ТИПОВАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ СИСТЕМЫ И ИЗДЕЛИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.820.9 – 1

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСОВ СКЛАДОВ МИНЕРАЛЬНЫХ УДОБРЕНИЙ ПРОЛЕТОМ 24 м

ВЫПУСК 0

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ

ЧАСТЬ 1

ФУНДАМЕНТЫ

gost.e-ecolog.ru

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ТИПОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ГОССТРОЯ СССР

Москва, А-445, Смольная ул., 22

Сдано в печать 11 1982 года

Заказ № 2845 Тираж 2.100 экз.

Типовая документация на строительные системы и изделия зданий и сооружений

СЕРИЯ 1.820.9-1

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСОВ СКЛАДОВ МИНЕРАЛЬНЫХ УДОБРЕНИЙ ПРОЛЕТОМ 24 м

ВЫПУСК 0
УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ
ЧАСТЬ 1
ФУНДАМЕНТЫ

ЦНИИЭПсельстрой

Зам. директора — В. А. Заренин
Главный инженер — Е. М. Дедов

Главный конструктор — Ф. М. Козинский
Рук. лаборатории — Н. В. Жуков

НИИЖБ

Зам. директора — Н. Н. Коровин
Рук. лаборатории — Г. Н. Бердичевский

НИИОСП им. Герсеванова

Зам. директора — В. М. Ильичев
Рук. лаборатории — Е. А. Сорочан
Рук. лаборатории — Б. В. Бахолдин

Утверждены и введены в действие Госстроем СССР с 1 января 1982 г. Письмо № 2/3-262 от 05.06.81 г.

Содержание

	Обозначение	Наименование	Стр.
1	1.820.9-1.0.1 00ПЗ	Пояснительная записка	2-6
2	1.820.9-1.0.1 01	Номенклатура	7
3	1.820.9-1.0.1 02	Маркировочная схема Узлы	8-9
4	1.820.9-1.0.1 03	Ключи для подбора фундаментов	10
5	1.820.9-1.0.1 04	Пример расчета столбчатого фундамента	11÷18
6	1.820.9-1.0.1 05	Основные положения расчета коротких жестких свай на наклонные нагрузки	19÷22
7	1.820.9-1.0.1 06	Пример расчета сваи	23÷27

1. Общая часть.

1.1. Фундаменты разработаны под деревянные рамы складов минеральных удобрений пролетом 24м с шагом рам 4,5 м, применяемых для строительства в районах с сейсмичностью не выше 6 баллов

1.2. При проектировании фундаментов степень агрессивного воздействия сухих минеральных удобрений на железобетонные конструкции складов в зависимости от нормальной зоны влажности принята среднеагрессивная (См. раздел 5 СНиП II-28-73 „Защита строительных конструкций от коррозии. Нормы проектирования").

Способы защиты от коррозии столбчатых фундаментов приведены в выпуске 1, а свай таврового сечения - в выпуске 2 настоящей серии.

1.3. Состав серии:

Вып. 0 - Указания по применению.
Часть 1 Фундаменты.
Часть 2 Конструкции надземной части здания.
Вып. 1 - Фундаменты железобетонные столбчатые. Рабочие чертежи.
Вып. 2 - Сваи железобетонные таврового сечения. Рабочие чертежи.

Инв.№подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Нач.отд.	Бирко		
Гл.спец.	Жукова		X 1981
Рук.гр.	Храброва		

1.820.9-1.0.1 00 ПЗ

Пояснительная записка

Стадия	Лист	Листов
Р	1	9

ЦНИИЭПсельстрой

Вып. 3. – Рамы деревянные клееные, связи, прогоны, элементы фахверка, соединительные изделия. Рабочие чертежи.

1.4. В данной серии разработаны 2 типа фундаментов:

– фундаменты железобетонные столбчатые;

– сваи таврового сечения железобетонные.

Для каждого типа фундаментов разработаны железобетонные ограждающие стенки.

2. Область применения фундаментов по грунтовым условиям.

2.1. Столбчатые фундаменты рекомендуется применять на площадках, сложенных: крупнообломочными грунтами, песками плотными крупными и средней крупности, глинистыми грунтами, в том числе с включением валунов, с показателями консистенции J_L не более 0,5, просадочными грунтами с начальным просадочным давлением ≥ 1 кгс/см^2 при расположении уровня грунтовых вод ниже проектируемой глубины заложения подошвы фундамента, а при наличии песчаной или бетонной подушки – ниже ее подошвы.

2.2. При залегании в основании крупнообломочных грунтов, гравелистых, крупных, средней крупности и средней плотности песков, столбчатые фундаменты устанавливаются на горизонтально спланированное основание.

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам. инв.№

2.3. При залегании в основании глин, суглинков, супесей под подошвой столбчатого фундамента рекомендуется устраивать песчаную подушку с наклонной нижней гранью (угол наклона 10-15°) из послойно уплотненных песков крупных или средней крупности.

2.4. При залегании в основании песков мелких и пылеватых средней плотности, просадочных грунтов под подошвой столбчатого фундамента рекомендуется устраивать подушку из бетона или бутобетона (бетон марки 50) с углом наклона нижней грани к горизонту 10-15° (см. лист 1.820.9 -1.0.1 02)

2.5. Установка столбчатого фундамента на горизонтальную поверхность глинистых грунтов оснований или пылеватых песков не рекомендуется ввиду большой зависимости коэффициента трения от влажности грунта и возможности возникновения недопустимых смещений.

2.6. В грунтовых условиях I и II типа по просадочности в случаях, когда общая величина осадки и просадки оснований фундаментов превышает допустимую, при проектировании зданий рекомендуется предусматривать уплотнение основания тяжелыми трамбовками при оптимальной влажности грунта или назначить конструктивные и водозащитные мероприятия.

2.7. При проектировании столбчатых фундаментов для объектов строительства на просадочных грунтах II типа по просадочности с просадкой от собственного веса до 10см, как

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам. инв.№

правило, достаточно предусматривать водозащитные мероприятия, осуществляя расчет фундаментов с учетом требований „Инструкции по расчету, проектированию и устройству оснований и фундаментов сельскохозяйственных зданий с трехшарнирными рамами (ВСН 01-76).

2.8. Не рекомендуется применять столбчатые фундаменты при высоком горизонте грунтовых вод, требующем осуществления водопонижения или водоотлива, а также выполнять работы нулевого цикла в зимний период. В этом случае рекомендуется применение свайных фундаментов.

2.9. Свайные фундаменты рекомендуется применять на площадках со спокойным рельефом, с любым расположением уровня грунтовых вод, сложенных грунтами:

- песчаными средней плотности;
- глинистыми с консистенцией от 0.2 до 0,6 без включения валунов;
- просадочными с пористостью до 49%.

2.10. Запрещается применять забивные сваи в грунтах крупнообломочных толщиной слоя более 0,5 м, песчаных и глинистых, подстилаемых скальными, полускальными и крупнообломочными грунтами на глубине 1,0-2,5 м от поверхности. Не рекомендуется применять забивные сваи в непросадочных глинах и суглинках твердой консистенции.

2.11. Сваи таврового сечения рекомендуется применять и в пучинистых грунтах с глубиной промерзания не более 1,50 м.

3. Конструкция и расчет.

3.1. Столбчатый фундамент в плане прямоугольной формы имеет опорную площадку для установки на нее ограждающей стены.

3.2. Ограждающая стенка запроектирована высотой 800 мм При необходимости большей высоты стенки под нее на обрез фундамента устанавливают бетонный столбик.

3.3. Для варианта фундаментов из свай таврового сечения разработана ограждающая стенка с подрезами для навески на сваю. Стенка навешивается на сваю после срубки столбика для забивки.

3.4. Проектная марка тяжелого бетона по прочности на сжатие для фундаментов и ограждающих стенок принята марка 200, для свай - марка 300.

Бетон принят повышенной плотности с маркой по водонепроницаемости В-6 и показателем водоцементного отношения В/Ц = 0,55.

Проектная марка по морозостойкости должна быть не ниже МРЗ 50.

17630-01 с

3.5. Фундаменты заармированы арматурными каркасами и сетками. Рабочая арматура принята по ГОСТ 5781-81 и ГОСТ 6727-80.

3.6. При определении размеров столбчатых фундаментов помимо трапециевидных и треугольных эпюр давления с учетом полного касания подошвы фундамента с грунтом, допущены и треугольные укороченной длины, обозначающие краевой отрыв подошвы фундамента от грунта при относительном эксцентриситете равнодействующей не более 1/4 длины подошвы фундамента.

3.7. Расчет и проектирование столбчатых фундаментов произведен на основании положений, изложенных в ВСН 01-76.

3.8. При расчете свай таврового сечения использована линейная методика расчета свай, согласованная с институтом НИИОСП им. Н.М. Герсеванова (письмо № 64 от 9.01.1981 г.)

3.9. По прочности материала свай таврового сечения рассчитана как внецентренно сжатый элемент. При расчете принята допустимая ширина раскрытия трещин: длительная - $a_{т\,дл} = 0{,}1$ мм, кратковременная - $a_{т\,кр} = 0{,}15$ мм.

3.10. Расчет оснований столбчатых фундаментов произведен по двум группам предельных состояний на ЭВМ „Минск-22".

3.11. Номенклатура свай составлена при условии, что

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

в основании залегают маловлажные пылеватые пески средней плотности с физико-механическими характеристиками грунта:

$C^н = 0{,}02$ кг/см^2 $= 0{,}002$ МПа;

$\varphi^н = 25°$;

$\gamma^н = 0{,}0018$ кг/см^3 $= 18$ кН/м^3;

$E = 110$ кг/см^2 $= 11$ МПа;

$K = 300$ тс/м^4 $= 3000$ кН/м^4.

3.12. Ключи для подбора столбчатых фундаментов составлены для 4 типов грунтов.

Ключи для подбора свай таврового сечения выполнены для одного типа грунта.

3.13. При применении конструкций фундаментов в сооружениях, проектируемых в районах с другими грунтовыми условиями и нагрузками, необходимо произвести расчеты согласно примерам, помещенным на листах 1.820.9-1.0.1 04 и 1.820.9-1.0.1 06.

3.14. При проектировании ограждающих стенок произведены расчеты на монтажные и эксплуатационные нагрузки.

3.15. Расчетное давление грунта при расчете прочности материала столбчатых фундаментов принято 3 кгс/см^2.

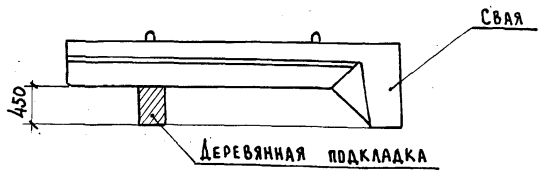
Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

4. Транспортирование, складирование и монтаж

4.1. Перевозку столбчатых фундаментов следует производить в рабочем положении автомобильным или железнодорожным транспортом.

