6} \times 7000 = 0,014$; $P_{en} = \eta \lambda_1 b_T \ell = 0,89 \times 7000 \times 0,75 \times 4 = 18690$ кН/м².

Расстояние до точки нулевых перемещений вычисляем по формуле (12) настоящих указаний:

$$\ell_H = 4 \left\{ 2(81,5 \times 4 - 54,8) - \frac{3(81,5 + 147,5 \times 0,014)(147,5 - \frac{50}{4} \times 7 \times 10^3 \times 3,48 \times 10^{-3}}{18690 \cdot 4} - \frac{4}{2} (81,5 + 147,5 \times 0,014) \right\} / [3(81,5 \times 4 - 54,8) - 4(81,5 + 147,5 \times 0,014)] = 4(542,4 + 0,175 - 167,3) / 479,34 = \frac{1501,78}{479,34} = 3,13.$$

Тогда при $\omega = I$ (ослабление каналами отсутствует):

$$\mathcal{U} = \frac{3(8I,5+I47,5x0,014)x3,13x0,1}{0,98x7000x4^2(3x3,13-2x4)0,75} = 7,55x10^{-3} = 7,55 \text{ мм.}$$

Поперечные силы в сечении свай определяем по рекомендуемой формуле (I3). Для этого предварительно вычисляем расстояние до точки нулевых перемещений по формуле (I2):

$$\ell_{H1} = 4 \left\{ 2(98x4-65, I) - \frac{3(98+I74x0,014)(I74 - \frac{50}{4}x7x10^3x3,48x10^{-3})}{18690x4} \right. \\ \left. - \frac{4}{2} - (98+I74x0,014) \right\} / [3(98x4-65, I)-4(98+I74x0,014)] = \\ = 4(653,8+0,525-200,872) / 578,956 = 3,13 \text{ м.}$$

Тогда:

$$H_z = 98 - (98+2,436) \left(\frac{z}{4} \right)^2 \frac{3x3,13-2z}{3x13,3-8} = 98-4,516z^2(9,39-2z).$$

При $z = 0$ значение $H_0 = 98 \text{ кН}$, при $z = 0,5 \text{ м}$ соответственно $H_{0,5} = 98-4,516x0,5^2(9,39-2x0,5) = 88,53 \text{ кН}$. По аналогии находим $H_1 = 64,629 \text{ кН}$; $H_{1,5} = 33,07 \text{ кН}$; $H_2 = 6,35 \text{ кН}$; $H_{2,5} = -25,9 \text{ кН}$; $H_3 = -39,78 \text{ кН}$; $H_{3,5} = -34,22 \text{ кН}$; $H_4 = -2,436 \text{ кН}$. Наибольшее значение поперечная сила имеет в сечении на глубине $z = 0$. Изгибающие моменты в сечениях свай определяются по формуле (I4). Для этого предварительно вычисляем значения \mathcal{U}_{rz} по формуле (I5):

$$\mathcal{U}_{rz} = \frac{3(98+0,014xI74)(3,13-z)xI,0}{0,89x7000x0,75x4^2(3x3,13-2x4)} = \frac{30I,3I(3,13-z)}{103916} = \\ = 9,076x10^{-3} - \frac{z}{344,88}.$$

В зависимости от z значения \mathcal{U}_{rz} будут соответствовать приведенным в табл. 10.

Таблица 10

$z, \text{ м}$	0	0,5	I	I,5	2	2,5	3	3,5	4
$\mathcal{U}_{rz} \times 10^{-3}, \text{ м}$	9,076	7,626	6,17	4,727	3,277	1,828	0,377	-1,122	-2,522

Тогда:

$$M_z = [98 - (98+0,014xI74) \frac{z^2}{4} \times \frac{2x3,13-z}{2(3x3,13-2x4)}]z + I74(9,076x10^{-3} - \mathcal{U}_{rz}) - 65, I = 98-2,258z^2(6,26-z)z - I74\mathcal{U}_{rz} - 63,52.$$

При $z = 0$ получим $M_0 = -65, I \text{ кН}\cdot\text{м}$, при $z = 0,5 \text{ м}$ - соот-

