

**МИНМОНТАЖСПЕЦСТРОЙ СССР
ГЛАВНОЕ ТЕХНИЧЕСКОЕ УПРАВЛЕНИЕ
ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ГИДРОМЕХАНИЗАЦИИ, САНИТАРНО-ТЕХНИЧЕСКИХ
И СПЕЦИАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ
ВНИИГС
Киевский отдел**

**МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ
ПОДПОРНЫХ СТЕН ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ**

КИЕВ 1984

**МИНМОНТАЖСПЕЦСТРОЙ СССР
ГЛАВНОЕ ТЕХНИЧЕСКОЕ УПРАВЛЕНИЕ
ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ГИДРОМЕХАНИЗАЦИИ, САНИТАРНО-ТЕХНИЧЕСКИХ
И СПЕЦИАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ
ВНИИГС
Киевский отдел**

**МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ
ПОДПОРНЫХ СТЕН ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ**

Одобрены Научно-техническим советом НИОС ВНИИГС
Минмонтажспецстроя СССР
Протокол № 1 от 24.02.84 г.

КИЕВ 1984

УДК 624.154

Даны рекомендации по проектированию и устройству подпорных стен из буронабивных свай. Разработаны в развитие главы СНиП по проектированию свайных фундаментов.

Предназначены для проектных и строительно-монтажных организаций.

Разработали кандидат технических наук О.В.Карасев и инженер С.Ф.Бенда.

Отзывы направлять по адресу: 252680, г.Киев-148, ул.Семьи Соколовых, 7-а, Киевский Отдел ВНИИГС.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Требования Рекомендаций должны соблюдаться при проектировании и устройстве отдельно стоящих подпорных стен из вертикальных буронабивных свай для промышленного, жилищно-гражданского и сельского строительства.

Примечание. Настоящие требования не распространяются на проектирование и устройство подпорных стен в набухающих и вечноммерзлых грунтах, на подрабатываемых и карстовых территориях.

1.2. При проектировании и устройстве подпорных стен из буронабивных свай следует руководствоваться также соответствующими требованиями глав СНиП: по проектированию оснований зданий и сооружений; свайных фундаментов; сооружений промышленных предприятий; бетонных и железобетонных конструкций; правилами производства и приемки работ по устройству оснований фундаментов; бетонных, железобетонных монолитных конструкций.

1.3. Подпорные стены, предназначенные для эксплуатации в условиях агрессивной среды, следует проектировать с учетом дополнительных требований, предъявляемых главой СНиП по защите строительных конструкций от коррозии.

1.4. Местоположение подпорной стены и ее конструкция устанавливаются в проекте на основании технико-экономического сравнения вариантов.

1.5. Подпорные стены, сооружаемые в населенных пунктах, следует проектировать с учетом архитектурных особенностей этих пунктов.

2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

2.1. Подпорные стены в зависимости от инженерно-геологи-

ческих условий и величины действующих нагрузок проектируются с однорядным или многорядным расположением свай одного диаметра и длины. В плане сваи располагают рядами или в шахматном порядке /рис.1/.

Диаметр ствола свай следует принимать не менее 0,4 м.

2.2. Головы свай объединяются монолитным железобетонным ленточным ростверком. Сопряжение ростверка со сваями принимается жестким. Допускается при однорядном расположении свай в подпорной стене шарнирное сопряжение.

Свес ростверка принимается не менее 100 мм, а минимальная высота ростверка - 200 мм.

2.3. При многорядном расположении свай в подпорной стене высота ростверка h_p , м, должна назначаться такой, чтобы обеспечивалось условие:

$$h_p \geq \frac{a}{4}, \quad (I)$$

где a - расстояние между осями крайних свай в плоскости действия нагрузки, м.

2.4. Расстояние в свету между сваями назначается в зависимости

а) способа производства работ:

в грунтах, позволяющих бурить скважины без крепления стенок или с применением извлекаемых обсадных труб - не менее 400 мм;

в грунтах, бурение скважин в которых производится под глинистым раствором или под водой, - не менее 700 мм.

б) условия непродавливания грунта между сваями:

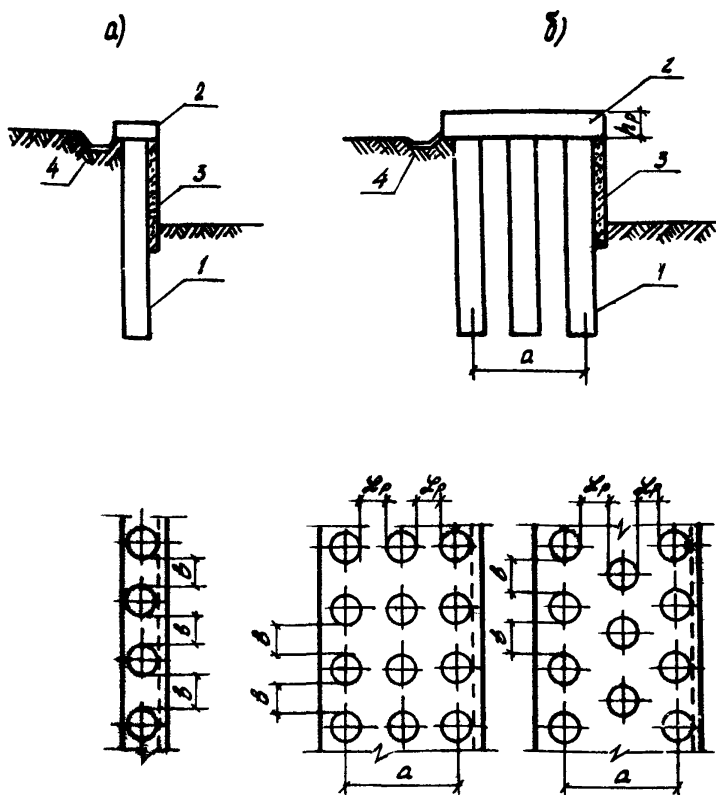


Рис. I. Конструктивные схемы подпорных стен из буронабивных свай.

a - при однорядном расположении свай; b - при многорядном расположении свай.

I - буронабивная свая; 2 - ростверк; 3 - облицовка наружной поверхности; 4 - лоток.

$$b \leq 5,14 \frac{c_i \cdot l_0 \cdot d}{E_a} , \quad (2)$$

где b - расстояние в свету между сваями в ряду, м ;
 c_i - расчетное значение сцепления грунта, кН/м²;
 l_0 - высота отрывки, м;
 d - диаметр свай, м;
 E_a - значение активного давления грунта, кН/м.

При многорядном расположении свай в подпорной стене расстояние в свету между рядами свай, α_p , м, принимается не более $3d^x$.

2.5. Сваи армируются на всю длину ствола пространственными каркасами, круглыми в плане. Каркас должен иметь достаточную жесткость, обеспечивающую его геометрическую неизменяемость при транспортировке и установке в скважину.

2.6. При однорядном расположении свай в подпорной стене допускается устанавливать рабочую продольную арматуру только в растянутой зоне или в растянутой и в сжатой зонах при соответствующем контроле за расположением продольной арматуры в поперечном сечении свай в процессе производства работ.

2.7. При многорядном расположении свай в подпорной стене армирование производится каркасами с равномерным расположением продольной арматуры по периметру сечения свай.

2.8. Расстояние между поперечной арматурой принимается: при диаметре ствола свай $d \leq 450$ мм - не более $d/2$ и не более 200 мм;
 при диаметре ствола свай $d > 450$ мм - не более $d/3$ и не более 500 мм.

^x - Увеличение α_p свыше $3d$ не улучшает работу подпорной стены из буронабивных свай на горизонтальную нагрузку.

2.9. Для продольной рабочей арматуры толщина защитного слоя должна составлять не менее 50 мм.

Минимальное расстояние в свету между стержнями продольной арматуры – 50 мм. Количество стержней продольной арматуры в поперечном сечении принимается не менее 6 шт. Расстояние между стержнями продольной арматуры должно быть не более 400 мм.

2.10. Проектные марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости для элементов подпорных стен, постоянно подвергающихся атмосферным воздействиям, следует принимать в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

2.11. Наружная облицовка подпорной стены производится монолитным или сборным железобетоном, природным камнем, декоративными материалами и др. Зазор между конструкциями подпорной стены и облицовкой замывается цементным раствором марки Ю-25.

2.12. Облицовка подпорной стены, обращенная в сторону грунта, защищается гидроизоляцией. При отсутствии агрессивной среды допускается применение обмазочной гидроизоляции – горячим битумом в два слоя.

2.13. За подпорной стеной следует предусматривать водоотводные лотки или продольный дренаж из камня, щебня или гравия с продольным уклоном не менее 0,04. В основании дренажа следует устраивать подготовку из слоя жирной глины. В теле подпорной стены не реже, чем через 3 м по длине, предусматри-

ваются отверстия или трубки для выпуска воды из дренажа.

2.14. Подпорные стены у сооружений и террас, по которым возможно движение пешеходов, должны иметь ограждение высотой не менее 1 м.

3. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА ПОДПОРНЫХ СТЕН ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

3.1. Расчет подпорных стен из буронабивных свай и их оснований производится по двум группам предельных состояний:

а) по первой группе:

по прочности ствола буронабивных свай и ростверков (п.3.2);

по несущей способности грунта оснований буронабивных свай (п.5);

по устоячивости оснований буронабивных свай, воспринимающих горизонтальные нагрузки (п.п. 3.4., 4.2 и 4.8).

б) по второй группе:

по перемещениям свай (горизонтальным Δ_r и углам поворота головы свай ψ) совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов (п.4);

по образованию и раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций подпорных стен (п.3.3).

3.2. Расчет по прочности ствола буронабивной свай и ростверка производится согласно требованиям главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

Продольное армирование ствола буронабивных свай при действии горизонтальных сил и моментов осуществляется в соответствии с расчетом по прочности изгибаемых элементов круглого

сечения (п.6) с учетом распределения изгибающего момента по длине ствола сваи.

3.3. Расчет ствола буронабивной сваи и ростверка по образованию и раскрытию трещин выполняется в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

При многорядной подпорной стене расчет проводится с учетом и без учета перераспределения изгибающих моментов в различных сечениях конструкций стены (п.п. 4.9 и 4.10).

Примечания: 1. При расчете по прочности ствола сваи на действие поперечной силы, по образованию трещин круглое сечение допускается заменять равновеликим прямоугольником со сторонами: $b = 1,77 \cdot R$; $h_0 = 1,77 \cdot R - a$, где R - радиус поперечного сечения ствола сваи, см.

2. При заложении ниже поверхности отрывки практически несжимаемых грунтов сваи рассчитываются на срез на максимальную силу, действующую в поперечном сечении сваи.

3.4. Подпорные стены с высотой подпора грунта более 8 м при нагрузках на поверхности земли свыше 1 МПа, а также расположенных на косогорах или вблизи крутонадающего слоя грунта, следует проверять на устойчивость, исходя из возможности образования круглоцилиндрической или другой, более неблагоприятной, поверхности скольжения.

3.5. Подпорные стены рассчитываются на активное давление грунта, определяемое с учетом нагрузок, расположенных на поверхности грунта в пределах призмы обрушения. Трение грунта на боковой поверхности сваи не учитывается.

3.6. Для криволинейных в плане подпорных стен боковое давление грунта следует определять на плоскую поверхность, проходящую параллельно хорде дуги криволинейного участка.

3.7. При разнородных грунтах по высоте отрывки активное давление вычисляется для отдельных участков, имеющих одинаковые физико-механические характеристики грунтов.

3.8. Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах подпорных стен, должны определяться по главам СНиП: нагрузки и воздействия; основные положения проектирования строительных конструкций и оснований; проектирование свайных фундаментов.

4. РАСЧЕТ ПОДПОРНЫХ СТЕН ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ И МОМЕНТНЫЕ НАГРУЗКИ

4.1. Расчет подпорных стен из буронабивных свай выполняется как плоской системы. Нагрузки, действующие на стену и на поверхность грунта, приводятся к рассматриваемому ряду свай при многорядном их расположении или к одиночной свае при одно-рядном их расположении.

4.2. Расчет буронабивных свай при однорядном их расположении в подпорной стене на горизонтальные и моментные нагрузки производится в соответствии с требованиями глав СНиП по проектированию свайных фундаментов (рис.2) с учетом следующих дополнительных требований:

- значение коэффициента пропорциональности K , кН/м^4 , принимается в зависимости от вида грунта, окружающего сваю ниже поверхности отрывки, по табл.1;

- условная ширина сваи B_c , м, принимается не более расстояния между осями свай;

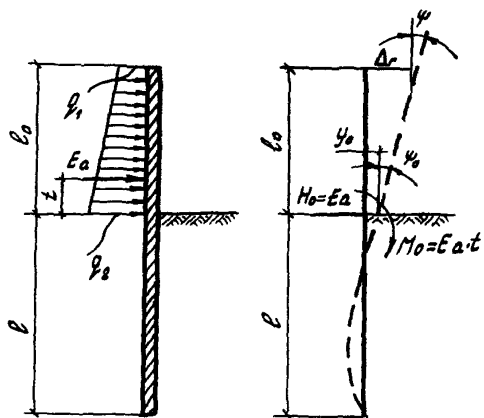


Рис. 2. Схема к расчету свай при однорядном их расположении в подпорной стене.

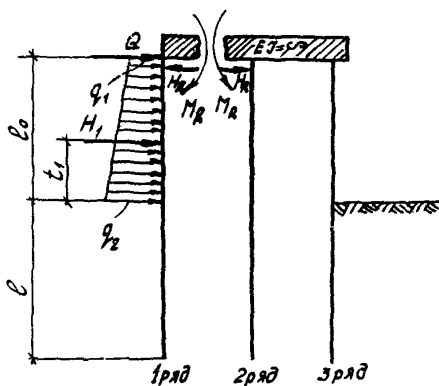


Рис. 3. Схема к расчету подпорной стены при многорядном расположении свай.

Таблица I

Значение коэффициента пропорциональности K , кН/м^4

песчаных грунтов средней плотности										
крупных		средней крупности	мелких		пылеватых					
Глинистых грунтов при показателе консистенции I_L , равном										
0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
9000	8000	7000	6000	5000	4000	3000	2000	1500	1000	500

Примечания: 1. Для плотных песков коэффициент K увеличивается на 30%.

2. Почвенный слой и насыпные грунты с остатками органических включений и строительного мусора в расчетах не учитываются.

3. Значение коэффициента K для рыхлых песков должно определяться на основе специальных исследований.

4. Для песка гравелистого и гравийного грунта, глинистого грунта твердой консистенции значение коэффициента пропорциональности принимается по табл. I приложения к главе СНиП по проектированию свайных фундаментов или по данным натуральных испытаний опытных свай (п.5).

- расчет устойчивости основания, окружающего сваю, производится при значении произведения коэффициентов $\eta_1 \cdot \eta_2 = 0.8$

- расчетные величины горизонтального перемещения головы сваи, Δ_r , м, и угла ее поворота ψ , рад, следует определять по формулам:

$$\Delta_r = y_0 + \psi_0 \cdot l_0 + (1.5q_1 + 4q_2) \frac{l_0^4}{120 \cdot E_S \gamma}, \quad (3)$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{(3q_1 + q_2) \cdot l_0^3}{2}, \quad (4)$$

где y_0 и ψ_0 - расчетные величины соответственно горизонтального перемещения сваи, м, и угла ее поворота, рад, в уровне поверхности отрывки;

l_0 - величина отрывки сваи, м;

q_1, q_2 - распределенная нагрузка от давления грунта, кН/м;

E_S - начальный модуль упругости бетона ствола сваи при сжатии, кН/м², принимаемый по табл. 18 главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций;

γ - момент инерции поперечного сечения ствола сваи, м⁴.

4.3. При многорядном расположении свай в подпорной стене, головы которых объединены монолитным жестким железобетонным ростверком, нагрузки прикладываются к наружному ряду свай, расположенных со стороны массива грунта в пределах их свободной длины, и к подошве ростверка (рис.3).