4.2. При транспортировании и складировании сваи ее следует опирать на деревянную прокладку высотой 450 мм, устанавливаемую под монтажную петлю (см. схему I).

Схема I



4.3. Транспортирование и складирование ограждающих стенок производить в вертикальном положении.

4.4. Подъем свай на копер производить с помощью стропа, закрепленного у ее оголовка ниже верхней петли. При подъеме свай на копер строповка их за верхнюю петлю запрещается

4.5. Уплотнение грунта засыпки вблизи столбчатых фундаментов следует производить легкими пневматическими

и электрическими трамбовками.

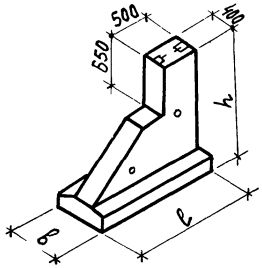
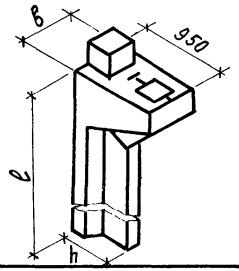
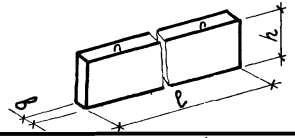
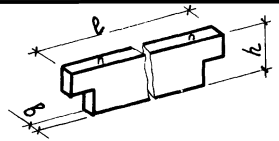
Удельный вес сухого грунта обратной засыпки должен быть не менее 16 кН/м³.

4.6. Не допускается начинать монтаж рам до окончания работ по устройству фундаментов, включая обратную засыпку с послойным уплотнением грунта в пазухах.

4.7. Основные рекомендации по производству работ см. раздел IV ВСН 01-76.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

17630-01

№ п/п	Эскиз	Марка	Размеры, мм			Марка бетона	Расход материалов		Масса, т
			l	h	B		Бетон м³	Сталь, кг	
1		Ф 16.15.9-П	1600	1500	900	200	0,71	47,48	1,77
2		Ф19.18.9-П	1900	1800	900	200	0,96	58, 89	2, 40
3		СВТ 30.5-П	3000	500	500	300	0,49	46,77	1,22
4		СВТ 40.5-П	4000	500	500	300	0,59	64,98	1,46
5		ПС 45.8-П	4500	800	80	200	0.29	10,50	0,72
6		ПС45.6-П	4500	600	80	200	0,20	10,04	0,50
		ПС 45.7-П		700			0,24	10,88	0,60

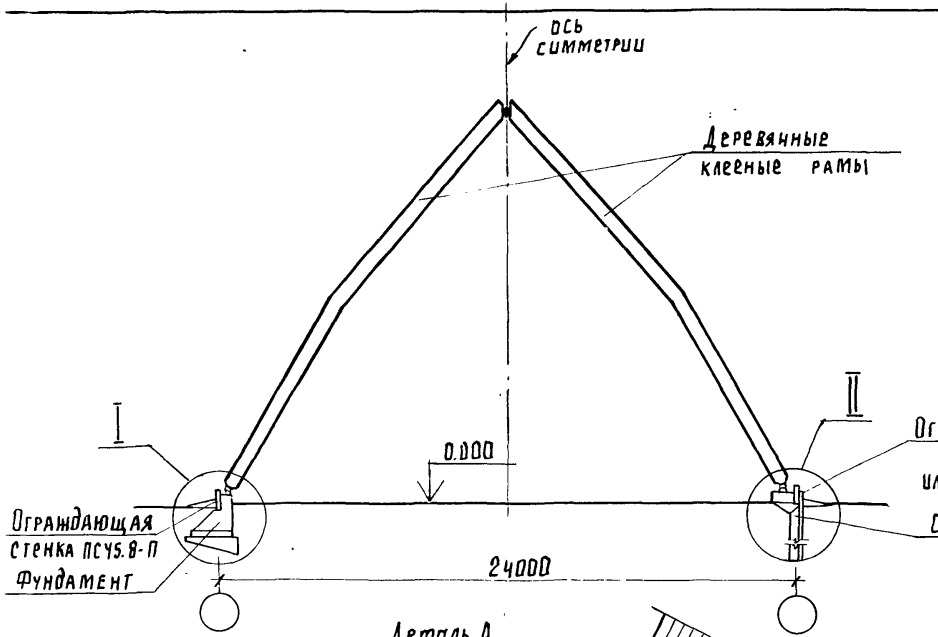
1.820.9-1.0.1 01

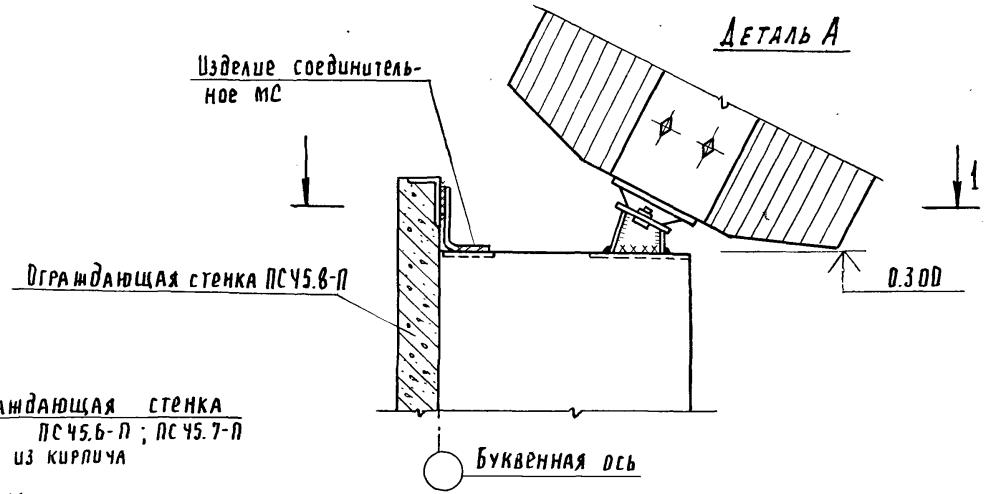
Нач отд.	Бирко		
Гл. спец	Жукова		X 1981
Рук. гр.	Храброва		
Ст. инж	Шестакова		
Ст. техн	Васильева		