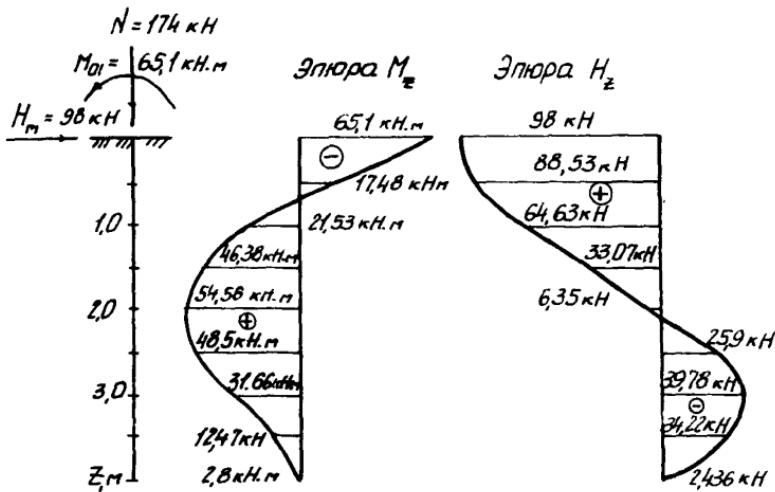


Рис. 4. К примеру расчета 4 (даны эпюры M_x и H_z)

ветственно $M_{0,5} = [98 - 2,258 \times 0,5^2 (6,26 - 0,5)] \cdot \frac{0,5}{4} - 174 \times 7,626 \times 10^{-3} = 63,52 = -17,48 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Аналогично получаем: $M_1 = 21,53 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_{1,5} = 46,38 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_2 = 54,96 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_{2,5} = 48,50 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_3 = 31,66 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_{3,5} = 12,47 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_4 = 2,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Результаты расчетов по примеру 4 приведены на рис. 4.

ЛИТЕРАТУРА

1. РСН 262-82. Инструкция по проектированию и устройству свайных фундаментов сельских зданий на просадочных грунтах. - К.: Минсельстрой, 1982.
2. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. - М.: Стройиздат, 1985.
3. Рекомендации по применению свай типа СВД в сельском строительстве (шифр 19-83-21/4) / Минсельстрой УССР. - К.: 4. Сваи вертикальных элементов, объединенных диафрагмами. ту 10.20 УССР 3-87 / Госагропром УССР. - К.: 1984.
5. Першаков В.М., Слюсаренко С.А., Метелюк Н.С. и др. Эффективные конструкции забивной сваи // Строительные материалы и конструкции. 1982, № 2.
6. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии. - М.: Стройиздат, 1985.
7. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. - М.: Стройиздат, 1981.
8. ГОСТ 23009-78. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Условные обозначения (марки). - М.: Стройиздат, 1979.
9. ГОСТ 5886-78*. Сваи. Методы полевых испытаний. - М.: Стройиздат, 1979.
10. СНиП 2.02.01-83. Основания здания и сооружений. - М.: Стройиздат, 1984.
11. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы. - М.: Стройиздат, 1985.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
1. Общие положения.....	3
2. Основные требования к проектированию	3
3. Номенклатура свай СВД	6
4. Определение несущей способности свай по результатам полевых испытаний	8
5. Расчет свай СВД по несущей способности	10
Расчет свай на действие вертикальной нагрузки	10
Расчет свай СВД на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок	11
6. Особенности расчета свай СВД в просадочных грунтах ..	13
7. Расчет фундаментов из свай СВД по деформациям и несущей способности с учетом вертикальных, горизонтальных и моментных нагрузок	13
8. Примеры расчета свай СВД	17
Литература	27

Научно-исследовательский институт строительных конструкций
Госстроя СССР
(НИИСК)

Украгрострой

МЕТЕЛИК Николай Семенович
ПИЩКО Григорий Федорович
КАШКА Борис Зиновьевич и др.

УКАЗАНИЯ по расчету и проектированию свай из вертикальных элементов, объединенных диафрагмами (СВД)

Редактор Л.П.Метелик

Передано в произв. 27.07.89. Подп. к печ. 27.07.89.
Формат бум. 60x84 I/16. Бум. для множ. аппаратов. Офсетная
печать, I, 63 усл.п.л., 2,0 уч.-изд.л., 1,75 п.л.
Тираж 295 экз. Зак. № 2283. Цена 50 к.

Научно-исследовательский институт строительных конструкций
Госстроя СССР 252180 Киев, И.Клименко, 5/2

Типография НИИСП Госстроя УССР 252180 Киев, И.Клименко, 5/2

50 κ.