Расчетная величина горизонтального перемещения свай в уровне подошвы ростверка, Δ_r , м, определяется по формуле:

$$\Delta_r = 1.2 (\Delta_r^B - \Delta_r^R), \quad (5)$$

где Δ_r^B и Δ_r^R - перемещения свай I ряда в уровне подошвы ростверка (рис.4) соответственно от внешних нагрузок и реакции остальных рядов свай, м, которые

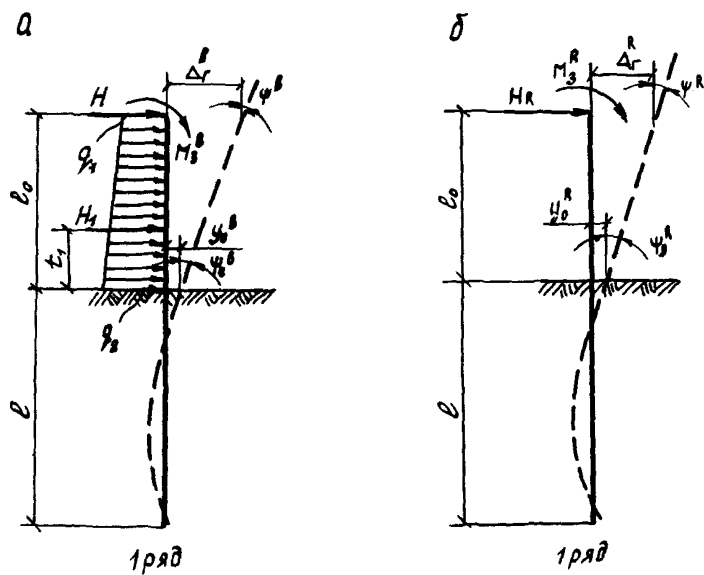


Рис.4. Схемы нагрузок на первый ряд свай.

а - от внешних нагрузок; б - от реакции остальных рядов свай.

определяются по формулам:

$$\Delta_r^{\epsilon} = y_0^{\epsilon} + \psi_0^{\epsilon} \cdot l_0 + \frac{H \cdot l_0^3}{3E_s J} + \frac{H_1 \cdot t_1 \cdot (3l_0 - t_1)}{6E_s J} + \frac{(H_{q1} + 4q_2) l_0^4}{120E_s J} + \frac{M_3^{\epsilon} \cdot l_0^2}{2E_s J}; \quad (6)$$

$$\Delta_r^R = y_0^R + \psi_0^R \cdot l_0 + \frac{H_R \cdot l_0^3}{3E_s J} + \frac{M_3^R \cdot l_0^2}{2E_s J}, \quad (7)$$

где $H = \frac{Q}{n}$;

Q - расчетное значение поперечной силы, приложенной к ростверку, кН ;

n - количество рядов свай ;

H_1, q_1 и q_2 - соответственно расчетные значения поперечной силы, кН, и распределенной нагрузки от давления грунта, кН/м;

l_0 - длина участка свай, равная расстоянию от подошвы ростверка до поверхности отрывки грунта, м;

t_1 - расстояние от уровня приложения силы H_1 до поверхности отрывки грунта, м;

H_R - расчетное значение горизонтальной составляющей реакции рядов, кН, к которым не приложена внешняя нагрузка, на I -ый ряд свай определяется по формулам (18) и (21) ;

M_3^{ϵ} и M_3^R - расчетные моменты заделки свай I -го ряда в ростверке от внешних сил и реакции остальных рядов свай, кН·м; определяются из уравнений (12), (17) и по формуле (20);

$y_0^{\epsilon}, \psi_0^{\epsilon}$ и y_0^R, ψ_0^R - соответственно горизонтальные перемещения, м, и углы поворота поперечного сечения свай I -го ряда в уровне поверхности отрывки грунта, рад, от внешней нагрузки и от реакции остальных рядов свай определяются по формулам (8), (9), (13) и (14)

$$y_0^{\epsilon} = H_0^{\epsilon} \cdot \delta_{HH} + M_0^{\epsilon} \cdot \delta_{HM}; \quad (8)$$

$$\psi_0^b = H_0^b \cdot \delta_{MH} + M_0^b \cdot \delta_{MM}, \quad (9)$$

где H_0^b и M_0^b - расчетные значения соответственно поперечной силы, кН, и изгибающего момента, кН·м, в сечении I-го ряда свай в уровне отрывки грунта от внешних нагрузок, принимаемые равными

$$H_0^b = H + H_1 + \frac{(q_1 + q_2) \cdot l_0}{2}; \quad (10)$$

$$M_0^b = H \cdot l_0 + H_1 \cdot t_1 + (2q_1 + q_2) \frac{l_0^2}{6} + M_3^b; \quad (11)$$

$\delta_{MH}, \delta_{MM}, \delta_{MH}^b, \delta_{MM}^b$ - соответственно горизонтальное перемещение сечения, м/кН, от силы $H_0^b = I$; I/кН, от момента $M_0^b = I$; I/кН·м от силы $H_0^b = I$; I/кН·м от момента $M_0^b = I$; вычисляются по формулам (II), (I2), (I3) приложения к главе СНиП по проектированию свайных фундаментов.

Примечание. В настоящих рекомендациях считаются положительными изгибающий момент, поперечная сила и горизонтальные смещения, если они направлены соответственно по часовой стрелке и вправо.

Расчетный момент заделки свай в ростверк M_3^B , кН·м, от внешних сил определяется из уравнения:

$$\frac{H \cdot l_0^2}{2E_s J} + \frac{H_1 \cdot t_1}{2E_s J} + \frac{(3q_1 + q_2) l_0^3}{24E_s J} + \frac{M_0^b \cdot l_0}{E_s J} + H_0 \delta_{MH} + M_0^b \delta_{MM} = 0 \quad (12)$$

4.4. Горизонтальное перемещение y_0^R , м, и угол поворота сечения свай I-го ряда ψ_0^R , рад, от реакции остальных рядов свай в плоскости действия нагрузки определяются по формулам:

$$y_0^R = f \cdot y_0^I, \quad (13)$$

$$\psi_0^R = f \cdot \psi_0^I, \quad (14)$$

где y_0' и ψ_0' - соответственно горизонтальное перемещение, м, и угол поворота сечения сваи, рад, в уровне поверхности отрыва грунта от силы $H_R = 1$ кН; определяются по формулам:

$$y_0' = 1 \cdot \delta_{HH} + (1 \cdot l_0 + M_3') \cdot \delta_{HM}; \quad (15)$$

$$\psi_0' = 1 \cdot \delta_{MH} + (1 \cdot l_0 + M_3') \cdot \delta_{MM}; \quad (16)$$

M_3' - момент заделки сваи I-го ряда в ростверк, кН·м, от силы $H_R = 1$ кН; определяется из уравнения

$$\frac{1 \cdot l_0^2}{2E\delta y} + \frac{M_3' \cdot l_0}{E\delta y} + 1 \cdot \delta_{MH} + 1 \cdot l_0 \cdot \delta_{HM} + M_3' \cdot \delta_{MM} = 0; \quad (17)$$

Значение коэффициента f определяется по формуле:

$$f = \frac{\Delta_r^b}{(1 + \frac{1}{n-1}) \Delta_r'}, \quad (18)$$

где n - количество рядов свай в подпорной стене;

Δ_r' - горизонтальное перемещение, м, сваи I-го ряда в уровне подошвы ростверка от силы $H = 1$ кН; определяется по формуле:

$$\Delta_r' = y_0' + \psi_0' \cdot l_0 + \frac{1 \cdot l_0^3}{3E\delta y} + \frac{M_3' \cdot l_0^2}{2E\delta y}; \quad (19)$$

4.5. Расчетное значение момента M_3 , кН·м, заделки в ростверк сваи I-го ряда и поперечной силы H_R , кН, в уровне подошвы ростверка от реакции остальных рядов свай определяется по формулам:

$$M_3^R = M_3' \cdot f; \quad (20)$$

$$H_R = 1 \cdot f; \quad (21)$$

4.6. Расчетное значение момента заделки M_3 , кН·м, в ростверк свая I-го ряда и поперечной силы, H , кН, от действия внешней нагрузки и реакции остальных рядов свай определяются по формулам

$$M_3^I = M_3^b - M_3^R; \quad (22)$$

$$H^I = H - H_R;$$

4.7. Расчетные значения момента заделки M_3^{II} , кН·м, в ростверк и поперечных сил H_R^{II} , кН, в уровне подошвы ростверка для остальных рядов свай подпорной стены вычисляются по формулам:

$$M_3^{\text{II}} = \frac{M_3^R}{n-1}; \quad (23)$$

$$H_R^{\text{II}} = \frac{H_R}{n-1} + H; \quad (24)$$

4.8. Расчетное давление σ_z , кН/м², на грунт по контакту с боковой поверхностью свай, действующее на глубине Z , ниже поверхности отрывки грунта, а также расчетный изгибающий момент M_z , кН·м, поперечную силу Q_z , кН, в поперечном сечении свай многорядной подпорной стены определяются по главе СНиП по проектированию свайных фундаментов в соответствии со схемой, приведенной на рис. 5, и с учетом дополнительных требований п.4.2 рекомендаций.

Примечание. Условная ширина B_c независимо от диаметра свай определяется с учетом многорядного расположения свай. При шахматном расположении свай она определяется как для приведенного ряда, полученного проектированием свай на плоскость действия нагрузки (рис.6).

4.9. При многорядном расположении свай в подпорной стене после определения расчетного давления на грунт по контакту с боковой поверхностью, расчетных величин изгибающих моментов,

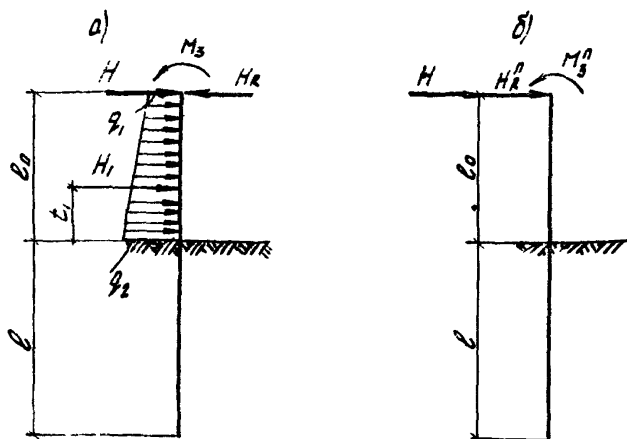


Рис. 5. Схема нагрузок для определения при многорядном расположении свай β_2 , M_3 и Q_2 .

а - свай I-го ряда;

б - свай остальных рядов.

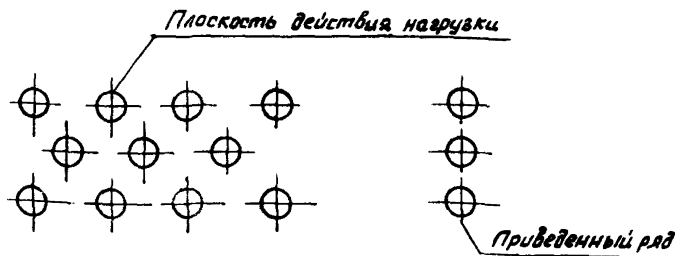


Рис. 6. Схема к определению условной ширины свай, β_0 , при шахматном их расположении.

действующих в различных сечениях свай, осуществляется перераспределение изгибающих моментов, возникающих вследствие неупругих деформаций железобетона свай, образования трещин и других факторов, вызывающих в статически неопределимых конструкциях подпорной стены необратимые изменения. Перераспределение усилий в элементах стены осуществляется в соответствии с рекомендациями Руководства по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций, М., Стройиздат, 1975.

4.10. Перераспределение расчетных изгибающих моментов, действующих в различных сечениях рамной конструкции подпорных стен из буронабивных свай, осуществляется с помощью суммирования эпюры изгибающих моментов, полученной при расчете п.п.4.3-4,8 и эпюры от лишних неизвестных x_i статически определимой основной системы, умноженных на производные положительные или отрицательные множители α_i (рис.7). Величина коэффициентов определяется методом последовательного приближений с таким расчетом, чтобы при суммировании получить уменьшенные изгибающие моменты в наиболее напряженных сечениях за счет увеличения их в менее напряженных.

Для этого используется эпюра изгибающих моментов с условной заделкой рамы в грунте на уровне максимального изгибающего момента (рис.8).

4.11. Величины расчетных изгибающих моментов, полученных в различных сечениях конструкции подпорной стены после перераспределения усилий должны составлять не менее 70% от соответствующих первоначальных изгибающих моментов, а площадь сечения продольной арматуры не должна уменьшаться более, чем на 30%.

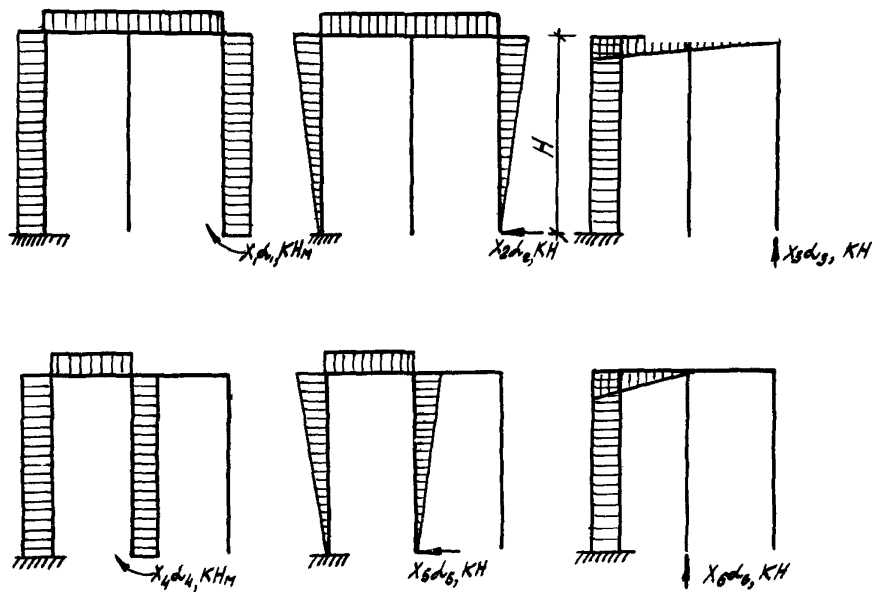


Рис.7. Эпюры для перераспределения усилий в рамных конструкциях подпорных стен из буронабивных свай.

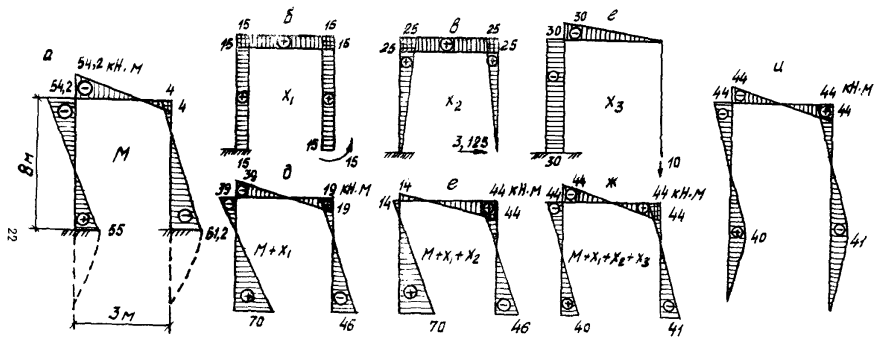


Рис.8. Перераспределение усилий в двухъярусной подпорной стенке рамной конструкции.

а - ширина Мизг. после расчета по п.п. 4.3-4.8 Рекомендаций;

б, в, г - ширины от данных неизвестных; д, е, ж - результирующие ширины Мизг.;

и - окончательная ширина Мизг.

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОПОРЦИОНАЛЬНОСТИ ГРУНТА ПО РЕЗУЛЬТАТАМ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ СВАЙ НА ГОРИЗОНТАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ

5.1. Статические испытания опытных буронабивных свай на горизонтальную нагрузку проводятся в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию свайных фундаментов и ГОСТ 5686-78. Испытывается свая до нагрузки, без увеличения которой перемещения сваи непрерывно возрастают.

5.2. Испытания свай проводятся на отметке, соответствующей поверхности отрывки подпорной стены. Параметры опытных буронабивных свай должны соответствовать параметрам части сваи, заглубленной в грунт ниже поверхности отрывки подпорной стены.

При технико-экономическом обосновании испытывают фрагменты подпорных стен. Горизонтальная нагрузка в этом случае прикладывается в месте приложения равнодействующей активного давления грунта.