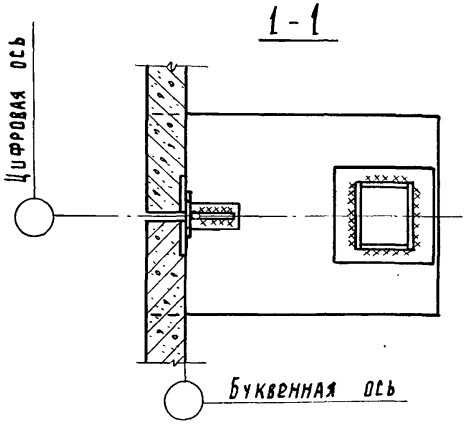
Номенклатура

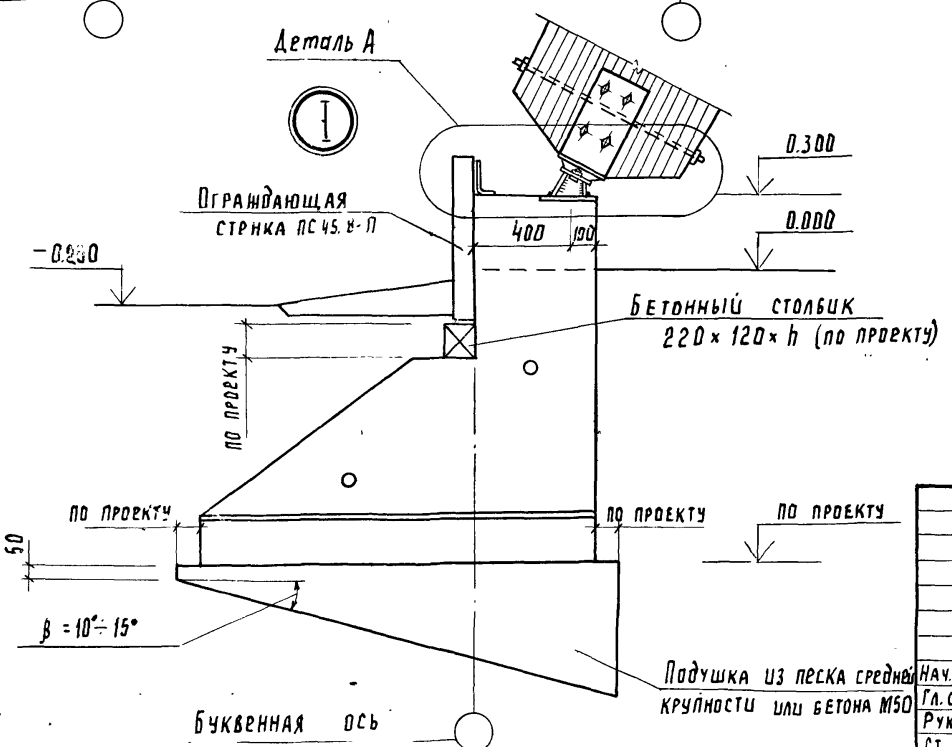
Стадия	Лист	Листов
Р		1

ЦНИИЭПсельстрой









Примечания см лист 2

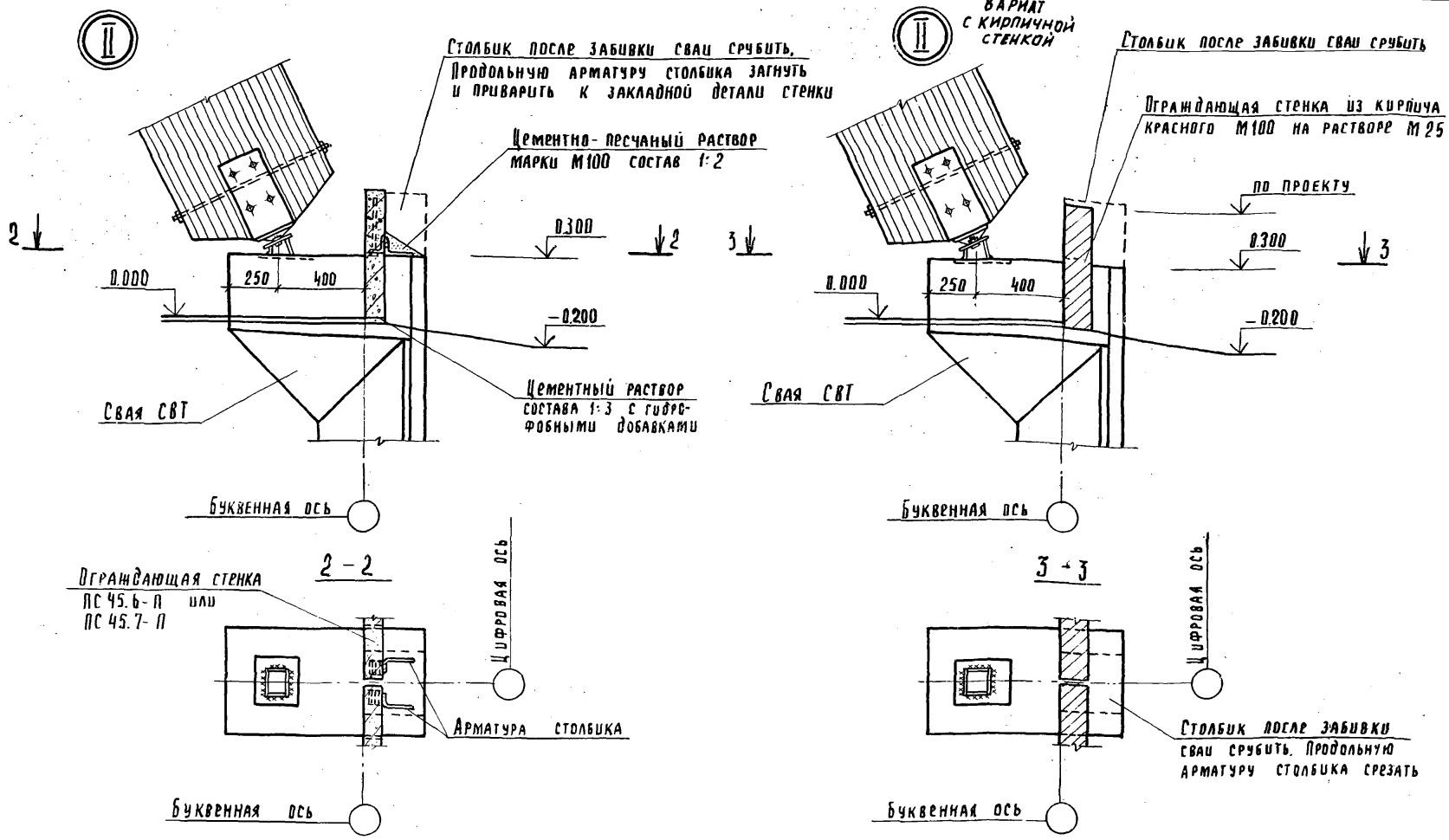
Нач. отд.	Бирко		
Гл. спец.	Жукова		X.1981
Рук. гр.	Храброва		
Ст. инж.	Шестакова		

1820 9-1.0.1 02

Маркировочная схема
Узлы

Стадия	Масса	Масштаб
Р	—	—
Лист 1	Листов 2	

ЦНИИЭПсельстрой

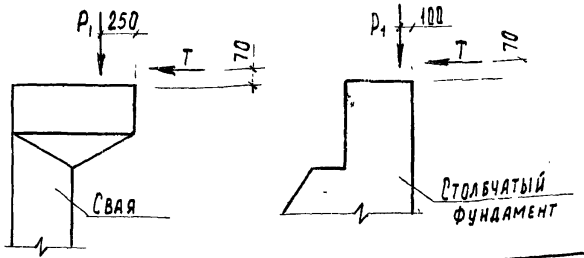


1. При варианте свайных фундаментов ограждающая стенка устанавливается на подготовку пола.
2. Горизонтальные и вертикальные швы между стенками выполняются из цементно-песчаного раствора состава 1:3.
3. Высота монтажных сварных швов 6 мм. Электроды типа Э42А.
4. После выполнения сварки восстановить антикоррозионную защиту, поврежденную при монтаже.

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Грунт	Марка конструкции	Марка рам: РД 24-16-1	РД 24-16-2	РД 24-16-3	РД 24-16-4	РД 24-16-5	РД 24-16-6	Примечания
Песок пылеватый средней плотности $e = 0,75$; $C^н = 0,002$ МПа; $\varphi^н = 26°$; $\gamma^н = 18$ кН/м³; $E = 11$ МПа; $M = 0,3$; $\gamma^н_{зас} = 17$ кН/м³; Бетонная подушка $\gamma^н_{бет.под} = 24$ кН/м³; $\varphi^н = 38,5°$; угол наклона $\beta_{бет.под} = 15°$	СВТ 30.5-П	+	+	+				
	СВТ 40.5-П				+	+	+	
	Ф 16.15.9-П	+	+	+	+	+	+	Бетонная подушка с уширением по 200мм
	Ф 19.18.9-П	+	+	+	+	+	+	Бетонная подушка с уширением по 100мм
Песок средней крупности средней плотности $e = 0,65$; $C^н = 0,001$ МПа; $\varphi^н = 35°$ $\gamma^н_0 = 18$кН/м³; $E = 30$ МПа; $M = 0,03$; $\gamma^н_{зас} = 17$кН/м³	Ф 16.15.9-П	+	+	+	+	—	—	
	Ф 19.18.9-П	+	+	+	+	+	+	
Глина мягкопластичная $e = 0,95$; $C^н = 0,033$ МПа; $\varphi^н = 10°$; $E = 9$ МПа; $\gamma^н_{зас} = 17$ кН/м³; $M = 0,42$; $\gamma^н_0 = 18$ кН/м³; подготовка из песка средней крупности $\gamma_{пес.под} = 18$ кН/м³ $\varphi^н_{песч.под} = 35°$; угол наклона $\beta_{песч.под} = 15°$	Ф 16.15.9-П	+	+	+	+	—	—	
	Ф 19.18.9-П	+	+	+	+	+	+	
Суглинок тугопластичный $e = 0,95$; $C^н = 0,015$ МПа; $\varphi^н = 17°$; $E = 8$ МПа; $\gamma^н_0 = 18$ кН/м³; $M = 0,35$; $\gamma^н_{зас} = 17$ кН/м³; Подготовка из песка средней крупности $\gamma_{песч.под} = 18$ кН/м³ $\varphi_{песч.под} = 35°$; угол наклона $\beta_{песч.под} = 15°$	Ф 16.15.9-П	+	+	—	—	—	—	
	Ф 19.18.9-П	+	+	+	+	—	—	

Расчетные схемы



1 –) Фундамент пересчитать из условия опирания на бетонную подушку.

2. Расчетные значения нагрузок от рам см. вып 0 часть 2.

Нач отд	Бирко			1.820.9-1.0.1 03
Гл. спец	Жукова		X.1981	Ключи для подбора фундаментов
Рук. гр.	Храброва			Стадия: Р; Лист: ; Листов: 1
Ст инж	Шестакова			ЦНИИЭПсельстрой
Инженер	Васильева			

17630-01

Расчет фундамента Ф 16.15.9-ПА.

1. Исходные данные:

Склад минеральных удобрений пролетом 24 м.

Несущие конструкции – рамы деревянные клееные трехшарнирные, для складов минеральных удобрений.

Марка рам РД-24-16-5

Ограждающие конструкции – ограждающая стенка ПС 45.8-П, разработанная в данной серии.

Грунт – песок пылеватый с характеристиками по СНиП II-15-74 „Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования."

$C^н = 0{,}002$ МПа; $\varphi^н = 26°$; $e = 0{,}75$;

$\gamma_0^н = 18{,}0$ кН/м³;

$E = 11{,}0$ МПа; $\mu = 0{,}3$

$\gamma^н_{зас} = 17{,}0$ кН/м³;

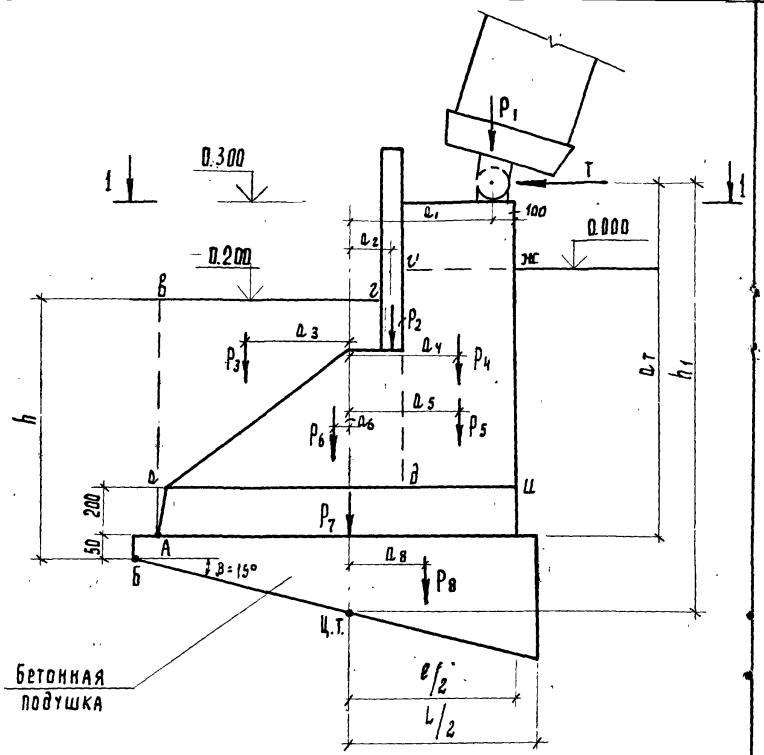
Фундаменты устанавливаются на бетонную подушку.

Примечание:

В расчетных формулах буквенные обозначения приняты из „Инструкции по расчету, проектированию и устройству оснований и фундаментов сельскохозяйственных зданий с трехшарнирными рамами" ВСН 01-76.

2. Расчет по I группе предельных состояний

2.1. Несущая способность основания, сложенного из однородных нескальных грунтов, находящихся в стабилизированном



				1.820.9-1.01 04		
Нач.отд.	Бирко			Пример расчета столбчатого фундамента	Стадия	Лист	Листов
Гл.спец.	Жукова		X.1981г.		Р	1	14
Рук.гр.	Храброва				ЦНИИЭПсельстрой		
Ст.инж	Шестакова						
Инженер	Володченкова						

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам. инв.№

состояний, при относительном заглублении $\frac{h}{e} = 0,5 \div 1,5$

определяется по формуле: $\left(\frac{h}{e} = \frac{1,05}{1,6} = 0,63 \quad 0,5 < 0,63 < 1,5\right)$

$$\Phi = \frac{B_n B_1}{\cos\delta}\left(c_I N_c \lambda_c d_c i_c + \gamma_I' h \cdot N_q \lambda_q d_q i_q + \frac{\gamma_I}{2} B_n N_\gamma \lambda_\gamma d_\gamma i_\gamma\right) \quad (1)$$

где: B_n - приведенная длина подошвы подушки, м;

$B_1 = B = 1,4$ м

$$B_n = \frac{B_{в.г.}}{\cos\beta} - 2|e|_{накл.} \quad (2)$$

где: $B_{в.г.} = L = 1,8$ м - длина подошвы подушки

$$e_{накл.} = \frac{e'_{накл.} N_1 - e''_{накл.} G_n}{\Sigma P_1} \quad (3)$$

В формуле (3) $e'_{накл.}$ равен:

$$e'_{накл} = \frac{B_{в.г.}}{2\cos\beta} - \left(\frac{B_{в.г.}}{2} - e - a\,tg\,\delta_N\right)\frac{\cos\delta_N}{\cos(\delta_N - \beta)}, \quad (4)$$

где $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma P}$; $\quad e = \frac{-20,8}{149,4} = -0,139$

ΣP и ΣM см. таблицу на листе 9

Знак минус указывает, что эксцентриситет расположен слева от ц.т. подошвы фундамента.

a - минимальная толщина подушки, равная 0,05 м.