5.3. Коэффициент пропорциональности K , кН/м^4 , определяется при расчетной горизонтальной нагрузке, допускаемой на буронабивную сваю. Расчетная нагрузка на сваю определяется по главе СНиП по проектированию свайных фундаментов при коэффициенте надежности $K_n = 1,4$.

5.4. Коэффициент пропорциональности K , кН/м^4 , и величина допускаемого давления σ_z , кН/м^2 , оказываемого на грунт боковой поверхностью сваи, по данным статических испытаний опытных буронабивных свай определяется методом последовательных приближений. Расчет производят по главе СНиП по проектированию свайных фундаментов, задаваясь значением горизонтального перемещения сваи при расчетной горизонтальной нагрузке.

5.5. В случае, если число свай, испытанных в одинаковых грунтовых условиях, составляет менее 6 шт., значение коэффициента пропорциональности грунта K следует принимать равным

наименьшему значению, полученному из результатов испытаний.

В случае, если число свай, испытанных в одинаковых условиях, составляет 6 шт. и более, величину K следует определять на основании результатов статистической обработки данных натурных испытаний свай, руководствуясь требованиями ГОСТ 20522-75, применительно к методике, приведенной в нем для определения временного сопротивления.

6. РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ, НОРМАЛЬНОГО К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ

6.1. Расчетное значение сопротивления бетона осевому сжатию ствола буронабивной сваи $R_{пр}^c$ определяется по формуле:

$$R_{пр}^c = R_{пр} \cdot m_{\delta_1} \cdot m_{\delta_2} \quad (25)$$

где $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию кН/м^2 , принимаемое по табл. 13 главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций;

m_{δ_1} — коэффициент условий работы, учитывающий бетонирование в вертикальном положении, принимаемый равным 0,85;

m_{δ_2} — коэффициент условий работы, учитывающий влияние способа производства свайных работ, принимаемый по п.5.3 главы СНиП по проектированию свайных фундаментов.

6.2. Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, производится в зависимости от величины относительной высоты сжатой зоны бетона. Положение нейтральной оси для круглых сечений должно удовлетворять условию:

$$2\varphi \leq 180^\circ \quad (26)$$

где 2φ - центральный угол кругового сегмента сжатой зоны бетона.

6.3. Для изгибаемых в плоскости оси симметрии элементов круглого сечения с арматурой в растянутой зоне расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента /рис.9/, производится из условия:

$$M \leq R_{np}^c \left[\frac{2}{3} R^3 \sin \varphi + \frac{R^2 \alpha \sum_{i=1}^{i=n} Z_{ai}}{2n} \right], \quad (27)$$

где R - радиус поперечного сечения ствола, м;

n - количество арматурных стержней в растянутой зоне;

Z_{ai} - расстояние от центра тяжести отдельных стержней растянутой арматуры до оси симметрии сечения, м,;

φ - половина центрального угла кругового сегмента сжатой зоны бетона, определяемая по табл.2 в зависимости от

$$\alpha = \frac{\varphi \cdot R}{90} - \sin 2\varphi = \frac{2R\alpha \cdot \bar{f}_a}{R_{np}^c \cdot R^2}, \quad (28)$$

где R_a - расчетное сопротивление арматуры растяжению, кН/м², принимаемое по табл. 22 главы СНиП проектированию бетонных и железобетонных конструкций с учетом приложения к постановлению № 67 Госстроя СССР от 10.05.1981 г.

6.4. Рабочая арматура в сжатой зоне бетона устанавливается, когда полученная из расчета по формуле /28/ величина $\alpha > 3.14$.

6.5. Расчет круглых сечений, нормальных к продольной оси,

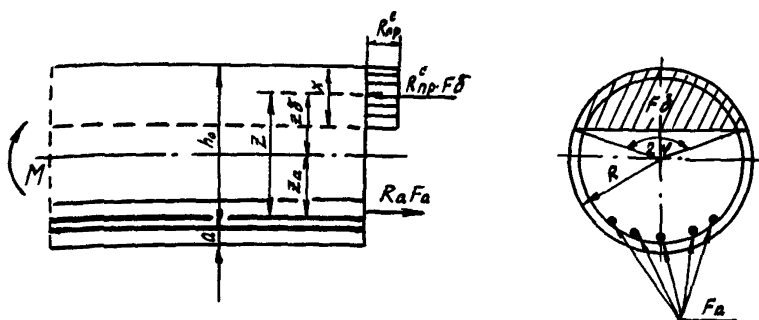


Рис. 9. Схема расположения усилий и напряжений в поперечном сечении изгибаемого элемента с одиночной арматурой.

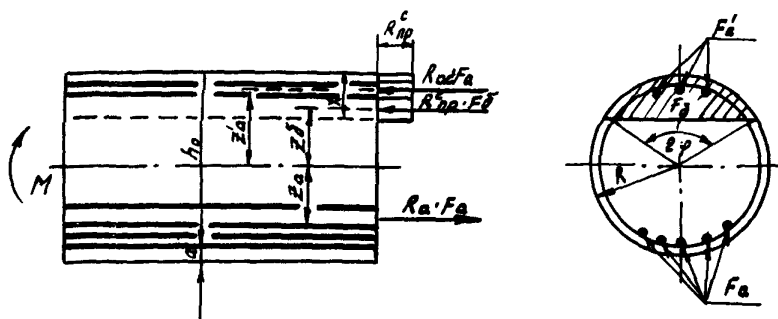


Рис.10. Схема расположения усилий и напряжений в поперечном сечении изгибаемого элемента с двойной арматурой.

Таблица 2

Значение угла φ кругового сегмента
сжатой зоны бетона от $\alpha = \frac{\pi \cdot \varphi}{90} - \sin 2\varphi$

φ	α	φ	α	φ	α	φ	α
1	2	1	2	1	2	1	2
25°	0,107	41°30'	0,456	58°	1,126	74°30'	2,086
25°30'	0,113	42°	0,472	58°30'	1,151	75°	2,118
26°	0,120	42°30'	0,487	59°	1,177	75°30'	2,151
26°30'	0,126	43°	0,500	59°30'	1,203	76°	2,183
27°	0,134	43°30'	0,520	60°	1,228	76°30'	2,216
27°30'	0,141	44°	0,537	60°30'	1,255	77°	2,249
28°	0,148	44°30'	0,554	61°	1,281	77°30'	2,283
28°30'	0,156	45°	0,571	61°30'	1,308	78°	2,316
29°	0,164	45°30'	0,588	62°	1,335	78°30'	2,350
29°30'	0,173	46°	0,606	62°30'	1,362	79°	2,383
30°	0,181	46°30'	0,625	63°	1,390	79°30'	2,417
30°30'	0,190	47°	0,643	63°30'	1,418	80°	2,451
31°	0,199	47°30'	0,662	64°	1,446	80°30'	2,484
31°30'	0,209	48°	0,681	64°30'	1,474	81°	2,518
32°	0,218	48°30'	0,700	65°	1,503	81°30'	2,553
32°30'	0,228	49°	0,720	65°30'	1,532	82°	2,587
33°	0,238	49°30'	0,740	66°	1,561	82°30'	2,621
33°30'	0,249	50°	0,760	66°30'	1,590	83°	2,655
34°	0,260	50°30'	0,781	67°	1,619	83°30'	2,690
34°30'	0,271	51°	0,802	67°30'	1,649	84°	2,724
35°	0,282	51°30'	0,824	68°	1,679	84°30'	2,759
35°30'	0,294	52°	0,845	68°30'	1,709	85°	2,794
36°	0,306	52°30'	0,867	69°	1,739	85°30'	2,828
36°30'	0,318	53°	0,889	69°30'	1,770	86°	2,863
37°	0,330	53°30'	0,911	70°	1,801	86°30'	2,898
37°30'	0,343	54°	0,934	70°30'	1,832	87°	2,932
38°	0,356	54°30'	0,957	71°	1,863	87°30'	2,967
38°30'	0,370	55°	0,980	71°30'	1,894	88°	3,002
39°	0,388	55°30'	1,004	72°	1,925	88°30'	3,037
39°30'	0,397	56°	1,028	72°30'	1,957	89°	3,072
40°	0,412	56°30'	1,052	73°	1,989	89°30'	3,107
40°30'	0,426	57°	1,076	73°30'	2,020	90°	3,142
41°	0,441	57°30'	1,101	74°	2,052		

Примечание. Промежуточные значения определяются интерполяцией.

изгибаемых железобетонных элементов /рис.10/ с арматурой в растянутой и сжатой зонах, производится из условия:

$$M \leq R_{np} \left[\frac{2}{3} R^3 \sin^3 \varphi + \frac{R^2 d \cdot \sum_{i=1}^{i=n} Z_{ai}}{2 \cdot n} \right] + R_a \left(f_a' \cdot \sum_{i=1}^{i=n'} Z_{ai}' + \frac{F_a' \cdot \sum_{i=1}^{i=n} Z_{ai}}{n} \right), \quad (29)$$

где Z_{ai} и Z_{ai}' - расстояния от центра тяжести отдельных стержней арматуры соответственно в растянутой и сжатой зонах до центральной оси бетонного сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, м;

- f_a' - площадь сечения одного стержня в сжатой зоне, м²;
- F_a' - площадь сечения арматуры в сжатой зоне, м²;
- n' - количество арматурных стержней в сжатой зоне.

Половина центрального угла круглого сегмента φ сжатой зоны бетона определяется по табл. 2 в зависимости от

$$\alpha = \frac{\varphi \cdot \pi}{90} \cdot \sin 2\varphi = \frac{2(R_a \cdot F_a - R_{ac} \cdot F_a')}{R_{np} \cdot R^2}; \quad (30)$$

6.6. При равномерном распределении продольной арматуры по периметру сваи необходимая площадь сечения арматуры определяется по табл. 3 в зависимости от величины расчетного изгибающего момента и способа производства работ.^{xx}

x Учитывается арматура, расположенная только в пределах кругового сегмента сжатой зоны бетона сваи.

xx Расчет произведен по формуле (65) СНиП II-21-75 по программе "ФАКОС-ЕС".

Таблица 3

Величина изгибающего момента,
воспринимаемого поперечным сечением буронабивной
сваи, кН · м

Процент армиро- вания, М	Диаметр отвола сваи, мм					
	4 0 0			5 0 0		
	Способ производства работ					
	а	б	в	а	б	в
0,2	<u>15</u>	<u>15</u>	<u>15</u>	<u>27</u>	<u>26</u>	<u>25</u>
	15	15	15	30	29	28
0,4	<u>26</u>	<u>26</u>	<u>25</u>	<u>54</u>	<u>52</u>	<u>50</u>
	27	27	27	60	58	56
0,6	<u>37</u>	<u>36</u>	<u>35</u>	<u>76</u>	<u>75</u>	<u>74</u>
	40	39	38	82	80	78
0,8	<u>48</u>	<u>47</u>	<u>46</u>	<u>97,5</u>	<u>93</u>	<u>95</u>
	54	52	50	103	101	99
1,0	<u>61</u>	<u>56</u>	<u>54</u>	<u>119</u>	<u>117</u>	<u>115</u>
	64	63	62	125	123	120
1,2	<u>70</u>	<u>65</u>	<u>62</u>	<u>140</u>	<u>138</u>	<u>136</u>
	76	73	71	148	145	142
1,4	<u>74</u>	<u>72</u>	<u>70</u>	<u>162</u>	<u>158</u>	<u>154</u>
	83	80	77	172	168	164
1,6	<u>82</u>	<u>81</u>	<u>80</u>	<u>179</u>	<u>173</u>	<u>168</u>
	90	87	84	194	187	182
1,8	<u>92</u>	<u>91</u>	<u>90</u>	<u>197</u>	<u>190</u>	<u>185</u>
	100	97	94	214	207	202
2,0	<u>105</u>	<u>100</u>	<u>98</u>	<u>216</u>	<u>207</u>	<u>202</u>
	109	106	105	234	226	220
2,2	<u>109</u>	<u>107</u>	<u>106</u>	<u>234</u>	<u>226</u>	<u>220</u>
	117	114	112	252	244	237
2,4	<u>122</u>	<u>120</u>	<u>114</u>	<u>250</u>	<u>240</u>	<u>233</u>
	129	125	123	270	261	255
2,6	<u>128</u>	<u>122</u>	<u>120</u>	<u>270</u>	<u>260</u>	<u>250</u>
	137	133	130	289	279	275
2,8	<u>134</u>	<u>130</u>	<u>126</u>	<u>285</u>	<u>275</u>	<u>265</u>
	145	140	135	306	295	290
3,0	<u>145</u>	<u>140</u>	<u>135</u>	<u>301</u>	<u>290</u>	<u>280</u>
	155	150	147	321	312	306

Продолжение таблицы 3

Процент армирования, %	Диаметр ствола оваи, мм					
	600			700		
	Способ производства работ					
	а	б	в	а	б	в
0,2	64	63	62	93	91	89
	67	65	65	99	97	95
0,4	83	81	80	166	161	158
	89	87	85	175	172	169
0,6	121	118	116	235	230	226
	128	125	123	249	244	239
0,8	159	157	154	305	300	296
	166	163	161	320	315	310
1,0	196	193	190	340	335	330
	205	202	199	355	350	345
1,2	232	228	224	460	455	445
	241	238	235	480	470	465
1,4	263	258	253	505	502	490
	276	270	266	530	520	511
1,6	292	286	280	562	555	545
	305	300	295	590	575	566
1,8	322	317	312	617	607	598
	338	332	327	650	633	625
2,0	350	345	341	685	666	655
	366	360	354	717	700	690
2,2	380	373	370	745	725	717
	400	392	386	779	762	750
2,4	411	405	398	801	780	775
	432	424	416	840	820	807
2,6	436	431	427	860	840	835
	461	451	444	900	880	866
2,8	466	461	456	924	904	889
	491	480	471	960	942	931
3,0	501	493	485	977	957	940
	526	514	505	1013	997	985

Продолжение таблицы 3

Процент армирова- ния, %	Диаметр ствола свая, мм					
	800			1000		
	Способ производства работ					
	а	б	в	а	б	в
0,2	<u>119</u>	<u>118</u>	<u>117</u>	<u>243</u>	<u>240</u>	<u>235</u>
	<u>123</u>	<u>121</u>	<u>120</u>	<u>253</u>	<u>249</u>	<u>244</u>
0,4	<u>228</u>	<u>224</u>	<u>220</u>	<u>465</u>	<u>447</u>	<u>440</u>
	<u>243</u>	<u>238</u>	<u>232</u>	<u>492</u>	<u>485</u>	<u>476</u>
0,6	<u>327</u>	<u>320</u>	<u>318</u>	<u>652</u>	<u>640</u>	<u>630</u>
	<u>347</u>	<u>340</u>	<u>333</u>	<u>690</u>	<u>675</u>	<u>667</u>
0,8	<u>428</u>	<u>425</u>	<u>413</u>	<u>843</u>	<u>830</u>	<u>810</u>
	<u>450</u>	<u>440</u>	<u>435</u>	<u>883</u>	<u>870</u>	<u>860</u>
1,0	<u>535</u>	<u>527</u>	<u>513</u>	<u>1030</u>	<u>1017</u>	<u>990</u>
	<u>560</u>	<u>554</u>	<u>540</u>	<u>1078</u>	<u>1060</u>	<u>1050</u>
1,2	<u>621</u>	<u>607</u>	<u>595</u>	<u>1215</u>	<u>1197</u>	<u>1182</u>
	<u>652</u>	<u>635</u>	<u>627</u>	<u>1290</u>	<u>1252</u>	<u>1230</u>
1,4	<u>702</u>	<u>685</u>	<u>675</u>	<u>1398</u>	<u>1375</u>	<u>1358</u>
	<u>732</u>	<u>715</u>	<u>707</u>	<u>1486</u>	<u>1439</u>	<u>1410</u>
1,6	<u>790</u>	<u>774</u>	<u>755</u>	<u>1580</u>	<u>1547</u>	<u>1530</u>
	<u>827</u>	<u>807</u>	<u>795</u>	<u>1670</u>	<u>1625</u>	<u>1593</u>
1,8	<u>877</u>	<u>852</u>	<u>838</u>	<u>1762</u>	<u>1720</u>	<u>1703</u>
	<u>918</u>	<u>905</u>	<u>887</u>	<u>1850</u>	<u>1810</u>	<u>1775</u>
2,0	<u>980</u>	<u>953</u>	<u>938</u>	<u>1930</u>	<u>1895</u>	<u>1865</u>
	<u>1020</u>	<u>1010</u>	<u>990</u>	<u>2030</u>	<u>1984</u>	<u>1954</u>
2,2	<u>1056</u>	<u>1030</u>	<u>1015</u>	<u>2102</u>	<u>2074</u>	<u>2036</u>
	<u>1100</u>	<u>1076</u>	<u>1065</u>	<u>2214</u>	<u>2164</u>	<u>2138</u>
2,4	<u>1136</u>	<u>1115</u>	<u>1100</u>	<u>2280</u>	<u>2237</u>	<u>2207</u>
	<u>1190</u>	<u>1159</u>	<u>1146</u>	<u>2390</u>	<u>2342</u>	<u>2310</u>
2,6	<u>1220</u>	<u>1190</u>	<u>1175</u>	<u>2460</u>	<u>2402</u>	<u>2369</u>
	<u>1278</u>	<u>1240</u>	<u>1228</u>	<u>2560</u>	<u>2513</u>	<u>2478</u>
2,8	<u>1305</u>	<u>1267</u>	<u>1253</u>	<u>2615</u>	<u>2567</u>	<u>2533</u>
	<u>1366</u>	<u>1320</u>	<u>1310</u>	<u>2730</u>	<u>2682</u>	<u>2640</u>
3,0	<u>1385</u>	<u>1363</u>	<u>1338</u>	<u>2777</u>	<u>2733</u>	<u>2702</u>
	<u>1455</u>	<u>1405</u>	<u>1393</u>	<u>2910</u>	<u>2850</u>	<u>2805</u>