В формуле (3) величина N_1 равна:

$$N_1 = N\cos(\delta_N - \beta), \quad (5)$$

где δ_N - угол наклона равнодействующей N к вертикали

$$\delta_N = arctg\frac{\Sigma T}{\Sigma P} \quad (6)$$

$$\delta_N = arctg\frac{61,1}{149,4} = arctg\,0,408 = 22°15'$$

ΣT и ΣP см. таблицу на листе 9

$$\delta = \delta_N - \beta; \quad \delta = 22°15' - 15° = 7°15' \quad (7)$$

Определяем равнодействующую всех сил относительно ц.т. подошвы фундамента

$$N = \frac{\Sigma P}{\cos\delta_N}; \quad N = \frac{149,4}{0,9255} = 161,4\ кН \quad (8)$$

N_1 - определяем по формуле (5)

$N_1 = 161,4 \cdot 0,992 = 160,1$ кН

Величину эксцентриситета $e'_{накл.}$ определяем по формуле (4):

$$e'_{накл.} = \frac{1,8}{2 \cdot 0,966} - \left(\frac{1,8}{2} + 0,139 - 0,05 \cdot 0,408\right)\frac{0,9255}{0,992} = -0,02\ м$$

Эксцентриситет $e''_{накл.}$ определяем по формуле:

$$e''_{накл} = \frac{B_{в.г.}}{6\left(1 + \frac{2a}{B_{в.г.} tg\beta}\right)} = \frac{1,8}{6\left(1 + \frac{2 \cdot 0,05}{1,8 \cdot 0,268}\right)} = 0,25\ м \quad (9)$$

где $a = 0,05$ м - минимальная толщина подушки.

Определяем ΣP, т.е. сумму всех сил, перпендикулярных плоскости скольжения, для расчета по несущей способности

$$\Sigma P_1 = N_1 + G_n \cos\beta \quad (10)$$

$G_n = P_в = 15,2$ кН

$\Sigma P_1 = 160,1 + 15,2 \cdot 0,966 = 174,8$ кН

Подставляя полученные значения в формулу (3), определим $e_{накл}$

$$e_{накл} = \frac{-0,02 \cdot 160,1 - 0,25 \cdot 15,2}{174,8} = -0,04\ м$$

Определяем B_n по формуле (2)

$$B_n = \frac{1,8}{0,966} - 2 \cdot |-0,04| = 1,78\ м$$

Определяем расчетные характеристики грунта в соответствии с п. 3.7 „Инструкции по расчету, проектированию и устройству оснований и фундаментов сельскохозяйственных зданий с трех-

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

шарнирными рамами. ВСН-01-76".

$\varphi_I = \frac{\varphi_н}{K_г} = \frac{26}{1,1} = 23°38'$ $\quad C_I = \frac{C_н}{K_г} = \frac{2}{1,5} = 1,3\ кН/м^2 = 0,0013\ МПа$

$\gamma_I = \frac{\gamma_в^н}{K_г} = \frac{18}{1,05} = 17,1\ кН/м^3$ $\quad \gamma_I' = \frac{\gamma_{зас}^н}{K_г} = \frac{17}{1,05} = 16,2\ кН/м^3$

где γ_I - объемный вес грунта ниже подошвы фундамента

γ_I' - объемный вес грунта выше подошвы фундамента

N_c, N_q, N_γ - коэффициент несущей способности, зависящие от расчетного значения угла внутреннего трения φ^I (см. приложение I ВСН 01-76)

При $\varphi_I = 23°38'$; $N_c = 19$; $N_q = 9,8$ $N_\gamma = 6$

$\lambda_c; \lambda_q; \lambda_\gamma$ - коэффициенты, учитывающие форму фундамента, определяемые при $1 \le \frac{\ell}{b} \le 2$ по формулам $\left(\frac{\ell}{b} = \frac{1,6}{0,9} > 1\right)$:

$\lambda_c = 1 + 0,2 \cdot N_\varphi$; $\quad \lambda_c = 1 + 0,2 \cdot 2,34 = 1,46$ (11)

$\lambda_q = \lambda_\gamma = 1 + 0,1 N_\varphi$; $\quad \lambda_q = \lambda_\gamma = 1 + 0,1 \cdot 2,34 = 1,23$ (12)

$N_\varphi = tg^2\left(45° + \frac{\varphi_I}{2}\right)$; $\quad N_\varphi = tg^2\, 56°49' = 2,34$ (13)

$i_c; i_q; i_\gamma$ - коэффициенты, учитывающие угол наклона равнодействующей к вертикали:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90°}\right)^2 \quad (14)$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{7°15'}{90°}\right)^2 = 0,84$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi_I}\right)^2 \quad (15)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{7°15'}{23°38'}\right)^2 = 0,48$$

$d_c; d_q; d_\gamma$ - коэффициенты, учитывающие повышение предельной нагрузки с увеличением глубины заложения подошвы:

$d_c = 1 + 0,2 \frac{h}{B_п} \sqrt{N_\varphi} = 1 + 0,2 \cdot \frac{1,1}{1,78} \sqrt{2,34} = 1,19.$ (16)

$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \frac{h}{B_п} \sqrt{N_\varphi} = 1 + 0,1 \cdot \frac{1,1}{1,78} \cdot \sqrt{2,34} = 1,09,$ (17)

где в формулах (16) и (17) $B_п = 1,78$ м.

Подставляя в формулу (1) полученные значения по формулам (2) ÷ (17), определяем ϕ:

$$\phi = \frac{1,78 \cdot 1,1}{0,992}\left(1,3 \cdot 19 \cdot 1,46 \cdot 1,19 \cdot 0,84 + 16,2 \cdot 1,1 \cdot 9,8 \cdot 1,23 \cdot 1,09 \cdot 0,84 + \right.$$

$$\left. + \frac{17,1}{2} \cdot 1,78 \cdot 6 \cdot 1,23 \cdot 1,09 \cdot 0,48\right) = 575,0\ кН$$

Устойчивость фундамента обеспечена при выполнении условия

$$\frac{\phi_1}{N_2} \ge K_н \quad (18)$$

где $\phi_1 = \frac{\phi}{0,9} = 639\ кН$;

0,9 - коэффициент надежности по назначению

N_2 - равнодействующая всех сил относительно ц.т. подошвы подушки с учетом её веса.

$K_н$ - коэффициент надежности, принимаемый равным 1,4 для фундаментов на бетонной подушке с наклонной гранью

$$N_2 = \frac{\Sigma P_1}{\cos\delta} = \frac{174,8}{0,992} = 176,2\ кН$$

$$\frac{\phi_1}{N_2} = \frac{639}{176,2} = 3,62 > 1,4$$

Условие удовлетворяется.

2.2. Проверка на сдвиг по плоскости скольжения между наклонной гранью подушки и грунтом

Фундамент устойчив против сдвига при выполнении условия:

$$\frac{\Sigma T_{уд}}{\Sigma T_{сдв}} \ge K_н \quad (19)$$

где $\Sigma T_{уд}$ - сумма проекций удерживающих сил на плоскости скольжения, кН;

$\Sigma T_{сдв}$ - сумма проекций сдвигающих сил на ту же плоскость, кН;

$K_н$ - коэффициент надежности, принимаемый равным 1,2;

$$\Sigma T_{уд} = \Sigma P_i' tg\varphi_I + C_I F + E_0, \quad (20)$$

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

где $\Sigma P'_i$ – сумма всех сил, перпендикулярных плоскости скольжения для расчета на сдвиг

$\Sigma P'_i = N'_i + G\cos\beta$ (см. формулу 8)

$N'_i = N' \cdot \cos(\delta'_N - \beta)$ (см. формулу 4)

$N' = \frac{\Sigma P'_i}{\cos\delta'_N}$ (см. формулу 1)

$\delta'_N = \operatorname{arctg}\frac{\Sigma T}{\Sigma P'_i}$ (см. формулу 5)

Значения ΣT и $\Sigma P'_i$ см. таблицу на листе 9

$\delta'_N = \operatorname{arctg}\frac{61,1}{140,9} = \operatorname{arctg}0,434 = 23°27'$

$N' = \frac{140,9}{0,917} = 153,7$ кН

$N'_i = 153,7 \cdot \cos 8°27' = 152,0$ кН

$G = P'_в = 12,4$ кН

$\Sigma P'_i = 152,0 + 12,4 \cdot 0,966 = 164,0$ кН

F – площадь подошвы подушки, определяемая по формуле

$$F = \frac{L}{\cos\beta} \cdot B = \frac{1,8}{0,966} \cdot 1,1 = 2,05\ м^2 \qquad (21)$$

φ_I; C_I – расчетные величины угла внутреннего трения и сцепление грунта под подошвой подушки;

$E_п$ – отпор грунта, действующий на фундамент со стороны засыпки, кН;

$$E_п = (E_{ст} + E_{пл} + E_{под}) \cdot \cos\beta, \qquad (22)$$

где: $E_{ст} = q_{ст} F'_{ст}$; $q_{ст} = \frac{1}{2}\lambda\Delta\left(h - a - a_п\right)$; $F'_{ст} = (h - a - a_п)\, B_п$ (23)

$E_{пл} = q_{пл} F'_{пл}$; $q_{пл} = \lambda\Delta\,(h - a - 0,5a_п)$; $F'_{пл} = a_п B_1 = a_п B$ (24)

$E_{под} = q_{под} F'_{под}$; $q_{под} = \lambda\Delta\left(h - \frac{a}{2}\right)$; $F'_{под} = a \cdot B_1 = a B$ (25)

$a_п$ – толщина плиты фундамента, м

$B_п$ – ширина стойки фундамента, м

Δ – величина горизонтальных перемещений

$\Delta = 1,4$ см $= 0,014$ м

(см. расчет по второй группе предельных состояний)

Коэффициент пропорциональности $\lambda = 4000$ кН/м принимается согласно табл. 1 ВСН 01-76.

$q_{ст} = 0,5 \cdot 4000 \cdot 0,014\,(1,1 - 0,05 - 0,2) = 23,8$ кН/м^2 $= 0,024$ МПа

$q_{пл} = 4000 \cdot 0,014\,(1,1 - 0,05 - 0,5 \cdot 0,2) = 53,2$ кН/м^2 $= 0,053$ МПа

$q_{под} = 4000 \cdot 0,014\left(1,1 - \frac{0,05}{2}\right) = 60,2$ кН/м^2 $= 0,060$ МПа

$F'_{ст} = (1,1 - 0,05 - 0,2) \cdot 0,4 = 0,34\ м^2$

$E_{ст} = 23,8 \cdot 0,34 = 8,1$ кН

$F'_{пл} = 0,2 \cdot 1,1 = 0,22\ м^2$

$E_{пл} = 53,2 \cdot 0,22 = 11,7$ кН

$F'_{под} = 0,05 \cdot 1,1 = 0,055\ м^2$

$E_{под} = 60,2 \cdot 0,055 = 3,3$ кН

По формуле (22) определяем отпор грунта

$E_п = (8,1 + 11,7 + 3,3) \cdot 0,966 = 22,3$ кН

$T_{уд}$ определяется по формуле (20):

$T_{уд} = 164,0 \cdot 0,425 + 1,3 \cdot 2,05 + 22,3 = 94,7$ кН

$$T_{сдв} = N' \sin\left(\delta'_N - \beta\right) - G_п \sin\beta \qquad (26)$$

$T_{сдв} = 153,7 \cdot 0,147 - 12,4 \cdot 0,259 = 19,4$ кН

$\frac{T_{уд}}{T_{сдв}} = \frac{94,7}{19,4} = 4,88 > 1,2$

Условие (19) удовлетворяется, т.е. фундамент устойчив на сдвиг.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Нагрузки	Нормативные значения сил $P^н$, Тн (кН)	Расчетные нагрузки для расчета по I предельному состоянию: для определения несущей способности основания — коэффициент перегрузки n	$P = P^н \times n$ (кН)	для проверки на сдвиг и опрокидывание — коэффициент перегрузки n	$P' = P^н \times n$ (кН)	Расстояние от линии действия приложенной силы до: ц.т. подошвы фундамента a_i; $a_т$ (м)	грани А-А (м)	грани Б-Б (м)	Момент (кНм) относительно ц.т. подошвы фундамента от сил при n, равном: n=1	n=1,1 n=1,2	n=0,9 n=1,15	Момент (кНм) при определении устойчивости фундамента при n=0,9; n=1,15 относительно: грани А-А	грани Б-Б
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Вертикальная составляющая внешних сил на обрезе фундамента — P_1	85,3	1,2	102,4	1,2	102,4	0,70	1,50	1,60	59,7	71,7	71,7	153,6	163,8
Ограждающая стенка P_2	9,0	1,1	9,9	0,9	8,1	0,25	1,05	1,15	2,3	2,5	2,0	8,5	9,3
Призма грунта вдвд на уступах фундамента — P_3	11,2	1,1	12,3	0,9	10,1	-0,30	0,50	0,60	-3,4	3,7	-3,0	5,1	6,1
Призма грунта дгжи на уступах фундамента — P_4	4,8	1,1	5,3	0,9	4,3	0,55	1,35	1,45	2,6	2,9	2,4	5,8	6,2
Столб фундамента — P_5	6,5	1,1	7,2	0,9	5,9	0,55	1,35	1,45	3,6	4,0	3,2	8,0	8,6
Ребро фундамента — P_6	4,3	1,1	4,7	0,9	3,9	-0,08	0,72	0,82	-0,3	-0,4	-0,3	2,8	1,2
Подошва фундамента — P_7	6,9	1,1	7,6	0,9	6,2	0,00	0,80	0,90	0,00	0,00	0,00	5,0	5,6
Горизонтальная составляющая внешних сил на обрезе фундамента — T	50,9	1,2	61,1	1,2	61,1	-1,60	1,60	1,65	-81,4	-97,8	-97,8	97,8	100,8
Сумма сил и моментов на обрезе бетонной подушки	$\Sigma P^н = 128,0$		$\Sigma P = 149,4$		$\Sigma P' = 140,9$				$\Sigma M^н = -16,9$	$\Sigma M = -20,8$	$\Sigma M' = -21,8$	$\Sigma M_{уд} = 188,8$ $\Sigma M_{сд} = 97,8$	$\Sigma M_{уд} = 200,9$ $\Sigma M_{сд} = 100,8$
Вес бетонной подушки P_8	13,8	1,1	15,2	0,9	12,4	0,25	1,05	1,15	3,5	3,8	3,1	—	14,3

1. За положительное направление момента принято направление по часовой стрелке.
2. В расчете фундамента условно не учтен вес грунта на уступах подушки.

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

2.3. Проверка устойчивости фундамента на опрокидывание

Устойчивость фундамента на опрокидывание обеспечена при условии

$$\frac{\Sigma M_{уд}}{\Sigma M_{опр}} \geqslant K_н, \qquad (27)$$

где $K_н = 1,3$ – коэффициент надежности (п.3.14 ВСН 01-76)

Проверка устойчивости фундамента относительно грани А-А

$\Sigma M_{уд\ А-А} = 188,8$ кН·м $\Sigma M_{опр.} = 97,8$ кНм (см. табл. на листе 9)

$$\frac{\Sigma M_{уд\ А-А}}{\Sigma M_{опр\ А-А}} = \frac{188,8}{97,8} = 1,93 > 1,3,$$

т.е. фундамент устойчив относительно грани А-А.

Проверка устойчивости фундамента относительно грани Б-Б

$\Sigma M_{уд\ Б-Б} = 200,8$ кНм $\Sigma M_{опр.\ Б-Б} = 100,8$ кН·м (см. табл. на листе 9)

$$\frac{\Sigma M_{уд\ Б-Б}}{\Sigma M_{опр.\ Б-Б}} = \frac{200,8}{100,8} = 1,99 > 1,3,$$

т.е. фундамент устойчив относительно грани Б-Б.

3. Расчет по II группе предельных состояний

3.1. Проверяем условие:

$$P_{ср} \leq R, \qquad (28)$$

где $P_{ср}$ – среднее давление на основание под подошвой фундамента от нормативных вертикальных нагрузок;

R – расчетное давление на основание, определяемое по формуле

$$R = \frac{m_1 m_2}{K_н}\left(A \cdot B \cdot \gamma_{II} + B \cdot h \cdot \gamma'_{II} + Д \cdot C_{II}\right) \qquad (29)$$

где m_1 – коэффициент условий работы грунтового основания, принимаемый в соответствии с п.3.16 ВСН 01-76

m_2 – коэффициент условий работы сооружения во взаимодействии с основанием, принимаемый равным единице для зданий с каркасом из трехшарнирных рам

$K_н$ – коэффициент надежности, принимаемый в соответствии с п.3.17 ВСН 01-76.

А, В, Д – безразмерные коэффициенты, зависящие от величины расчетного угла внутреннего трения и принимаемые по табл. 2 ВСН 01-76

В расчетах по деформациям оснований расчетные характеристики грунта принимаем с коэффициентом $K_г = 1$ (см. п.3.15 ВСН 01-76)

$$\varphi_{II} = \frac{\varphi^н}{K_г} = \frac{26°}{1} = 26°;$$

$$C_{II} = \frac{C^н}{K_г} = \frac{2}{1} = 2\ кН/м^2 = 0,002\ МПа$$

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_в^н}{K_г} = \frac{18}{1} = 18\ кН/м^3$$

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma^н_{зас}}{K_г} = \frac{17}{1} = 17\ кН/м^3$$

Находим величину расчетного давления

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1}(0,84 \cdot 1,1 \cdot 18 + 4,37 \cdot 1,1 \cdot 17 + 6,9 \cdot 2) = 122,3\ кН/м^2 = 0,122\ МПа$$

$$R_1 = R : 0,9 = 122,3\ кН/м^2 : 0,9 = 135,9\ кН/м^2 = 0,136\ МПа$$

где 0,9 – коэффициент надежности по назначению.

$$P_{ср} = \frac{\Sigma P^н + P_в^н}{F} \qquad (30)$$

где F – площадь горизонтальной проекции подошвы подушки

$$F = L \cdot B = 1,8 \cdot 1,1 = 1,98\ м^2$$

$\Sigma P^н$ и $P_в^н$ см. таблицу

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

$$P_{ср} = \frac{128,0 + 13,8}{1,98} = 71,6\ кН/м^2 = 0,072\ МПа$$

$P_{ср} = 0,072$ МПа $\angle R_1 = 0,136$ МПа

3.2. Проверяем удовлетворение требования

$$R_{max} \leq 1,2R; \qquad (31)$$

где R_{max} - максимальное давление на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента (в данном случае подушки).

$$R_{max} = P_{ср} + \frac{\Sigma M_1^н}{W} \qquad (32)$$

где $W = \frac{L^2 B}{6} = \frac{1,8^2 \cdot 1,1}{6} = 0,59\ м^3$

$$\Sigma M_1^н = \Sigma M^н - T^н \cdot a_T + T^н \cdot h_1 + P_B^н \cdot a_B = -16,9 - (-50,9) \cdot 1,6 + (-50,9) \cdot 1,89 + 13,8 \cdot 0,25 = -28,2\ кНм$$

$$P_{max} = 71,6 + \frac{28,2}{0,59} = 119,4\ кН/м^2 = 0,119\ МПа$$

$P_{max} = 0,119$ МПа $\angle 1,2 \cdot 0,122$ МПа

3.3. Расчет основания по деформациям

производим исходя из условий

$S \leq S_{пр}$ $\quad S_{пр} = 10$ см (см. табл. 13 (33)

$\Delta \leq \Delta_{пр}$ $\quad \Delta_{пр} = 4$ см и п. 3.18 ВСН 01-76) (34)

S и Δ - расчетные величины соответственно вертикальных и горизонтальных перемещений фундамента.

$S_{пр\,1} = S_{пр} : 0,9 = 10 : 0,9 = 11,1$ см

$\Delta_{пр\,1} = \Delta_{пр} : 0,9 = 4 : 0,9 = 4,4$ см

0,9 - коэффициент надежности по назначению.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Так как фундамент имеет бетонную подушку

$B_1 = B = 1,1$ м

$B = L = 1,8$ м (см. схему)

Осадку фундамента определяем:

$$S = 1,44 \frac{n}{n+1} \cdot \frac{P_0 B_1}{E}; \qquad (35)$$

где $n = \frac{B}{B_1} = \frac{L}{B} = \frac{1,8}{1,1} = 1,64$

$E = 11000\ кН/м^2 = 11$ МПа

$P_0 = P_{ср} - \gamma_{II} h = 71,6 - 1,8 \cdot 1,1 = 51,8\ кН/м^2 = 0,052$ МПа

$$S = 1,44 \cdot \frac{1,64}{1,64+1} \cdot \frac{0,052 \cdot 1,1}{11,0} = 0,45\ см$$

$S = 0,45$ см $\angle S_{пр_1} = 11,1$ см.