Продолжение таблицы 3

Процент армирования, %	Диаметр ствола сваи, мм					
	1 2 0 0			1 5 0 0		
	Способ производства работ					
	а	б	в	а	б	в
0,2	<u>436</u>	<u>430</u>	<u>418</u>	<u>817</u>	<u>801</u>	<u>785</u>
	<u>450</u>	<u>445</u>	<u>440</u>	<u>899</u>	<u>886</u>	<u>834</u>
0,4	<u>810</u>	<u>798</u>	<u>793</u>	<u>1619</u>	<u>1553</u>	<u>1543</u>
	<u>838</u>	<u>830</u>	<u>820</u>	<u>1675</u>	<u>1635</u>	<u>1623</u>
0,6	<u>1160</u>	<u>1138</u>	<u>1108</u>	<u>2348</u>	<u>2323</u>	<u>2257</u>
	<u>1225</u>	<u>1184</u>	<u>1176</u>	<u>2442</u>	<u>2386</u>	<u>2351</u>
0,8	<u>1510</u>	<u>1478</u>	<u>1435</u>	<u>2981</u>	<u>2928</u>	<u>2883</u>
	<u>1597</u>	<u>1542</u>	<u>1527</u>	<u>3155</u>	<u>3057</u>	<u>2992</u>
1,0	<u>1834</u>	<u>1790</u>	<u>1758</u>	<u>3667</u>	<u>3549</u>	<u>3505</u>
	<u>1923</u>	<u>1875</u>	<u>1850</u>	<u>3884</u>	<u>3752</u>	<u>3679</u>
1,2	<u>2155</u>	<u>2104</u>	<u>2075</u>	<u>4312</u>	<u>4215</u>	<u>4180</u>
	<u>2263</u>	<u>2205</u>	<u>2170</u>	<u>4517</u>	<u>4380</u>	<u>4353</u>
1,4	<u>2472</u>	<u>2414</u>	<u>2383</u>	<u>4970</u>	<u>4852</u>	<u>4794</u>
	<u>2585</u>	<u>2540</u>	<u>2507</u>	<u>5166</u>	<u>5086</u>	<u>5010</u>
1,6	<u>2812</u>	<u>2742</u>	<u>2695</u>	<u>5594</u>	<u>5500</u>	<u>5368</u>
	<u>2923</u>	<u>2890</u>	<u>2840</u>	<u>5808</u>	<u>5692</u>	<u>5630</u>
1,8	<u>3120</u>	<u>3057</u>	<u>3012</u>	<u>6204</u>	<u>6097</u>	<u>5995</u>
	<u>3260</u>	<u>3196</u>	<u>3145</u>	<u>6460</u>	<u>6328</u>	<u>6246</u>
2,0	<u>3427</u>	<u>3370</u>	<u>3327</u>	<u>6864</u>	<u>6695</u>	<u>6571</u>
	<u>3600</u>	<u>3502</u>	<u>3452</u>	<u>7116</u>	<u>6954</u>	<u>6892</u>
2,2	<u>3727</u>	<u>3655</u>	<u>3615</u>	<u>7465</u>	<u>7323</u>	<u>7207</u>
	<u>3910</u>	<u>3797</u>	<u>3755</u>	<u>7762</u>	<u>7583</u>	<u>7503</u>
2,4	<u>4025</u>	<u>3942</u>	<u>3898</u>	<u>8073</u>	<u>7902</u>	<u>7777</u>
	<u>4215</u>	<u>4087</u>	<u>4056</u>	<u>8361</u>	<u>8217</u>	<u>8116</u>
2,6	<u>4335</u>	<u>4232</u>	<u>4193</u>	<u>8640</u>	<u>8487</u>	<u>8346</u>
	<u>4519</u>	<u>4398</u>	<u>4360</u>	<u>8995</u>	<u>8833</u>	<u>8697</u>
2,8	<u>4647</u>	<u>4520</u>	<u>4494</u>	<u>9194</u>	<u>9077</u>	<u>8949</u>
	<u>4827</u>	<u>4713</u>	<u>4662</u>	<u>9646</u>	<u>9440</u>	<u>9295</u>
3,0	<u>4935</u>	<u>4820</u>	<u>4790</u>	<u>9799</u>	<u>9652</u>	<u>9529</u>
	<u>5135</u>	<u>5030</u>	<u>4960</u>	<u>10207</u>	<u>10069</u>	<u>9928</u>

Примечания: I. В числителях приведены величины изгибающего момента, воспринимаемого поперечным сечением буронабивных свай, при проектной марке бетона по прочности на сжатие равной 200, в знаменателях - при

проектной марке бетона по прочности на сжатие равной 300.

2. Величины изгибающих моментов вычислены для арматурной стали класса А-III ($R_a = 360000 \text{ кН/м}^2$) при защитном слое бетона 50 мм и симметричном расположении рабочих стержней по периметру сечения. При другом классе арматурной стали величина M принимается с перерасчетом процента армирования по соотношению расчетных сопротивлений арматурной стали.

3. $M = \frac{F_a}{\pi R^2}$, где F_a - площадь поперечного сечения продольной арматуры, см^2 ; R - радиус поперечного сечения ствола свай, см .

4. Расчетное сопротивление бетона принято с учетом коэффициента условий работы $m\delta_1 = 0,85$, учитывающего бетонирование в вертикальном положении, а также дополнительного понижающего коэффициента $m\delta_2$, учитывающего влияние способа производства работ:

а) в глинистых грунтах, консистенция которых позволяет бурить скважины и бетонировать их без крепления стенок при положении горизонта грунтовых вод в период строительства ниже пяты свай, $m\delta_2 = 1,0$;

б) в грунтах, бурение скважин в которых производится с применением извлекаемых обсадных труб и бетонирование под водой, $m\delta_2 = 0,8$;

в) в грунтах, бурение скважин в которых производится с применением глинистого раствора и бетонирование под этим же раствором, $m\delta_2 = 0,7$.

Приложение I

Пример расчета подпорных стен при однорядном расположении свай

Принят вариант подпорной стены из буронабивных свай диаметром 0,8 м, длиной 7,0 м. Бетон марки 300, арматура класса А.-Ш. Схема нагрузок на I п/м стены приведена на рис. Iа. Ниже поверхности отрывки грунта залегают мягкопластичные суглинки ($\gamma_L = 0,5I$, $\gamma_I = 17,2 \text{ кН/м}^3$, $\varphi_I = 15^\circ$ и $c_I = 55 \text{ кН/м}^2$). Бурение скважин и бетонирование их производят без крепления стенок.

Из условия непродавливания грунта между сваями (п.2.4 Рекомендаций), расстояние между сваями в свету назначаем равным 1,2 м, что также превышает необходимое расстояние, требуемое по технологии производства работ. Тогда расстояние между осями свай будет составлять $1,2 + 0,8 = 2,0 \text{ м}$.

Нагрузки приводим к одиночной свае: $q_1 = 0,1 \cdot 2 = 0,2 \text{ кН/м}$; $q_2 = 79,9 \cdot 2 = 159,8 \text{ кН/м}$ и $E_a = 120 \cdot 2 = 240 \text{ кН}$. Расчет свай на горизонтальную нагрузку $H_0 = E_a$ и моментную нагрузку $M_0 = E_a \cdot I$ м производим в соответствии со схемой, показанной на рис. Iв.

Момент инерции поперечного сечения сваи равен :

$$J = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 0,8^4}{64} = 2,01 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$$

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию ствола свай определим по формуле (25) Рекомендаций:

$$R_{np}^c = 13500 \cdot 0,85 \cdot 1 = 11475 \text{ кН/м}^2$$

По таб. 13 главы СНиП П-21-75 этому значению R_{np}^c соот-

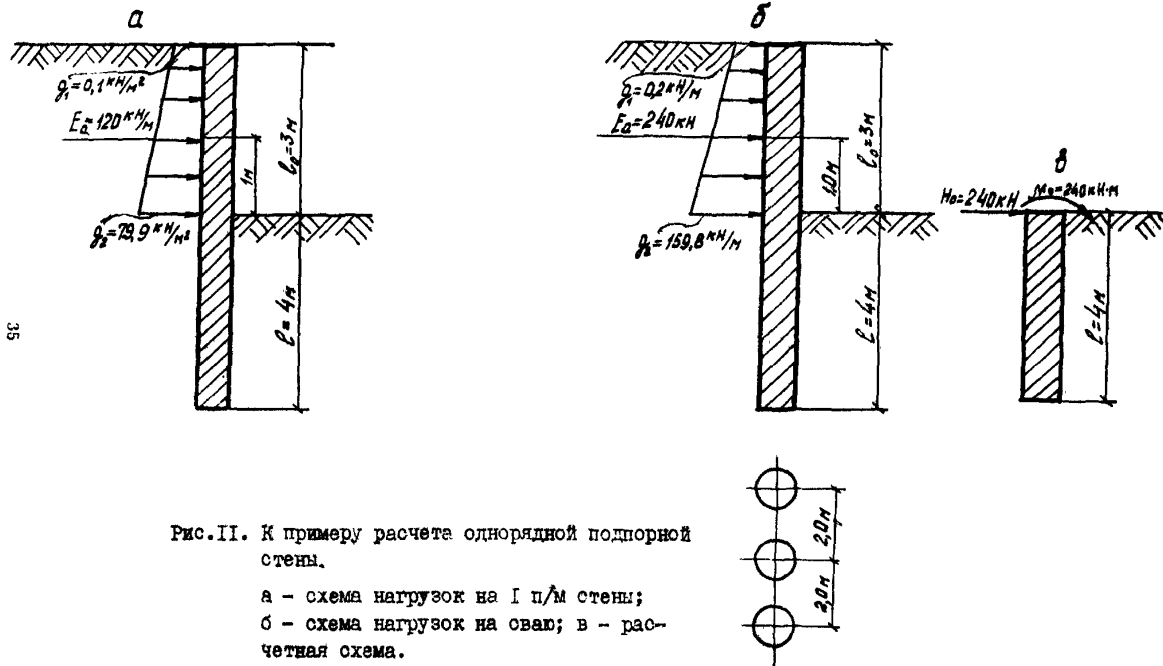


Рис. II. К примеру расчета однорядной подпорной стены.

- а - схема нагрузок на 1 п/м стены;
 б - схема нагрузок на сваю; в - рас-
 четная схема.

ветствует марка бетона равная 250. Начальный модуль упругости при сжатии бетона $M=250$ по табл. 18 главы СНиП II-21-75 равен $2,65 \cdot 10^7$ кН/м². Тогда жесткость поперечного сечения сваи при изгибе равна

$$E_s J = 2,65 \cdot 10^7 \cdot 2,01 \cdot 10^{-2} = 5,33 \cdot 10^5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

По табл. I Рекомендаций коэффициент пропорциональности грунта при $\gamma_L = 0,5$ равен 4000 кН/м⁴.

Дальнейший расчет сваи производим по приложению к главе СНиП II-17-77 и Руководству по проектированию свайных фундаментов. Определим условную ширину сваи.

$$b_c = 0,9(a-1) = 0,9 \cdot 1,8 = 1,62 \text{ м}$$

Так как условная ширина сваи меньше расстояния между осями свай, принимаем $b_c = 1,62$ м.

Значению $\frac{10^5 \cdot k \cdot b_c}{E_s J} = \frac{10^5 \cdot 4000 \cdot 1,62}{5,33 \cdot 10^5} = 1215,7 \text{ м}^{-5}$

по табл. 2 приложения к Руководству по проектированию свайных фундаментов соответствует величина коэффициента деформации

$$d_g = 0,414 \text{ 1/м.}$$

Тогда приведенная глубина погружения сваи в грунт равна:

$$\bar{c} = 0,414 \cdot 4 = 1,65$$

Перемещения δ_{nn} , $\delta_{mn} = \delta_{nm}$ и δ_{mm} определим по формулам:

$$\delta_{nn} = \frac{A_0}{d_g^3 \cdot E_s \cdot J} = \frac{6,765}{0,414^3 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 17,887 \cdot 10^{-5} \text{ м/кН}$$

$$\delta_{mn} = \delta_{nm} = \frac{B_0}{d_g^2 \cdot E_s \cdot J} = \frac{5,659}{0,414^2 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 6,195 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кН}$$

$$\delta_{mm} = \frac{C_0}{d_g \cdot E_s \cdot J} = \frac{5,701}{0,414 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 2,584 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кН} \cdot \text{м}$$

Определим горизонтальные перемещения и угол поворота сечения сваи в уровне поверхности отрывки грунта

$$y_0 = H_0 \cdot \delta_{HH} + M_0 \cdot \delta_{HM} = 240 \cdot 17,887 \cdot 10^{-5} + 240 \cdot 6,195 \cdot 10^{-5} = 5,78 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 5,78 \text{ см}$$

$$\varphi_0 = H_0 \cdot \delta_{MH} + M_0 \cdot \delta_{MM} = 240 \cdot 5,195 \cdot 10^{-5} + 240 \cdot 2,584 \cdot 10^{-5} = 2,1 \cdot 10^{-2} \text{ рад.}$$

Для проверки принятых параметров подпорной стены, проведем расчет устойчивости основания, окружающего сваю. При $\bar{e} \leq 2,5$ расчетное давление на грунт определим на двух глубинах: $Z = \frac{e}{3} = 1,34$ м и $Z = e = 4$ м по формуле:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_Z &= \frac{\kappa \cdot \bar{Z}}{d_g} \cdot \left(y_0 \cdot A_1 - \frac{\varphi_0 \cdot B_1}{d_g} + \frac{M_0 \cdot C_1}{d_g^2 \cdot E \cdot S \cdot Y} + \right. \\ &+ \left. \frac{H_0 \cdot D_1}{d_g^3 \cdot E \cdot S \cdot Y} \right) = \frac{4000 \cdot 1,34 \cdot 0,414}{0,414} (5,78 \cdot 10^{-2} \cdot 1 - \\ &- \frac{2,1 \cdot 10^{-2} \cdot 0,55}{0,414} + \frac{240 \cdot 0,152}{0,414^2 \cdot 5,33 \cdot 10^5} + \\ &+ \frac{240 \cdot 0,028}{0,414 \cdot 5,33 \cdot 10^5}) = 163,35 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

Допустимое значение расчетного давления, оказываемого на грунт боковой поверхностью сваи на глубине $Z = 1,34$ м, определим по формуле:

$$\bar{\sigma}_Z = 0,8 \frac{4}{\cos \varphi_I} (\gamma_I \cdot Z \cdot \operatorname{tg} \varphi_I + \xi \cdot c_I) =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 4}{0,9659} (17,2 \cdot 1,34 \cdot 0,2679 + 0,3 \cdot 55) = 75,03 \text{ кН/м}^2$$

Действующее давление на глубине 1,34 м превышает допускаемую величину. Поэтому проверку на глубине 4 м не производим.