Условие (33) удовлетворяется.

Горизонтальное перемещение определяем по формуле:

$$\Delta = \frac{1}{S_1 t - \tau^2}\left(q t + \tau V - S_1 V h_1 - q \tau h_1\right), \qquad (36)$$

где $q = \frac{T^н}{B_1}$

$V = \frac{\Sigma M_1^н}{B_1}$

$t = \frac{\lambda h^4 k + K_1 B^3}{12}$

$S_1 = \frac{K_1 B + \lambda h^2 k}{2} + \lambda A$

$\tau = \frac{\lambda h^3 k}{6} + \lambda A a_д$

k - отношение ширины надвигающегося на грунт столба фундамента к размеру параллельной ему стороны подошвы

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

фундамента

K_1 - коэффициент постели грунта основания, принимаемый согласно п.3.25 ВСН 01-76

A и $a_д$ - характеристики, относящиеся к фундаментам с распорной доской и принимаемые равными 0.

$$K_1 = \frac{1{,}1\,E}{(1-\mu^2)\sqrt{B\cdot B_1^3}} = \frac{1{,}1\cdot 11000}{(1-0{,}3^2)\sqrt{1{,}8\cdot 1{,}1}} = 9450\ кН/м^3$$

$$q = \frac{50{,}9}{1{,}1} = 46{,}3\ кН/м^3$$

$$V = \frac{-28{,}2}{1{,}1} = -25{,}6\ кН$$

$$\eta = \frac{B_д}{B_1} = \frac{0{,}4}{1{,}1} = 0{,}36$$

$$t = \frac{4000\cdot 1{,}1^4\cdot 0{,}36 + 9450\cdot 1{,}8^3}{12} = 4768{,}4\ кН$$

Т.к. фундамент без распорной доски, то S и τ определяем по формулам

$$S_1 = \frac{K_1 B + \lambda h^2 b}{2} = \frac{9450\cdot 1{,}8 + 4000\cdot 1{,}1^2\cdot 0{,}36}{2} = 9376\ кН/м^2$$

$$\tau = \frac{\lambda h^3 b}{6} = \frac{4000\cdot 1{,}1^3\cdot 0{,}36}{6} = 319{,}4\ кН/м$$

Подставляя полученные значения в формулу (36), получим величину горизонтального перемещения

$$\Delta = \frac{1}{9376\cdot 4768{,}4-(319{,}4)^2}\left[46{,}3\cdot 4768{,}4 + 319{,}4\cdot(-25{,}6) - 9376\cdot(-25{,}6)\cdot 1{,}89 - 46{,}3\cdot 319{,}4\cdot 1{,}89\right] = 0{,}014\,м = 1{,}4\,см \qquad 1{,}4\,см < \Delta_{пр_1} = 4{,}4\,см$$

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Методика расчета коротких жестких ($\frac{l}{d} \leq 15$) свай на наклонные нагрузки

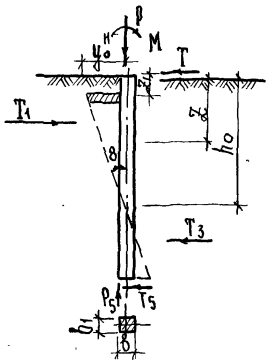


Рис. 1.

1. Действующие на сваю внешние силы и реакции грунта показаны на рисунке 1.

Расчетом определяются горизонтальные перемещения оголовка сваи $y_o^н$ от нормативных нагрузок, максимальный положительный изгибающий момент в стволе M_z^{max}, поперечная сила Q_z^{max} и давление грунта на полки сваи q_z^{max} от расчетных нагрузок.

2. Несущая способность сваи на вертикальные нагрузки определяется с учетом влияния горизонтальной силы и изгибающего момента по формуле:

$$\Phi = \frac{m}{K_н}\left[RF + (u - b_1)\sum l_i f_i + (T_1 + T_3) f_{тр}\right] \qquad (1)$$

где: m; $K_н$; R; F; u; l_i; f_i - те же обозначения, что по СНиП II-17-77, причем, величины расчетных сопротивлений R и f принимаются по табл. 1,2, разработанными ЦНИИЭПсельстроем; b_1 - ширина полки гавровой сваи, м;

T_1, T_2 - горизонтальные силы отпора грунта, кН, действующие на грани сваи, надвигающиеся на грунт, и определяемые согласно указаний п. 2,3;

$f_{тр}$ - коэффициент трения, принимаемый согласно указаний п. 3.13 ВСН 01-76

3. Сила отпора грунта по грани сваи, расположенной выше точки поворота сваи в грунте, определяется по формуле:

$$T_1 = K b_1 \theta \frac{h_o^3}{6} \qquad (2)$$

где K - коэффициет пропорциональности, кН/м^4, принимаемый по табл. 3;

θ - угол поворота сваи, определяемый согласно указаний пп.5

h_o - расстояние от поверхности грунта до точки поворота сваи в грунте, м, определяемое согласно указаний п.п. 5.

			1.820.9-1.0.1. 05		
Нач. отд.	Бирко		Основные положения расчета коротких жестких свай на наклонные нагрузки.	Стадия: Р	Лист: 1	Листов: 8
Зав. лаб.	Жуков			ЦНИИЭПсельстрой		

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

4. Сила отпора грунта ниже точки поворота сваи в грунте определяется по формуле

$$T_3 = k b_1 \theta \left(\frac{\ell^3}{3} - \frac{h_o \cdot \ell^2}{2} + \frac{h_o^3}{6} \right), \qquad (3)$$

где ℓ - глубина погружения сваи в грунт, м

5. Угол поворота сваи θ и расстояние от поверхности грунта до точки поворота сваи в грунте h_o определяются из решения системы двух уравнений, представляющей собой условия равновесия сваи

$$T = \theta k \ell \left[\ell \left(\frac{h_o}{2} - \frac{\ell}{3} \right)(b + b_1) - \frac{F}{2}(\ell - h_o) \right] \qquad (4)$$

$$T \cdot \ell - M = \theta k \ell \left[\frac{\ell^2}{6}\left(h_o - \frac{\ell}{2} \right)(b + b_1) + \frac{b^2 \cdot b_1 \cdot \ell}{16} - \frac{P}{k} \right] \qquad (5)$$

где b - размер сваи, м, параллельный направлению распора.

Из первого уравнения определяется величина угла поворота

$$\theta = \frac{T}{k \ell \left[\ell \left(\frac{h_o}{2} - \frac{\ell}{3} \right)(b + b_1) - \frac{F}{2}(\ell - h_o) \right]}. \qquad (6)$$

подставив (6) в (4) определим величину h_o.

6. Горизонтальное перемещение оголовка сваи $y_o^н$ определяется по формуле

$$y_o^н = \theta^н h_o^н \qquad (7)$$

Это перемещение, найденное от нормативных нагрузок, не должно превышать предельного, указанного в ВСН 01-76.

7. Расчетные усилия в свае (изгибающий момент, поперечная сила, давление грунта на полки сваи) определяются от расчетных нагрузок. При этом входящие в формулы величины h_o, θ должны быть также определены от расчетных нагрузок.

8. Изгибающий момент в произвольном сечении сваи на глубине z определяется по формуле:

$$M_z = T \cdot z - M + P\theta z - \theta k \frac{z^3}{6}\left(h_o - \frac{z}{2} \right)(b + b_1) - \frac{b^2 b_1 k \theta z^2}{16} \qquad (8)$$

9. Поперечная сила в произвольном сечении сваи на глубине z определяется по формуле

$$Q_z = T - k \theta z^2 \left(\frac{h_o}{2} - \frac{z}{3} \right)(b + b_1) \qquad (9)$$

Конструирование сваи рекомендуется выполнить по максимальной величине поперечной силы, т.е $Q_z^{max} = T$.

10. Максимальный положительный изгибающий момент в свае находится по формуле (8) путем подстановки величины z, определяемой из выражения

$$\frac{\Delta M}{\Delta z} = Q_z = 0 \qquad (10)$$

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

17630-01 21

11. Давление грунта на грани сваи, перпендикулярное направлению силы T, на произвольной глубине z определяется по формуле:

$$q_z = y_z C_z = \theta (h_0 - z) k z \qquad (11)$$

Давление $q_{z_1}^{max}$ выше точки поворота сваи в грунте определяется построением эпюры давлений в окрестности точки с глубиной $z = 0.4\ l$.

Давление $q_{z_2}^{max}$ ниже точки поворота сваи в грунте определяется подстановкой в формулу (11) величины $z_2 = l$. Армирование полок рекомендуется выполнить по величинам $q_{z_1}^{max}$ и $q_{z_2}^{max}$, при этом следует иметь ввиду, что давление q_{z_1} действует на грань полки тавра с внешней стороны, а давление q_{z_2} - с внутренней.

Примечания:

1. Расчетные формулы приведены для случая полного погружения сваи в грунт природной структуры (см. рисунок 1)
2. Таблицы расчетных сопротивлений R, f и коэффициента K см. таблицы № 1, № 2, № 3.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Расчетные сопротивления грунтов под пятой одиночных забивных свай длиной до 5 м для непросадочных и просадочных грунтов естественной влажности, R кН/м^2 Таблица 1

Глубина погружения забивки, м	Коэффициент пористости ε	Расчетные сопротивления грунта под пятой забивных свай R кН/м^2																			
		песчаных грунтов				глинистых грунтов при показателе консистенции J_L, равном															
		гравелистых	крупных	средней крупности	мелких	пылеватых	≤ 0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
2	≤ 0.55	9100	8300	3900	2500	1500	6500	5000	3900	2700	2000	1450	1000	800	700	600	500
	0.7	7000	6400	3000	1900	1200	5400	4200	3200	2300	1700	1200	900	750	650	550	450
	1.0	—	—	—	—	—	3200	2500	1900	1400	1000	800	700	600	500	400	300
3	≤ 0.55	9300	8500	4100	2700	1600	6600	5100	4000	2800	2100	1550	1100	850	750	650	550
	0.7	7200	6600	3200	2100	1300	5500	4300	3300	2400	1800	1350	1000	800	700	600	500
	1.0	—	—	—	—	—	3300	2600	2000	1500	1100	900	750	650	550	450	350
5	≤ 0.55	9400	8600	4200	2800	1700	6700	5200	4100	2900	2200	1650	1200	900	800	700	600
	0.7	7300	6700	3300	2200	1400	5600	4400	3400	2500	1900	1450	1100	850	750	650	550
	1.0	—	—	—	—	—	3400	2700	2100	1600	1200	1000	800	700	600	500	400

Примечания: 1. В интервале величин J_L и ε приведенных в таблице, значения R принимаются по линейной интерполяции.
2. Для перевода R в МПа табличные значения следует умножить на 0,001.

Таблица 2

Расчетные сопротивления грунта по боковой поверхности коротких забивных свай f кН/м²

Средняя глубина расположения слоя грунта $h_{ср.}$	Средний коэффициент пористости грунта в слое ε	Расчетные сопротивления грунтов f, кН/м²								
		песчаных			глинистых при показателе консистенции J_L, равном					
		крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	0	0.2	0.4	0,6	0,8	1,0
1	≤ 0, 55	80	55	45	48	40	33	26	20	15
	0, 7	60	40	30	46	38	31	24	18	13
	1, 0	–	–	–	42	33	26	20	15	10
2 - 3	≤ 0, 55	85	60	50	68	53	40	29	21	16
	0, 7	65	45	35	65	50	37	26	19	14
	1, 0	–	–	–	60	45	32	21	16	11
4 - 5	≤ 0, 55	87	62	52	70	55	43	31	22	17
	0, 7	68	47	37	67	52	40	28	20	15
	1, 0	–	–	–	62	47	34	22	17	12

1. При промежуточных значениях $h_{ср.}$, J_L, ε величина f определяется по интерполяции.
2. Для перевода f в МПа табличные значения следует умножить на 0,001.

Инв № подл	Подпись и дата	Взам инв. №

Таблица 3

Коэффициент пропорциональности K, кН/м⁴, для расчета коротких (h/d 15) жестких свай на длительную горизонтальную нагрузку при перемещении свай в уровне поверхности земли y_0 = 20 - 35 мм

№ п/п	Наименование грунта основания	Величина коэффициента пропорциональности K, кН/м⁴, при длине сваи, ℓ, м в грунте		
		3	4	5
1	Глины и суглинки при $J_L \le 0$; пески крупные $0,55 \le \varepsilon \le 0,7$	9000 - 13000	8000 - 12000	7000 - 11000
2	Глины и суглинки при $0 < J_L \le 0,5$; супеси при $J_L \le 0$; пески мелкие $0,6 \le \varepsilon \le 0,75$; пески средней крупности $0,55 \le \varepsilon \le 0,7$	4000 - 9000	3500 - 8000	3000 - 7000
3	Глины и суглинки при $0,5 < J_L \le 0,75$; супеси при $0 < J_L \le 1$; пылеватые пески при $0,6 \le \varepsilon \le 0,8$	2000 - 4000	1500 - 3500	1000 - 3000
4	Просадочные грунты при невозможном замачивании основания (1-й расчетный случай по ВСН 01-76)	как для непросадочных		
5	Просадочные грунты при возможном аварийном замачивании основания (3-й и 4-й случаи по ВСН 01-76) при Π = 43%	8000	7000	6000
	при Π = 49%	5500	4500	3500
6	Просадочные грунты при неизбежном замачивании основания (2-й расчетный случай по ВСН 01-76) при Π = 43%.	4000	3500	3000
	при Π = 49%	2500	2000	1500

Примечания: 1. При ожидаемом подтоплении застраиваемой территории, при слабых грунтах основания (рыхлые мелкие и пылеватые пески глинистые с показателем консистенции более 0,7, заторфованные, просадочные с пористостью более 49% во втором расчетном случае и др.) коэффициент K следует определять по результатам испытаний свай длительной нагрузкой.

2. Более высокие значения K в интервале величин приведенных в таблице, принимаются для грунтов большей плотности, а для глинистых грунтов - при меньшей величине показателя консистенции J_L, для просадочных грунтов при промежуточных значениях пористости коэффициент K принимается по интерполяции.

17630-01 23

Расчет железобетонной сваи таврового сечения СВТ 40.5-П

Исходные данные:

Свая таврового сечения с консолью, длиной 4 м погружена на глубину 3.55 м в однородный пылеватый песок средней плотности.

Характеристики пылеватого песка

$C^н = 0,002$ МПа; $\varphi^н = 25°$; $E = 11$ МПа; $\mu = 0,3$

Нормативная снеговая нагрузка – 7,0 МПа

Нормативная ветровая нагрузка – 5,5 МПа

Нагрузки приняты от рамы РД24-16-6 с шагом 4,5 м.

Ограждающая стенка железобетонная, сечением 80 × 600 мм длиной 4,5 м.

Нагрузки, действующие на сваю на отметке -0,200

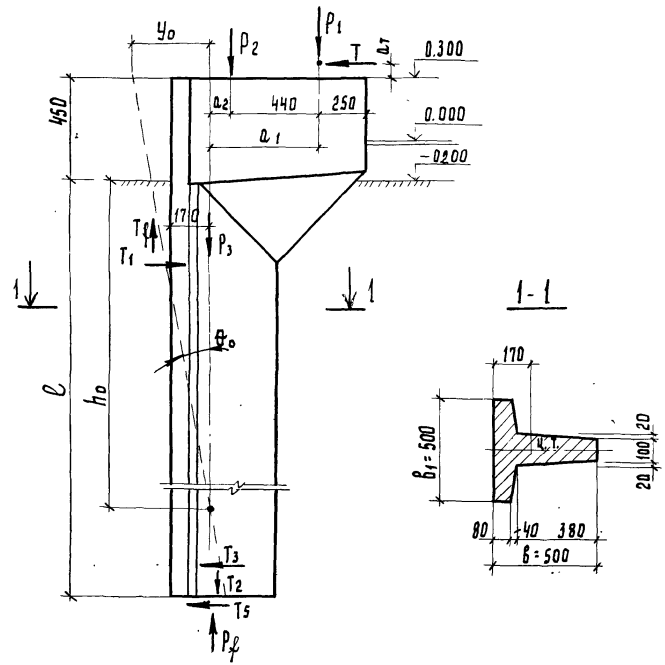
Нормативные	n	Расчетные, кН	
		P × n	P × n × 0,9
$P_1^н = 96,20$ кН	1,15	$P_1 = 110,70$	99,63
$P_2^н = 5,40$ кН	1,10	$P_2 = 6,00$	5,40
$P_3^н = 14,40$ кН	1,10	$P_3 = 15,80$	14,22
$T^н = 60,90$ кН	1,15	$T = 70,00$	63,00

0,9 - коэффициент надежности по назначению

			1.820.9-1.01 ОВ		
Нач.отд.	Бирко		Пример расчета сваи	Стадия: Р	Лист: 1	Листов: 9
Гл.спец.	Жукова				
Рук. гр.	Храброва			ЦНИИЭПсельстрой	
Ст. инж.	Конюхова				

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Схема действующих на сваю внешних сил и реакций грунта



P_1 и T – нагрузки от рамы

P_2 – вес ограждающей стенки

P_3 – вес сваи

Расчетом определяются горизонтальное перемещение оголовка сваи - y_0 от нормативных нагрузок, максимальный изгибающий момент в стволе M_z^{max}, поперечная сила Θ_z^{max} и давление грунта на полку сваи q_z^{max} от расчетных нагрузок.

Определение величины изгибающего момента, продольной силы P и поперечной силы Θ действующих на сваю относительно Ц.Т. таврового сечения на отметке -0,20 м.

Нормативных

$\Sigma P^н = P_1^н + P_2^н + P_3^н = 96{,}2 + 5{,}4 + 14{,}4 = 116{,}0$ кН

$M^н = -P_1^н \cdot a_1 - P_2^н a_2 + T^н \cdot a_т = -96{,}2 \cdot 0{,}53 - 5{,}4 \cdot 0{,}09 + 60{,}9 \cdot 0{,}57 =$

$= -51{,}0 - 0{,}5 + 31{,}7 = -19{,}8$ кН.м.

Расчетных

$\Sigma P = P_1 + P_2 + P_3 = 99{,}63 + 5{,}4 + 14{,}22 = 119{,}25$ кН

$M = -P_1 \cdot a_1 - P_2 \cdot a_2 + T \cdot a_т = -99{,}63 \cdot 0{,}53 - 5{,}4 \cdot 0{,}09 + 60{,}9 \cdot 0{,}57 = -20{,}53$ кНм

Определение несущей способности

Несущая способность сваи на вертикальную нагрузку определяется с учетом влияния горизонтальной силы и изгибающего момента по формуле

$$\Phi = \frac{m}{K_н}\left[R \cdot F + (u - b_1)\Sigma l_i \cdot f_i + (T_1 + T_3) f_{тр}\right] \qquad (I)$$

где m – коэффициент условий работы, принимаемый равным 1

$K_н$ – коэффициент надежности

$R = 1360$ кн/м^2 – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи определяем по таблице 1 см. „Основные положения р-та" 1.820.9-1.0.105

$F = 0{,}0984$ м^2 – площадь поперечного сечения сваи (см. сеч. 1-1).

$u = 1{,}96$ м – периметр сечения сваи

$b_1 = 0{,}5$ м

f_i – расчетное сопротивление i-го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи кн/м^2 принимаемый по табл. 2,

$f_1 = 30{,}0$ кН/м^2 (0,030 МПа) для $l_1 = 2$ м (толщина первого слоя),

$f_2 = 35{,}0$ кН/м^2 (0,035 МПа) для $l_2 = 1{,}50$ м (для второго слоя грунта),

$f_{тр}$ = коэффициент трения по основанию из пылеватого песка, принимаемый по указанию п. 3.13. ВСН 01-76,

$f_{тр} = 0{,}3$

T_1 и T_3 – силы отпора грунта по граням, надвигающимся на грунт

Силы отпора грунта определяются по формулам

$$T_1 = K\Theta b_1 \frac{h_0^3}{6} \qquad T_3 = K\Theta b_1 \left(\frac{l^3}{3} - \frac{h_0 l^2}{2} + \frac{h_0^3}{6}\right)$$

где $K = 3000$ кН/м^4, коэффициент пропорциональности, принимаемый по табл. 3 (см. „Основные положения расчета коротких жестких свай")

l – глубина погружения сваи в грунт равна 3,50 м.

Θ – угол поворота сваи, в рад.

h_0 – расстояние от поверхности грунта до точки поворот сваи в грунт, м.

Определение угла поворота сваи Θ и расстояния h_0 от поверхности грунта до точки поворота

Значения Θ и h_0 находим из решения системы двух уравнений, представляющих собой условия равновесия сваи

$$T = \Theta K l \left[l\left(\frac{h_0}{2} - \frac{l}{3}\right)(B + b_1) - \frac{F}{2}(l - h_0)\right]$$

$$Tl + M = \Theta K l \left[\frac{l^2}{6}\left(h_0 - \frac{l}{2}\right)(B + b_1) + \frac{B^2 b_1 l}{16} - \frac{P}{K}\right].$$

Взам. инв. № | Подпись и дата | Инв. № подл.