Превышение действующего давления над допускаемым свидетельствует о необходимости изменения параметров подпорной стены. Увеличим глубину погружения сваи в грунт до 6 м, тогда

$$\bar{\ell} = 6 \cdot 0,414 = 2,48.$$

Этому значению $\bar{\ell}$ соответствует максимальное σ_z равное 98,17 кН/м², действующее на глубине 1,93 м, что также превышает допустимое значение.

Увеличиваем глубину погружения сваи в грунт до 9,5 м, тогда

$$\bar{\ell} = 9,5 \cdot 0,414 = 3,93 \approx 4$$

Этому значению приведенной глубины погружения сваи в грунт соответствуют горизонтальные перемещения и угол поворота сечения сваи в уровне поверхности отрывки грунта равные :

$$y_0 = 1,96 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 1,96 \text{ см}$$

$$\varphi_0 = 0,61 \cdot 10^{-2} \text{ рад}$$

Расчетное давление σ_z на грунт по контакту с боковой поверхностью сваи, возникающее по длине сваи, а также расчетный изгибающий момент M_z , поперечная сила Q_z приведены на рис. 12 $M_z^{\text{max}} = 630,63 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $Q_z^{\text{max}} = 240 \text{ кН}$, $\sigma_z^{\text{max}} = 70,73 \text{ кН/м}^2$ $< \sigma_{\text{adm}} = 75,03 \text{ кН/м}^2$. Следовательно, устойчивость основания, окружающего сваю, обеспечена.

Расчетные величины горизонтального перемещения головы сваи и угол ее поворота определим по формулам (3) и (4) Рекомендаций:

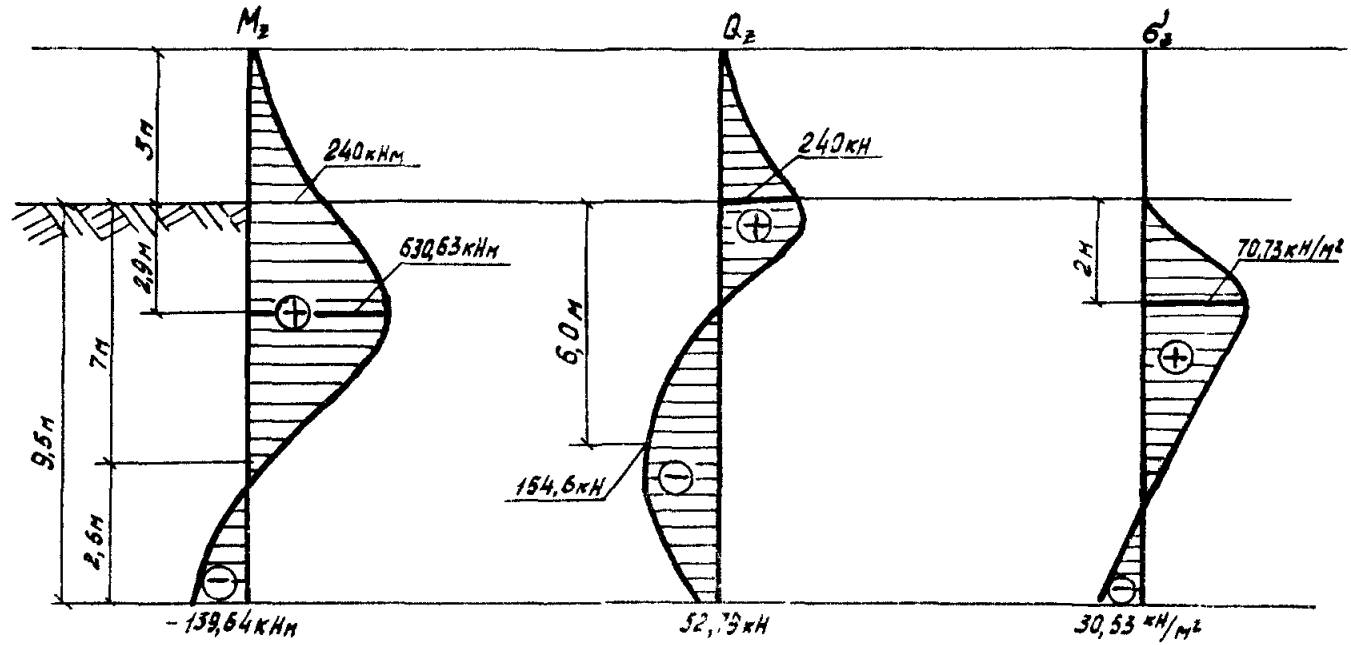


Рис. 12. Расчетные значения M_z , Q_z и σ_z по длине ствола свая.

$$\Delta_r = y_0 + \psi_0 \cdot l_0 + \frac{(11q_1 + 4q_2) \cdot l_0^4}{120 \cdot E_s \cdot J} = 1,96 \cdot 10^{-2} +$$

$$+ 0,61 \cdot 10^{-2} \cdot 3 \frac{(11 \cdot 0,2 + 4 \cdot 159,8) \cdot 3^4}{120 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 3,817 \cdot 10^{-2} \text{ м}$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{(3q_1 + q_2) l_0^3}{24 \cdot E_s \cdot J} = 0,61 + \frac{(3 \cdot 0,2 + 159,8) 3^3}{24 \cdot 5,33 \cdot 10^5} = 0,64 \cdot 10^{-2} \text{ рад}$$

В расчете трещиностойкости ствола сваи следует принять $M = 630,63 \text{ кН}\cdot\text{м}$, а в расчете прочности ствола - $M = 1,2 \cdot 630,63 = 755,75 \text{ кН}\cdot\text{м}$ и $Q = 1,2 \cdot 240 = 288 \text{ кН}$.

По табл. 3 рекомендаций при $M = 756,75 \text{ кН}\cdot\text{м}$ процент армирования продольной арматуры $\mu = 1,25$. Принимаем 8 \emptyset 32АШ ($F_a = 64,3 \text{ см}^2$) равномерно распределенную по периметру сечения. Защитный слой - 50 мм.

При расчете по прочности ствола сваи на поперечную силу круглое сечение заменяем равновеликим прямоугольником (примечание к п. 3.3 рекомендаций) со сторонами: $b = 1,77 \cdot 40 = 70,8 \text{ см}$;
 $h_0 = 1,77 R - a = 70,8 - 5 = 65,8 \text{ см}$.

В соответствии с п. 3.30 главы СНиП П-21-75 при расчете элементов на действие поперечной силы должно соблюдаться условие

$$Q \leq 0,35 R_{pp} \cdot b \cdot h_0$$

$$0,35 \cdot 11,475 \cdot 0,708 \cdot 0,658 = 1,871 \text{ кН} > 288 \text{ кН}$$

Следовательно, условие соблюдено.

По формуле (71) главы СНиП П-21-75:

$$Q \leq R_s \cdot R_p \cdot b \cdot h_0$$

$$0,6 \cdot 0,85 \cdot 1500 \cdot 0,708 \cdot 0,658 = 356,4 \text{ кН} > 288 \text{ кН}$$

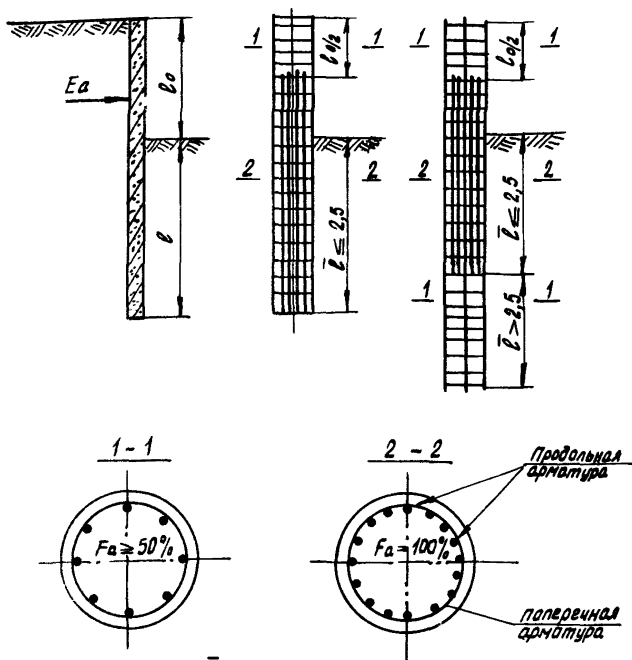
Следовательно, расчет на действие поперечной силы не производится. Поперечная арматура принимается конструктивной - ϕ IOAI шаг 250 мм (пп 2.5 и 2.8 рекомендаций).

Принципиальная схема армирования свай подпорной стены при однородном их расположении дана в приложении 2.

Примеры расчета на прочность изгибаемых элементов круглого сечения с одиночной и двойной продольной арматурой даны в приложении 3.

Для подбора параметров подпорной стены в приложениях 4 и 5 приведены графики изменения расчетных величин M^{\max} , σ^{\max} и γ_0 (в относительных значениях) в зависимости от приведенной длины свай \bar{l} и диаметра ствола.

Схема армирования свай подпорной стены
при однорядном их расположении.



Примечания: 1. \bar{l} — приведенная глубина погружения свай в грунт, определяемая по СНиП II-Г7-77.

2. При направленном армировании (элемент с одиночной или двойной арматурой в поперечном сечении) расстановка продольной арматуры по длине свай производится аналогично.

Примеры расчета на прочность изгибаемых элементов круглого сечения с неравномерным расположением продольной арматуры в поперечном сечении

Пример I. Диаметр поперечного сечения сваи 600 мм, бетон марки М=300, в растянутой зоне установлена арматура 7 Ø 25 АП. Бурение скважин и бетонирование их производится без крепления стенок. Определить величину изгибающего момента, воспринимаемого сечением.

По формуле (25) рекомендаций определим расчетное сопротивление сжатию бетона ствола сваи:

$$R_{пр}^c = 13500 \cdot 0,85 \cdot 1 = 11475 \text{ кН/м}^2$$

Расстановка арматуры в сечении показана на рис.13а.

Определим расстояние от центра тяжести отдельных продольных стержней арматуры до оси симметрии сечения сваи.

$$Z_{\alpha_1} = R - \alpha = 0,3 - 0,05 = 0,25 \text{ м.}$$

$$\beta_1 = \frac{0,08 \cdot 360^\circ}{2 \cdot 3,14 \cdot 0,25} = 18,3^\circ = 18^\circ 20'$$

$$Z_{\alpha_2} = 0,25 \cdot \cos 18^\circ 20' = 0,25 \cdot 0,95 = 0,237 \text{ м}$$

$$Z_{\alpha_3} = 0,25 \cdot \cos 36^\circ 40' = 0,25 \cdot 0,8 = 0,2 \text{ м}$$

$$Z_{\alpha_4} = 0,25 \cdot \cos 55^\circ = 0,25 \cdot 0,51 = 0,142 \text{ м}$$

$$\text{Тогда } \sum_{i=1}^{i=7} Z_{\alpha_i} = 0,25 + 2(0,237 + 0,2 + 0,142) = 1,408 \text{ м}$$

По формуле (28) рекомендаций определим значение

$$\alpha = \frac{\varphi \cdot R}{90} \cdot \sin 2\varphi = \frac{2.285000 \cdot 34.36 \cdot 10^{-4}}{11475 \cdot 0.3^2} = 1.896$$

По таблице 2 рекомендаций этому значению соответствует $\varphi = 71^{\circ}30'$.

Значение центрального угла кругового сегмента сжатой зоны бетона $2\varphi = 143^{\circ} < 180^{\circ}$, т.е. требование п.6.2 выполнено.

Величину изгибающего момента, воспринимаемого сечением, определим по формуле (27) рекомендаций:

$$M = 11475 \left[\frac{2}{3} \cdot 0.3^3 \cdot \sin 71^{\circ}30' + \frac{0.3 \cdot 1.896 \cdot 1.408}{2.7} \right] = 391.7 \text{ кНм}$$

В соответствии с требованиями п.2.9 рекомендаций о максимальном расстоянии между стержнями продольной арматуры дополнительно по периметру сечения устанавливаем конструктивную арматуру 3 \emptyset 14 АП (см.рис. 13а).

Пример 2. По данным примера I определим M в случае установки в растянутой зоне 7 \emptyset 25 АШ, в сжатой - 3 \emptyset 25АШ (рис. 13б).

$$\sum_{i=1}^{i=7} Z'a_i = 1.408 \text{ м} ;$$

$$\sum_{i=1}^{i=3} Z'a_i = 0.25 + 0.2 + 0.237 = 0.724 \text{ м}$$

По формуле (30) определим значение

$$\alpha = \frac{\varphi \cdot R}{90} \cdot \sin 2\varphi = \frac{2.350000(34.36 \cdot 10^{-4} - 14.73 \cdot 10^{-4})}{11475 \cdot 0.3^2} = 1.368$$

По таблице 2 этому значению соответствует $\varphi = 62^{\circ}30'$; $2\varphi = 125^{\circ} < 180^{\circ}$, т.е. требования п.6.2 удовлетворены. Величину изгибающего момента, воспринимаемого сечением, определим по формуле (29) :

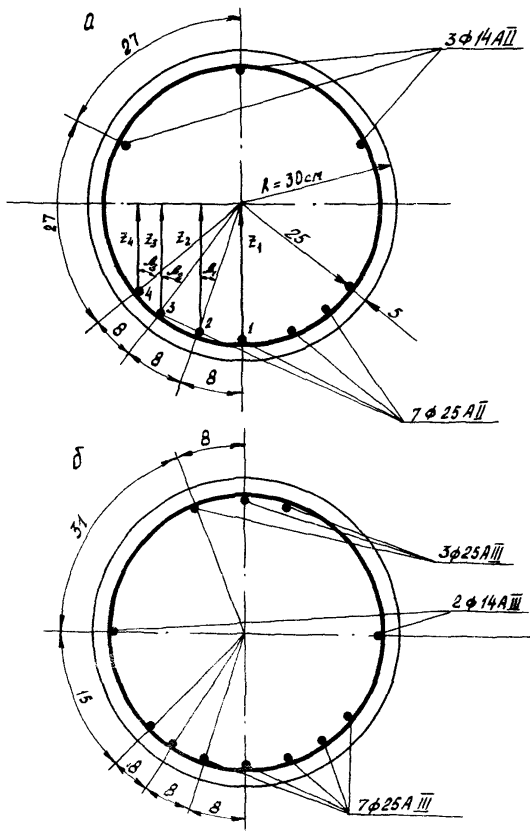
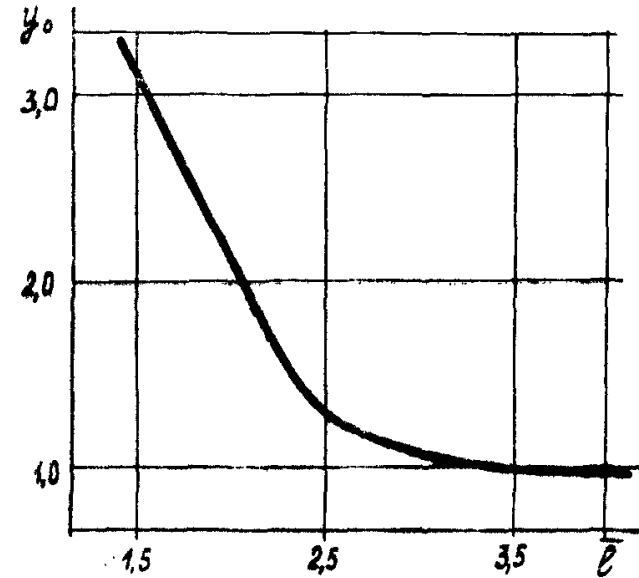
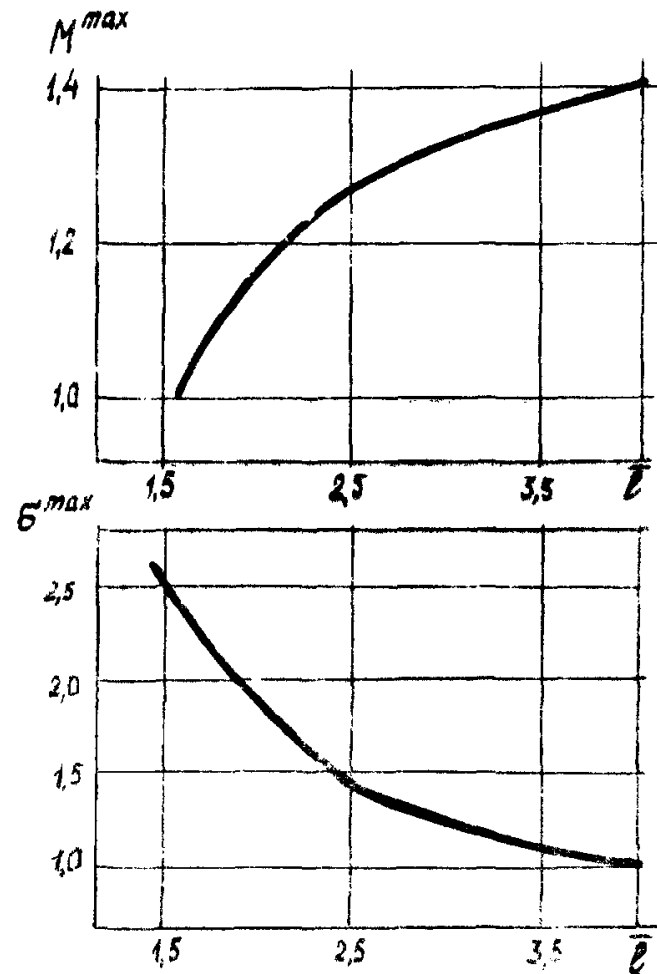


Рис. 13. Армирование круглых сечений.
 а - с одиночной арматурой; б - с двойной арматурой.

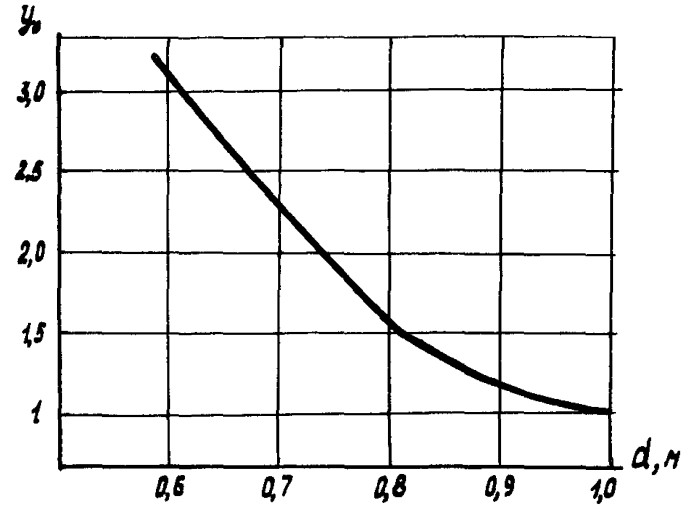
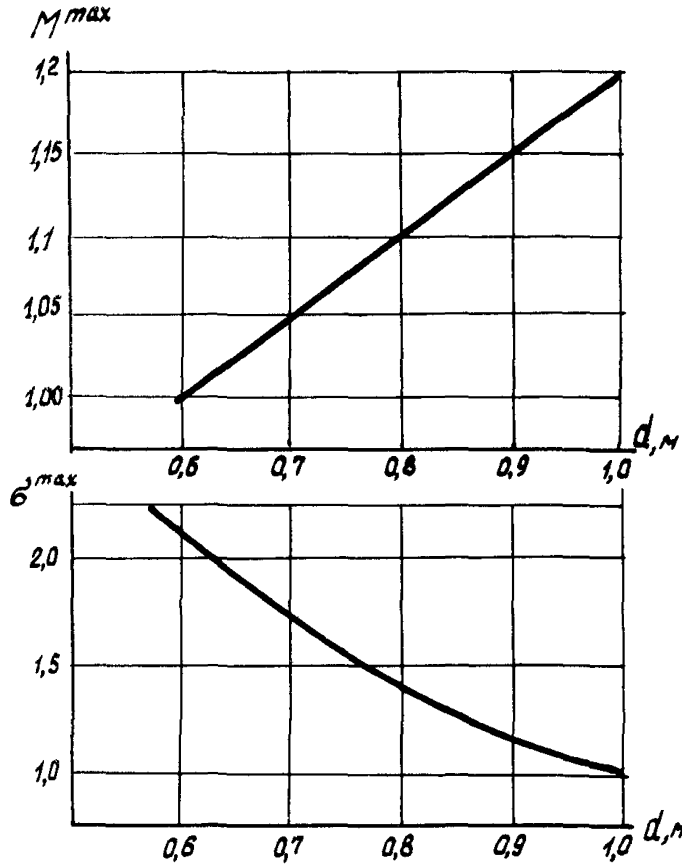
$$\begin{aligned}
 M &= 11475 \left[\frac{2}{3} \cdot 0,3^2 \cdot \sin^3 62^\circ 30' + \frac{0,3^2 \cdot 1,368 \cdot 1,408}{2 \cdot 7} \right] + \\
 &+ 360000 \cdot \left(4 \cdot 9 \cdot 10^{-4} \cdot 0,724 + \frac{14,73 \cdot 10^{-4} \cdot 0,1408}{7} \right) = \\
 &= 423,6 \text{ кНм}
 \end{aligned}$$

В соответствии с требованиями п.2.9 рекомендаций о максимальном расстоянии между стержнями продольной арматуры по оси симметрии сечения устанавливаем конструктивную арматуру 2 \emptyset I4 АП (см. рис. I36).

Графики изменения расчетных величин M , B и U_0
в зависимости от приведенной длины сваи, \bar{l} .



Графики изменения расчетных величин M , σ и γ_0 в зависимости от диаметра свай, d .



Приложение 6

Пример расчета двухрядной подпорной
стены из буронабивных свай

Принят вариант подпорной стены из буронабивных свай диаметром 0,8 м, длиной 16 м. Расстояние между рядами свай в осях 2,8 м. Бетон марки 300, арматура класса АП. Схема нагрузок на 1 п/м стены приведена на рис. 14а. Ниже поверхности отрывки грунта залегают тугопластичные суглинки ($\gamma_L = 0,4$; $\gamma = 18,1 \text{ кН/м}^3$, $\varphi_T = 21^\circ$, $C_T = 85 \text{ кН/м}^2$). Бурение скважин и бетонирование их производят без крепления отенок.

Из условия непродавливания грунта между сваями (п.2.4 рекомендации) расстояние между сваями в свету назначаем равным 0,7 м, что также превышает необходимое расстояние, требуемое по технологии производства работ.

Тогда расстояние между осями свай в ряду - $0,7 + 0,8 = 1,5 \text{ м}$.

Нагрузки приводим к одному ряду свай (рис.14б):

$$Q = 3,5 \cdot 1,5 = 5,3 \text{ кН}; \quad q_1 = 706 \cdot 1,5 = 10,6 \text{ кН/м};$$

$$q_2 = 69,33 \cdot 1,5 = 104 \text{ кН/м};$$

Высоту ростверка определим по формуле (1) рекомендуемой

$$h_p \geq \frac{a}{4} = \frac{2,8}{4} = 0,7 \text{ м} \quad \text{Принимаем высоту ростверка равной } 0,8 \text{ м.}$$

Момент инерции поперечного сечения свай равен:

$$J = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 0,8^4}{64} = 2,01 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$$

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию и начальный модуль упругости были определены в примере расчета одно-рядной подпорной стены - $M=250$; $E_s = 2,65 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$.

Тогда жесткость поперечного сечения свай ^{при} изгибе равна

$$E_s J = 2,65 \cdot 10^7 \cdot 2,01 \cdot 10^{-2} = 5,327 \cdot 10^5 \text{ кНм}^2$$

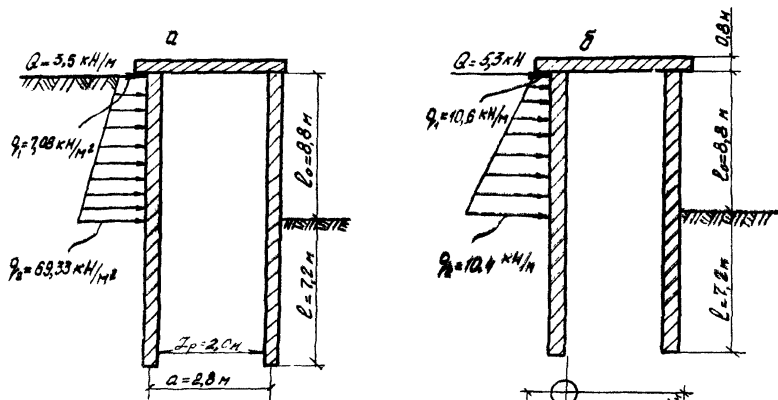
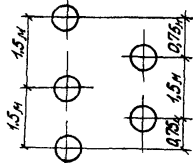


Рис. 14. К примеру расчета двухрядной подпорной стены.

а - схема нагрузок на 1 п/м стены;

б - схема нагрузок на один ряд свай.



По табл. I рекомендаций принимаем $K=5000 \text{ кН/м}^4$

Условная ширина сваи вычисляется по приложению к Руководству по проектированию свайных фундаментов

$$b_c = (d+1) \cdot k_\phi \cdot k$$

где $k_\phi = 0,9$

$$k = k_1 + \frac{(1-k_1) \cdot \Delta p}{2(d+1)} = 0,6 + \frac{0,4 \cdot 2,0}{2(0,8+1)} = 0,822$$

$$\text{Тогда } b_c = (0,8+1) \cdot 0,9 \cdot 0,822 = 1,33 \text{ м} < 1,5 \text{ м}$$

$$\text{Значению } \frac{10^5 \cdot K \cdot b_c}{E \delta \gamma} = \frac{10^5 \cdot 5000 \cdot 1,33}{5,327 \cdot 10^5} = 1248 \text{ м}^{-5}$$

По табл. 2 приложения к Руководству по проектированию свайных фундаментов соответствует величина коэффициента деформации

$$\alpha_g = 0,416 \text{ 1/м}$$

Тогда приведенная глубина погружения сваи в грунт равна:

$$\bar{e} = 0,416 \cdot 7,2 = 3,0 > 2,5$$

Перемещения $\delta_{нн}$, $\delta_{мн} = \delta_{нн}$, $\delta_{мм}$ определяем по формулам (19), (20) и (21) приложения к Руководству по проектированию свайных фундаментов

$$\delta_{нн} = \frac{A_0}{\alpha_g^3 \cdot E \delta \gamma} = \frac{2,727}{0,416^3 \cdot 5,327 \cdot 10^5} = 7,111 \cdot 10^{-5} \text{ м/кН}$$

$$\delta_{нн} = \delta_{нн} = \frac{B_0}{\alpha_g^2 \cdot E \delta \gamma} = \frac{1,758}{0,416^2 \cdot 5,327 \cdot 10^5} = 1,907 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кН}$$

$$\delta_{мм} = \frac{C_0}{\alpha_g \cdot E \delta \gamma} = \frac{1,818}{0,416 \cdot 5,327 \cdot 10^5} = 0,82 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кНм}$$

Дальнейший расчет производим по п.п. 4.3-4.8 рекомендаций. По формулам (10) и (11) определяем значения поперечной силы и изгибающего момента в сечении I ряда свай в уровне отрывки от внешних нагрузок

$$H_0^b = \frac{Q}{2} + \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot l_0 = \frac{53}{2} + \frac{10,6 + 104}{2} \cdot 8,8 = 506,9 \text{ кН}$$

$$M_0^b = \frac{Q}{2} \cdot l_0 + \frac{(2q_1 + q_2) \cdot l_0^2}{6} + M_3^b = \frac{5,3}{2} \cdot 8,8 + \\ + (2 \cdot 10,6 + 104) \cdot 8,8^2 + M_3^b = 1639,2 + M_3^b$$

Расчетный момент заделки M_3^b от внешних сил определяется из уравнения (12)

$$\frac{H \cdot l_0}{2E\delta y} + \frac{(3q_1 + q_2) \cdot l_0^3}{24E\delta y} + \frac{M_3^b \cdot l_0}{E\delta y} + H_0^b \cdot \delta_{HH} + M_0^b \cdot \delta_{HM} = 0;$$

$$\frac{2,65 \cdot 8,8^2}{2 \cdot 5,327 \cdot 10^5} + \frac{(3 \cdot 10,6 + 104) \cdot 8,8^3}{24 \cdot 5,327 \cdot 10^5} + \frac{M_3^b \cdot 8,8}{5,327 \cdot 10^5} + \\ + 506,9 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} + 1639,2 \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} + M_3^b \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} = 0;$$

$$M_3^b = -1235,4 \text{ кНм}$$

Горизонтальное перемещение, угол поворота сечения сваи I-го ряда в уровне поверхности отрывки грунта от внешней нагрузки определяем по формулам (8) и (9)

$$y_0^b = H_0^b \cdot \delta_{HH} + M_0^b \cdot \delta_{HM} = 506,9 \cdot 7,111 \cdot 10^{-5} + (1639,2 - \\ - 1235,4) \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} = 437,46 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 4,4 \text{ см}$$

$$\psi_0^b = H_0^b \cdot \delta_{HM} + M_0^b \cdot \delta_{MM} = 506,9 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} + \\ + 403,8 \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} = 129,777 \cdot 10^{-4} \text{ рад.}$$

Перемещение сваи I-го ряда в уровне подошвы ростверка от внешних нагрузок определяем по формуле (6)

$$\Delta_r^b = y_0^b + \psi_0^b \cdot l_0 + \frac{H \cdot l_0^3}{3E\delta y} + \frac{(11q_1 + 4q_2) \cdot l_0^4}{120 \cdot E\delta y} +$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{M_3^b \cdot l_0^2}{2E\delta y} = 437,46 \cdot 10^{-4} + 129,777 \cdot 10^4 \cdot 8,8 + \\
& + \frac{2,65 \cdot 8,8^3}{3 \cdot 5,327 \cdot 10^5} + \frac{(11 \cdot 10,6 + 4 \cdot 104) \cdot 8,8^4}{120 \cdot 5,327 \cdot 10^5} - \\
& - \frac{1235,4 \cdot 8,8^2}{2 \cdot 5,327 \cdot 10^5} = 1192,48 \cdot 10^{-4} = 11,9 \text{ см}
\end{aligned}$$

Затем определим момент заделки сваи I-го ряда в ростверк от силы $H_R = 1$ кН из уравнения (17)

$$\begin{aligned}
& \frac{1 \cdot l_0^2}{2E\delta y} + \frac{M_3' \cdot l_0}{E\delta y} + 1 \cdot \delta_{MH} + 1 \cdot l_0 \cdot \delta_{MH} - M_3' \cdot \delta_{MM} = 0, \\
& \frac{1 \cdot 8,8^2}{2 \cdot 5,327 \cdot 10^5} + \frac{M_3' \cdot 8,8}{5,327 \cdot 10^5} + 1 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} + \\
& + 1 \cdot 8,8 \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} + M_3' \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} = 0; \\
& M_3' = -6,631 \text{ кНм}
\end{aligned}$$

Горизонтальное перемещение и угол поворота сечения сваи в уровне поверхности отрывки грунта от силы $H_R = 1$ кН определим по формуле (15) и (16)

$$\begin{aligned}
y_0' &= 1 \cdot \delta_{HH} + (1 \cdot l_0 + M_3') \cdot \delta_{HM} = 1 \cdot 7,111 \cdot 10^{-5} + \\
& + (1 \cdot 8,8 - 6,631) \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} = 11,247 \cdot 10^{-5} \text{ м}; \\
\psi_0' &= 1 \cdot \delta_{MH} + (1 \cdot l_0 + M_3') \cdot \delta_{MM} = 1 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} + \\
& + (1 \cdot 8,8 - 6,631) \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} = 3,686 \cdot 10^{-5} \text{ рад}.
\end{aligned}$$

Горизонтальное перемещение сваи I-го ряда в уровне подошвы ростверка от $H_R = 1$ кН определим по формуле (19)

$$\Delta_r' = y_0' + \psi_0' \cdot l_0 + \frac{1 \cdot l_0^3}{3EI_{\delta y}} + \frac{M_3' \cdot l_0^2}{2EI_{\delta y}} =$$

$$= 11,247 \cdot 10^{-5} + 3,686 \cdot 10^{-5} \cdot 8,8 + \frac{1 \cdot 8,8^3}{3 \cdot 5,327 \cdot 10^5} -$$

$$- \frac{6,631 \cdot 8,8^2}{2 \cdot 5,327 \cdot 10^5} = 38,129 \cdot 10^{-5} \text{ м}$$