а) Определяем нормативные значения $\theta^н$ и $h_0^н$ от $P^н$; $T^н$ и $M^н$

Первое уравнение

$$60,9 = 3000 \cdot 3,50 \cdot \theta^н \left[3,50\left(\frac{h_0^н}{2} - \frac{3,50}{3}\right)(0,5+0,5) - \frac{0,0984}{2}(3,50 - h_0^н)\right]$$

$$60,9 = 10650\,\theta^н\,[1,775\,h_0^н - 4,2 - 0,175 + 0,0492\,h_0]$$

$$60,9 = 19427,8\,\theta^н\,h_0 - 46594\,\theta^н$$

Второе уравнение

$$60,9 \cdot 3,50 - 19,8 = 3000 \cdot 3,50 \cdot \theta^н \left[\frac{3,50^2}{6}\left(h_0^н - \frac{3,50}{2}\right)(0,5+0,5) + \frac{0,5^2 \cdot 0,5 \cdot 3,50}{16} - \frac{116,0}{3000}\right];$$

$$216,2 - 19,8 = 10650\,\theta^н\,(2,10\,h_0^н - 3,73 + 0,028 - 0,0387)$$

$$196,4 = 22365,0\,\theta^н h_0^н - 39841,7\,\theta^н$$

$$\begin{cases} 60,9 = 19427,8\,\theta\,h_0 - 46594\,\theta; \\ 196,4 = 22365,0\,\theta\,h_0 - 39841,7\,\theta \end{cases}$$

Решая систему уравнений, получаем:

$\theta^н = 0,0092$ рад.

$h_0^н = 2,74$ м

Горизонтальное перемещение головы сваи $y_0^н$ от нормативной нагрузки определяется по формуле

$y_0^н = \theta^н \cdot h_0^н = 0,0092 \times 2,74 = 0,0252$ м $= 2,5$ см.

Полученное перемещение меньше предельного $y_{пред.} = 4$ см. $: 0,9 = 4,4$ см (по таблице 13, прилож. II ВСН 01-76), где

0,9 - коэффициент надежности по назначению.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

б). Определяем значение θ и h_0 от расчетных значений M, P и T

Первое уравнение

$$63,0 = 3000 \cdot 3,50 \cdot \theta \left[3,50\left(\frac{h_0}{2} - \frac{3,50}{3}\right)(0,5+0,5) - \frac{0,0984}{2}(3,50 - h_0)\right]$$

$$63,0 = 19427,8\,\theta\,h_0 - 46594\,\theta$$

Второе уравнение

$$63,0 \cdot 3,50 - 20,53 = 3000 \cdot 3,50 \cdot \theta \left[\frac{3,50^2}{6}\left(h_0 - \frac{3,50}{2}\right)(0,5+0,5) + \frac{0,5^2 \cdot 0,5 \cdot 3,50}{16} - \frac{119,25}{3000}\right],$$

$$203,12 = 22365\,\theta\,h_0 - 39855,5\,\theta;$$

$$\begin{cases} 63 = 19427,8\,\theta\,h_0 - 46594\,\theta \\ 203,12 = 22365\,\theta\,h_0 - 39855,5\,\theta \end{cases}$$

Решая систему уравнений получаем:

$h_0 = 2,74$ м

$\theta = 0,0095$ рад.

Находим значение сил T_1, T_3

$$T_1 = k\,\theta\,b_1\,\frac{h_0^3}{6} = 3000 \cdot 0,0095 \cdot 0,5\,\frac{2,74^3}{6} = 48,85\ кН$$

$$T_3 = k\,\theta\,B_1\left(\frac{\ell^3}{3} - \frac{\ell^2 \cdot h_0}{2} + \frac{h_0^3}{6}\right) = 3000 \cdot 0,0095 \cdot 0,5\left(\frac{3,50^3}{3} - \frac{2,74 \cdot 3,50^2}{2} + \frac{2,74^3}{6}\right) = 15,24\ кН$$

Определение несущей способности сваи на вертикальную нагрузку по формуле (I)

$$\Phi = \frac{1,0}{1,4}\left[1360 \times 0,0984 + (1,96 - 0,5) \times (30,0 \times 2,0 + 35,0 \times 1,55) + (48,85 + 15,24) \times 0,3\right] = 228,46\ кН$$

$\Phi = 228,46$ кН $> \Sigma P = 119,25$ кН. Условие удовлетворяется.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Определение изгибающего момента M_z^{max}, поперечной силы Q_z^{max} и давление грунта на полку сваи q_z^{max} от расчетных нагрузок

$\theta = 0{,}0095$ рад.; $h_0 = 2{,}74$ м.

Изгибающий момент в произвольном сечении сваи на глубине z определяется по формуле

$$M_z = T \cdot z + M + P\theta z - \theta k \frac{z^3}{6}\left(h_0 - \frac{z}{2}\right)(B + B_1) - \frac{b^2 B_1 k \theta z^2}{16}$$

$$M_z = 63 \cdot z - 20{,}53 + 119{,}25 \cdot 0{,}0095 \cdot z - 0{,}0095 \cdot 3000 \frac{z^3}{6}\left(2.74 - \frac{z}{2}\right)(0{,}5 + 0{,}5) -$$

$$- \frac{0{,}5^2 \cdot 0{,}5 \cdot 3000 \cdot 0{,}0095 \cdot z^2}{16} = 63{,}0\, z - 20{,}53 + 1{,}329 z - 13{,}02 z^3 + 2{,}375 z^4 - 0{,}223 z^2;$$

$$M_z = -20{,}53 + 64{,}33\, z - 0{,}22 z^2 - 13{,}02 z^3 + 2{,}38 z^4;$$

Вычисления сводим в таблицу

Поперечная сила в произвольном сечении на глубине z определяется по формуле

$$Q_z = T - k\theta z^2\left(\frac{h_0}{2} - \frac{z}{3}\right)(B + B_1)$$

$$Q_z = 63{,}0 - 3000 \cdot 0{,}0095 \cdot z^2\left(\frac{2{,}74}{2} - \frac{z}{3}\right)(0{,}5 + 0{,}5)$$

$$Q_z = 63{,}0 - 39{,}04 z^2 + 9{,}5 z^3$$

Вычисления сводим в таблицу

Давление грунта на полку сваи на глубине z определяется по формуле

$$q_z = y_z \cdot c_2 = \theta (h_0 - z)\, k \cdot z$$

Определяем давление грунта на полку сваи в сечениях

$z_1 = 0{,}4\, l = 0{,}4 \cdot 3{,}50 = 1{,}40$ м

$z_2 = l = 3{,}50$ м

где оно имеет максимальное значение

$q_1 = 0{,}0095(2{,}74 - 1{,}42) \cdot 3000 \cdot 1{,}4 = 53{,}42$ кН/м^2 $= 0{,}053$ МПа

$q_2 = 0{,}0095(2{,}74 - 3{,}50) \cdot 3000 \cdot 3{,}50 = -81{,}95$ кН/м^2 $= -0{,}082$ МПа

Результаты вычислений изгибающих моментов

$$M_z = -20{,}53 + 64{,}33 z - 0{,}22 z^2 - 13{,}02 z^3 + 2{,}38 z^4$$

z_1 м	$-20{,}53$	$64{,}33 z$	$-0{,}22 z^2$	$-13{,}02 z^3$	$+2{,}38 z^4$	M_z
0.1		6,41	−0,002	−0,013	0,00	−14,14
0.3		19,24	−0,02	−0,35	0,02	−1,64
0.5		32.07	−0,06	−1,63	0,15	10,00
0,7		44,89	−0,11	−4,47	0,57	20.35
1,0		64.13	−0,22	−13,00	2.38	32.76
1.4		89.78	−0,43	−35,73	9,14	42.23
1.6	−20,53	102.61	−0,56	−53,33	15,60	43,79
1,7		109,02	−0,63	−63,99	19,88	43,81
1.8		115,43	−0,71	−75,93	24,99	43,25
2,0		128,26	−0,88	−104,16	38,08	40,77
2,4		153,91	−1,27	−179,99	78,96	31.08
2,8		179,56	−1,72	−285,81	153,43	24,93
2,2		205,22	−2,25	−426,64	249,56	5,36
3,50		227,66	−2,77	−582,5	378,00	−0,14

Максимальный изгибающий момент в сечении $-2{,}20$ от головы сваи (при $z = 1{,}7$ м); $M_{max} = 43{,}81$ кН·м.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Результаты вычислений поперечной силы

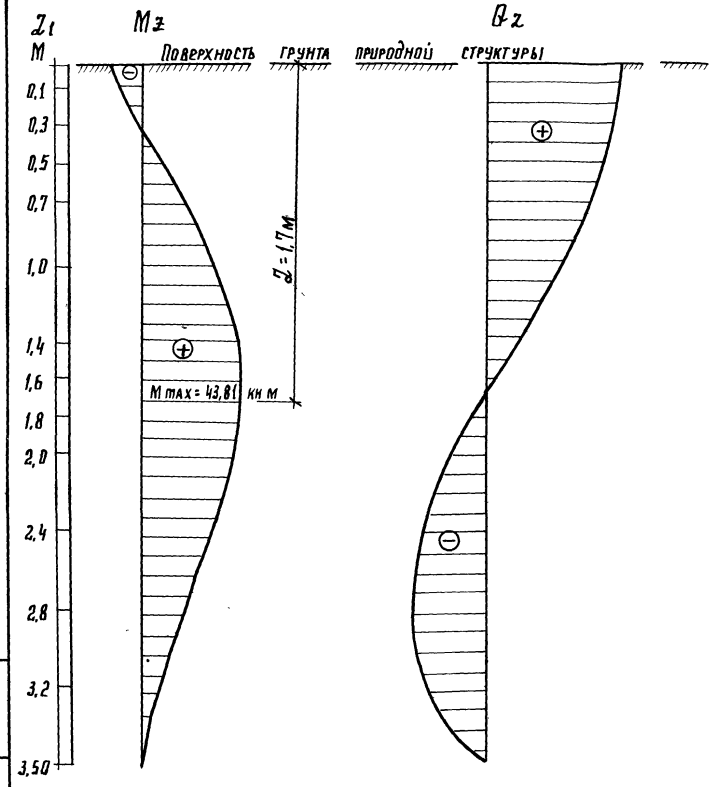
$Q_z = 63 - 39,04z^2 + 9,5z^3$

z, м	63	$-39,04z^2$	$+9,5z^3$	Q_z
0,0	63,00	0	0	63,0
0,1		-0,39	0,01	62,62
0,3		-3,51	0,26	59,74
0,5		-9,76	1,19	54,43
0,7		-19,13	3,26	47,13
1,0		-39,04	9,5	33,46
1,4		-76,52	26,07	12,55
1,6		-99,94	38,91	1,97
1,8		-126,49	55,40	-8,09
2,0		-156,16	76,00	-17,16
2,4		-224,87	131,33	-30,54
2,8		-306,07	208,54	-34,53
3,2		-399,77	311,30	-25,47
3,50		-491,98	425,0	-3,98

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

gost.e-ecolog.ru

Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил



Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№