Значение f определим по формуле (18)

$$f = \frac{\Delta_r^b}{\left(1 + \frac{1}{n-1}\right) \Delta_r'} = \frac{1192,48 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 38,129 \cdot 10^{-5}} = 156,37$$

Горизонтальное перемещение и угол поворота сечения сваи I-го ряда от реакции 2 ряда определим по формулам (13) и (14)

$$y_0^R = f \cdot y_0' = 156,37 \cdot 11,247 \cdot 10^{-5} = 175,869 \cdot 10^{-4} \text{ м}$$

$$\psi_0^R = f \cdot \psi_0' = 156,37 \cdot 3,686 \cdot 10^{-5} = 57,638 \cdot 10^{-4} \text{ рад.}$$

По формулам (20) и (21) определяем M_3^R и H_R

$$M_3^R = f \cdot M_3' = 156,37(-6,631) = -1036,9 \text{ кНм}$$

$$H_R = f \cdot 1 = 156,3 \text{ кН}$$

Перемещение сваи I-го ряда в уровне подошвы ростверка от реакции 2-го ряда сваи определим по формуле (17)

$$\Delta_r^R = y_0^R + \psi_0^R \cdot l_0 + \frac{H_R \cdot l_0^3}{3EI_{\delta y}} + \frac{M_3^R \cdot l_0^2}{2EI_{\delta y}} = 175,869 \cdot 10^{-4} +$$

$$+ 57,638 \cdot 10^{-4} \cdot 8,8 \cdot \frac{156,37 \cdot 8,8^3}{3 \cdot 5,327 \cdot 10^5} - \frac{1036,9 \cdot 8,8^2}{2 \cdot 5,327 \cdot 10^5} =$$

$$= 596,202 \cdot 10^{-4} \text{ м}$$

Расчетная величина горизонтального перемещения сваи в уровне подошвы ростверка равна

$$\Delta_r = 1,2(\Delta_r^b - \Delta_r^R) = 1,2(1192,48 \cdot 10^{-4} - 596,202 \cdot 10^{-4}) =$$

$$= 715 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 7,15 \text{ см}$$

Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы в голове свай I-го ряда от действия всех нагрузок

$$M_3 = M_3^B - M_3^R = (-1235,4) - (-1036,9) = -198,5 \text{ кНм}$$

$$H^1 = H - H_R = 2,65 - 156,37 = -153,7 \text{ кН}$$

Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы в уровне подошвы ростверка для свай 2-го ряда определим по формулам (23) и (24)

$$M_3^R = \frac{M_3^B}{n-1} = \frac{-1036,9}{1} = -1036,9 \text{ кНм}$$

$$H^2 = \frac{H_R + H}{n-1} = \frac{156,37 + 2,65}{1} = 159 \text{ кН}$$

Дальнейший расчет свай I-го ряда и 2-го ряда производим как одиночных в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию свайных фундаментов. Схема нагрузок показана на рис. 15.

Сваи I ряда

$$H_0 = H + \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot l_0 = -153,7 + \frac{10,6 + 10,4}{2} \cdot 8,8 = 350,54 \text{ кН}$$

$$M_0 = M - H \cdot l_0 + (2q_1 + q_2) \cdot \frac{l_0^2}{6} = -198,5 - 153,7 \cdot 8,8 + (2 \cdot 10,6 + 10,4) \cdot \frac{8,8^2}{6} = 64,85 \text{ кНм}$$

$$y_0 = 350,54 \cdot 7,111 \cdot 10^{-5} + 64,85 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} = 261,636 \cdot 10^{-4} \text{ м}$$

$$\varphi_0 = 350,54 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} + 64,85 \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} = 72,166 \cdot 10^{-4} \text{ рад}$$

Расчетное давление $\tilde{\sigma}_z$, кН/м², на грунт по контакту с боковой поверхностью свай, возникающее на глубине z , а также расчетный изгибающий момент M_z , кНм, поперечная сила Q_z , кН, действующие на глубине z в сечении сваи I ряда определены по формулам приложения СНиП П-17-77 (16), (17), (18) приведенны на рис. 16.

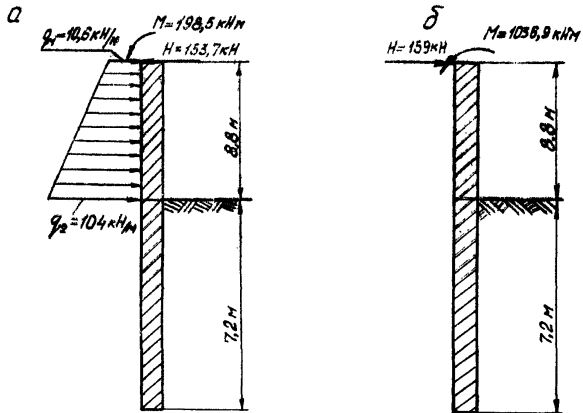


Рис. 15. Расчетная схема свай
 а - первого ряда; б - второго ряда

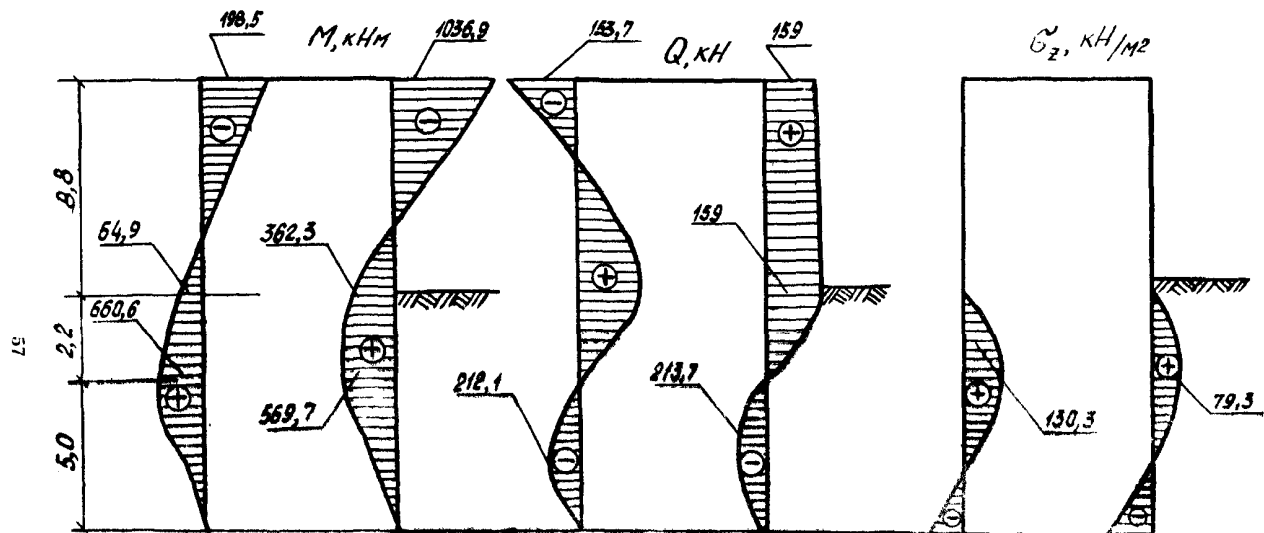


Рис. 16. Расчетные значения M_z , Q_z и σ_z по длине
стрела сваи.

Свай 2-го ряда

$$H_0 = H = 159 \text{ кН}$$

$$M_0 = M + H_0 \cdot l_0 = -1036,9 + 159 \cdot 8,8 = 362,3 \text{ кНм}$$

$$y_0 = 159 \cdot 7,111 \cdot 10^{-5} + 362,3 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} = 182,16 \cdot 10^{-4} \text{ м}$$

$$\varphi_0 = 159 \cdot 1,907 \cdot 10^{-5} + 362,3 \cdot 0,82 \cdot 10^{-5} = 60,03 \cdot 10^{-4} \text{ рад.}$$

Расчетное давление, σ_z , кН/м², на грунт по контакту с боковой поверхностью свай, возникающее на глубине Z , а также расчетный изгибающий момент M_z , кНм, поперечная сила Q_z , кН, действующие на глубине Z в сечении свай 2 ряда приведены на рис. 16.

Расчет устойчивости основания, окружающего свай, производится по условию (I4) приложения СНиП П-17-77 с учетом п.4.2

Рекомендаций на глубине $Z = \frac{0,85}{\alpha \beta} = \frac{0,85}{0,416} = 2,04 \text{ м}$

$$\begin{aligned} \sigma &= \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{1}{\cos \varphi_1} \cdot (\gamma_1 \cdot Z \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi \cdot c_1) = \\ &= 0,8 \cdot \frac{1}{\cos 21^\circ} (18,1 \cdot 2,04 \cdot \operatorname{tg} 21^\circ + 0,3 \cdot 40) = 136 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

Для свай I-го ряда

$$\sigma_z = 130,3 \text{ кН/м}^2 < 136 \text{ кН/м}^2$$

Для свай 2-го ряда

$$\sigma_z = 79,3 \text{ кН/м}^2 < 136 \text{ кН/м}^2$$

Следовательно, условие (I4) приложения СНиП соблюдается.

Далее производим перераспределение изгибающих моментов в двухрядной полнорной стенке в соответствии с п.п. 4.9+4.11 Рекомендаций.

Эпюры изгибающих моментов показаны на рис. 17.

Армирование поперечного сечения свай производится по максимальному изгибающему моменту, полученному в результате перераспределения усилий. Продольную арматуру расположим

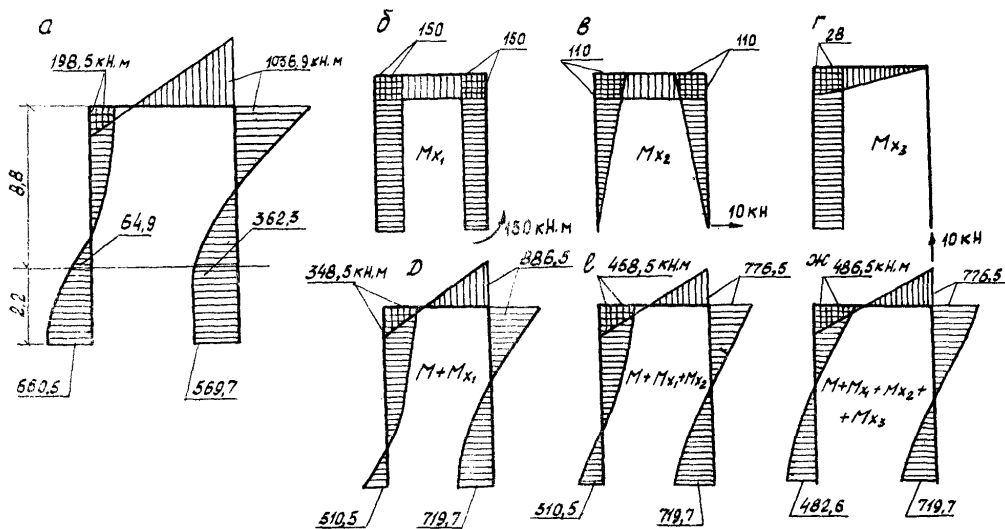


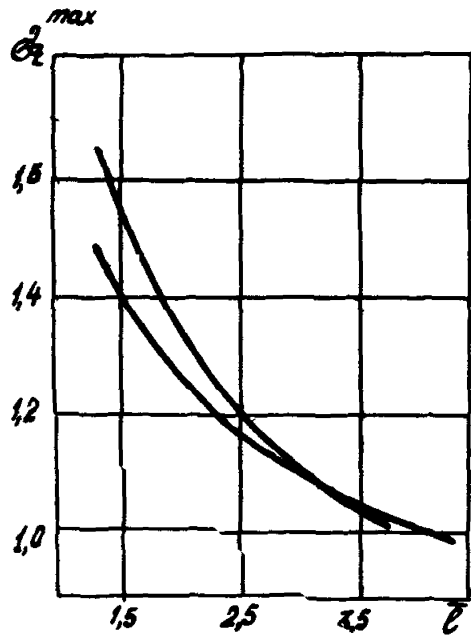
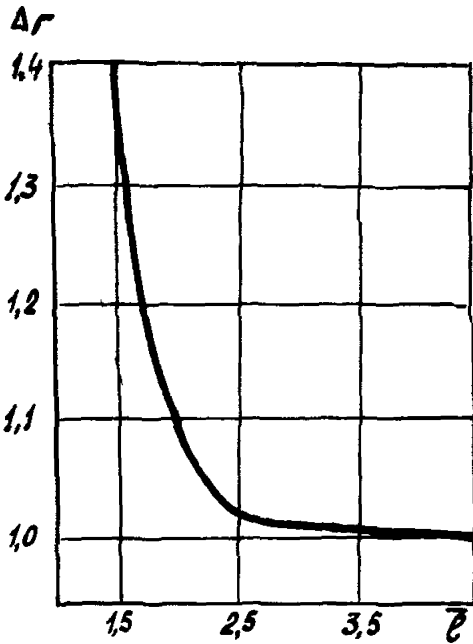
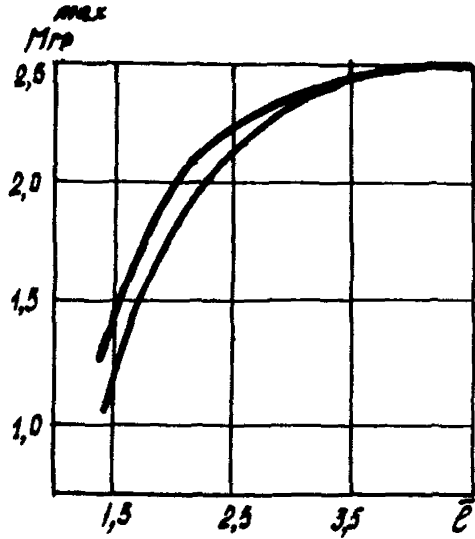
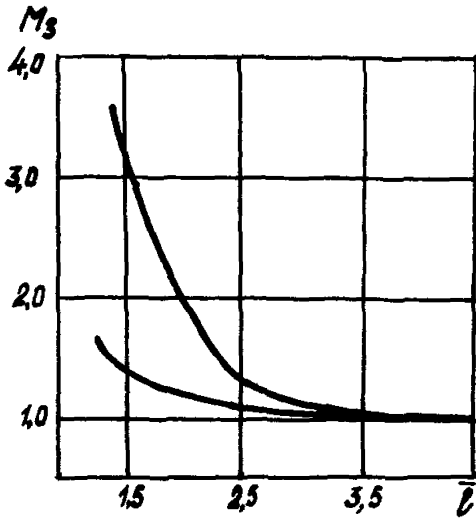
Рис. 17. Перераспределение усилий в двухрядной подпорной стене,
 а — эпюра М_{изг} после расчета по Рекомендациям; б, в и г — эпюры от
 известных неизвестных; д, е и ж — результирующие эпюры.

равномерно по периметру сечения свай.

Для выбора параметров буронабивных свай подпорной стены в приложениях 7, 8 и 9 приведены графики изменения расчетных величин момента заделки M_3 в ростверк, максимального изгибающего момента M^{MAX} в грунте ниже отрывки, максимального давления σ^{MAX} на грунт по контакту боковой поверхностью свай и горизонтального перемещения ростверка Δ_r (в относительных значениях) соответственно в зависимости от приведенной глубины погружения свай в грунт \bar{e} , расстояния между рядами свай в осях a и диаметра свай.

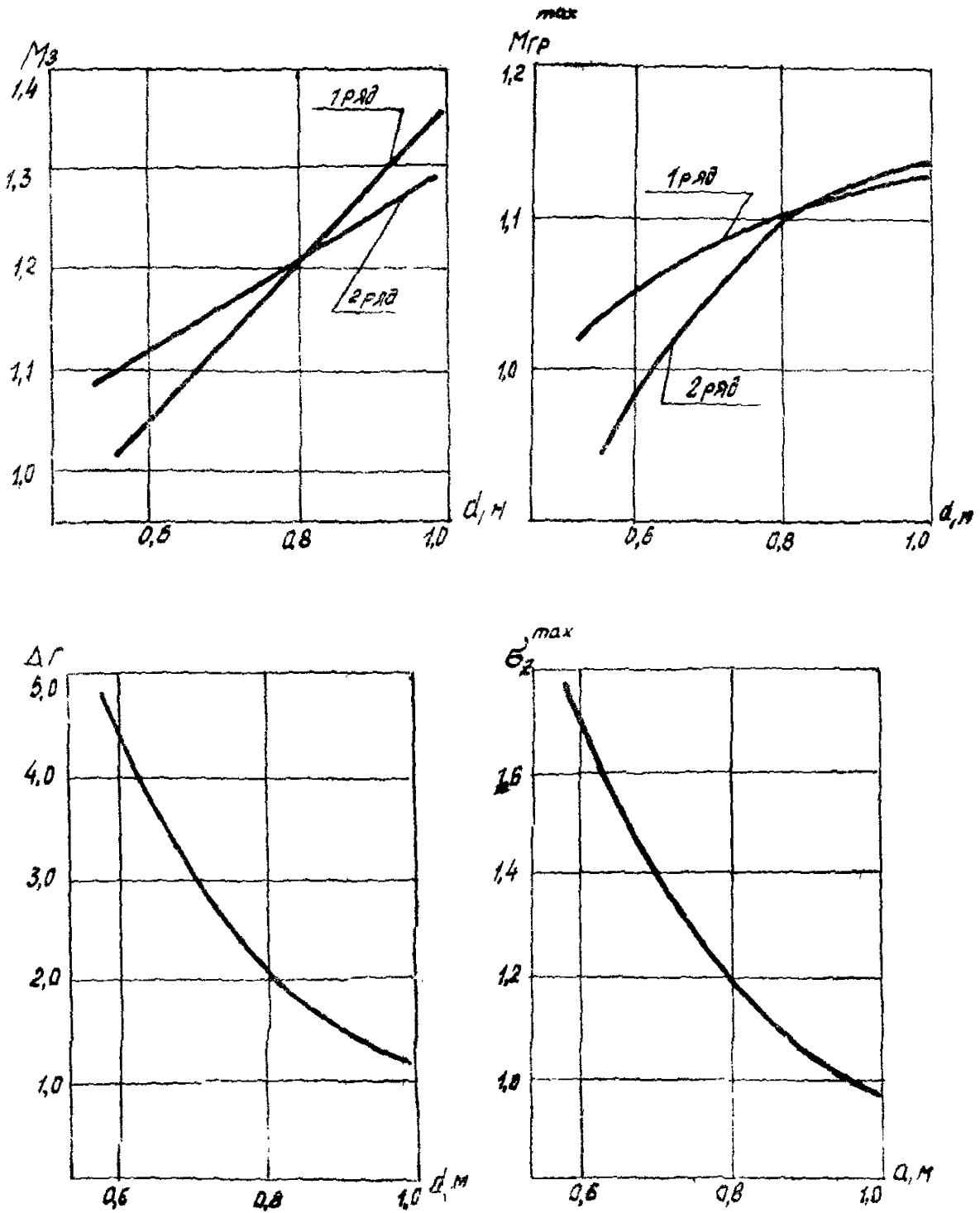
Приложение 7

Графики изменения расчетных значений M , σ_{Σ} и Δr
в зависимости от приведенной длины стержня, \bar{l} .



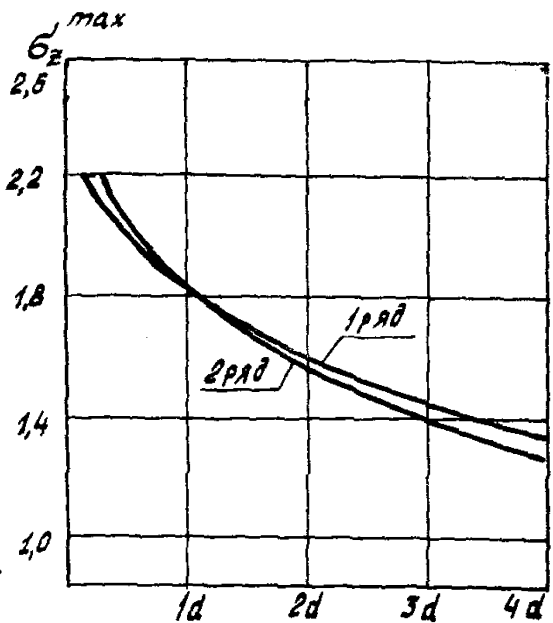
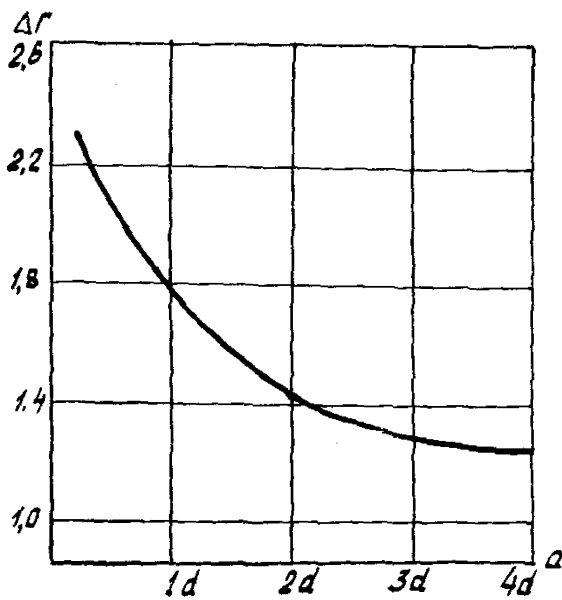
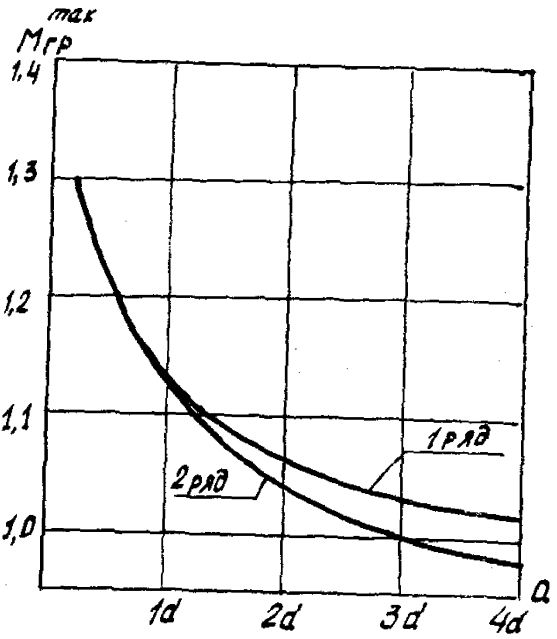
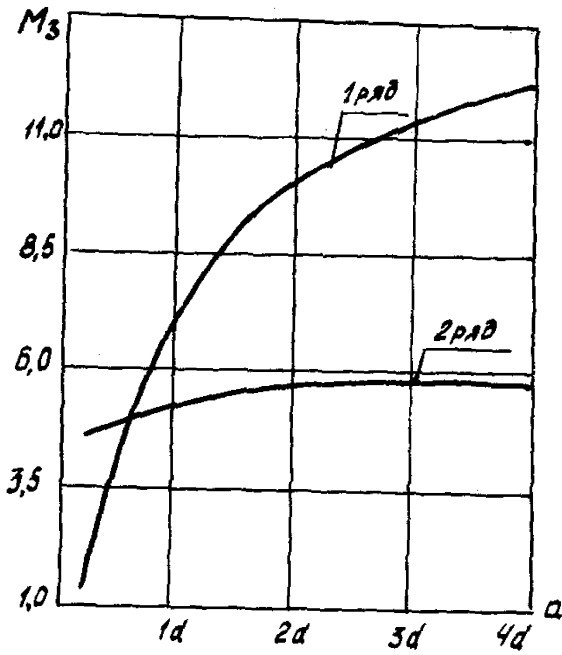
Приложение 8,

Графики изменения расчетных величин M , σ_2 и Δr
в зависимости от диаметра сваи, d .



Приложение 9

Графики изменения расчетных величин M , σ_2 и Δr
в зависимости от расстояния между рядами свай
в осях, а.



Приложение IO

Пример статистической обработки результатов статических испытаний свай на горизонтальную нагрузку и определение коэффициента пропорциональности K и допускаемого расчетного давления на грунт боковой поверхностью свай.

На строительной площадке были испытаны на горизонтальную нагрузку 8 шт. буронабивных свай диаметром ствола 0,8 м длиной 10 м. Бетон $M=300$. Бурение скважин и бетонирование их производилось под глинистым раствором.

В соответствии с требованиями п.6.6 главы СНиП по проектированию свайных фундаментов при испытании свай горизонтальной нагрузкой за частное значение предельного сопротивления $\Phi_{пр}$, кН, принимали такую нагрузку, без увеличения которой перемещение сваи непрерывно возрастает.

Результаты статических испытаний свай представлены в таблице

№ свай	$\Phi_{пр}$, кН	$\Phi_{пр} - \Phi_{гпр}$, кН	$(\Phi_{пр} - \Phi_{гпр})^2$
1	360	-25	625
2	380	-45	2025
3	230	+5	25
4	360	-25	625
5	280	+55	3025
6	250	+85	7225
7	420	-85	7225
8	400	-65	4225
$\Sigma = 2680$		$\Sigma = 25000$	

$$\bar{\Phi}_{np} = \frac{\sum \Phi_{np}}{n} = \frac{2680}{8} = 335 \text{ кН}$$

Для исключения грубых ошибок определим смещенную оценку среднеквадратичного отклонения Φ_{np} по формуле (5) ГОСТ 20522-75.

$$S_{см} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n-1} (\bar{\Phi}_{np} - \Phi_{i, np})^2} = \sqrt{\frac{1}{8} \cdot 25000} = 55,9$$

Подлежат исключению те частные значения Φ_{np} , для которых не выполняется условие:

$$|\bar{\Phi}_{np} - \Phi_{i, np}| < \gamma \cdot S_{см},$$

где γ - статистический критерий, принимаемый в зависимости от числа определений по табл. I приложения I ГОСТ 20522-75.

$$\text{При } n = 8 \quad \gamma = 2.27$$

Тогда максимальное значение $|\bar{\Phi}_{np} - \Phi_{i, np}| = 85 \text{ кН} < 2.27 \cdot 55,9 = 126,89 \text{ кН}$.

Следовательно, среди значений Φ_{np} при статических испытаниях свай не было грубых ошибок.

Согласно п.3.2 ГОСТ 20522-75

$$\Phi_{np}^H = \bar{\Phi}_{np} = 335 \text{ кН}$$

Коэффициент K_n вычисляем по формуле (13) ГОСТ 20522-75

$$K_n = \frac{1}{1-\rho},$$

где ρ - показатель точности оценки среднего значения Φ_{np}^H

$$\rho = \frac{t_\alpha \cdot \gamma}{\sqrt{n}},$$

где t_α - коэффициент, принимаемый табл.2 приложения I ГОСТ 20522-75 в зависимости от заданной односторонней вероятной вероятности α для числа степеней свободы

$$k = n - 1 = 8 - 1 = 7$$

γ - коэффициент вариации, определяемый по формуле (3)

ГОСТ 20522-75

$$\nu = \frac{G}{\Phi_{np}}$$

где G - среднее квадратичное отклонение, определяемое по формуле (2) ГОСТ 20522-75

$$G = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n-1} (\Phi_{np}^i - \Phi_{np})^2}$$

Согласно п.3.15 главы СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений при расчетах оснований по несущей способности $\alpha = 0,95$. Тогда $t_\alpha = 1,86$

$$\tilde{G} = \sqrt{\frac{1}{8-1} \cdot 25000} = 59,77$$

$$\nu = \frac{\tilde{G}}{\Phi_{np}} = \frac{59,77}{355} = 0,168$$

$$\rho = \frac{t_\alpha \cdot \nu}{\sqrt{n}} = \frac{1,86 \cdot 0,168}{\sqrt{8}} = 0,11.$$

Принимаем максимальное значение K_r

$$K_r = \frac{1}{1-0,11} = 1,12$$

Тогда несущая способность равна

$$Q = m \cdot \frac{\Phi_{np}^H}{K_r} = 1 \cdot \frac{335}{1,12} = 299,1 \text{ кН.}$$

где m - коэффициент условий работы по СНиП П-17-77 равный 1,0.

Расчетная нагрузка по СНиП П-17-77, допускаемая на сваю, по результатам статических испытаний на горизонтальную нагрузку с учетом требований п.5.3 настоящих Рекомендаций равна

$$P = \frac{Q}{K_H} = \frac{299,1}{1,4} = 213,6 \text{ кН}$$

Этому значению P соответствует по данным статических испытаний среднеарифметическое значение горизонтальных перемещений головы сваи, равное 44,5 мм.

Определим методом последовательных приближений по приложению к Руководству по проектированию свайных фундаментов значения K и \tilde{G} доп.

$$Y = 2,01 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4; \quad E_s = 2,25 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2;$$

$$E_s Y = 2,01 \cdot 10^{-2} \cdot 2,25 \cdot 10^7 = 4,52 \cdot 10^5 \text{ кНм}^2;$$

$$b_c = d + 1 = 0,8 + 1 = 1,8 \text{ м};$$

$$R_{np} = 13500 \cdot 0,85 \cdot 0,7 = 8032,5 \text{ кН/м}^2$$

Согласно данным инженерно-геологических изысканий коэффициент пропорциональности принимаем равным $K = 1000 \text{ кН/м}^4$

$$V = \frac{10^5 \cdot K \cdot b_c}{E_s Y} = \frac{10^5 \cdot 1000 \cdot 1,8}{4,52 \cdot 10^5} = 398,2 \text{ м}^{-5}$$

чему соответствует величина коэффициента деформации

$$\alpha_g = 0,331 \text{ м}^{-1}$$

$$\text{Тогда } \bar{c} = 0,331 \cdot 10 = 3,3 > 2,6$$

По формуле (13) приложения к Руководству по проектированию свайных фундаментов определим величину горизонтального перемещения головы свай

$$\Delta_r = \frac{H \cdot l_m^3}{3 E_s Y} = \frac{213,6 \cdot 6,797^3}{3 \cdot 4,52 \cdot 10^5} = 4,946 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 49,5 \text{ мм}$$

что превышает $\Delta_r = 44,5 \text{ мм}$ по данным статических испытаний свай. Принимаем $K = 1200 \text{ кН/м}^4$

$$V = \frac{10^5 \cdot K \cdot b_c}{E_s Y} = \frac{10^5 \cdot 1200 \cdot 1,8}{4,52 \cdot 10^5} = 477,8 \text{ м}^{-5};$$

$$\alpha_g = 0,343 \text{ м}^{-1}; \quad \bar{c} = 0,343 \cdot 10 = 3,4 > 2,6;$$

$$\Delta_r = \frac{213,6 \cdot 6,56^3}{3 \cdot 4,52 \cdot 10^5} = 4,446 \cdot 10^{-2} \text{ м} \approx 44,5 \text{ мм}$$

Таким образом, по данным статических испытаний свай на горизонтальную нагрузку $K = 1200 \text{ кН/м}^4$.

По формуле (31) Руководства по проектированию свайных фундаментов определим расчетное (допускаемое) давление на грунт по контакту с боковой поверхностью свай на глубине

$$\sigma_{\text{доп.}} = \frac{10 \cdot H_0 \cdot Z \cdot \xi_r}{9 \cdot b_c \cdot Z^2} = \frac{10 \cdot 213,6 \cdot 0,82}{9 \cdot 1,8 \cdot 2,478} = 43,6 \text{ кН/м}^2$$

СО Д Е Р Ж А Н И Е

	стр.
1. Общие положения	3
2. Конструктивные требования	3
3. Общие положения расчета подпорных стен из буронабивных свай	8
4. Расчет подпорных стен из буронабивных свай на горизонтальные и моментные нагрузки	10
5. Определение коэффициента пропорциональности грунта по результатам статических испытаний свай на горизонтальную нагрузку	23
6. Расчет по прочности изгибаемых элементов круглого сечения, нормального к продольной оси	24

ПРИЛОЖЕНИЯ

1. Пример расчета подпорных стен при однорядном расположении свай	34
2. Схема армирования свай подпорной стены при однорядном их расположении	42
3. Примеры расчета на прочность изгибаемых элементов круглого сечения с неравномерным расположением продольной арматуры в поперечном сечении	43
4. Графики изменения расчетных величин M , σ_{uy} в зависимости от приведенной длины свай, \bar{l}	47
5. Графики изменения расчетных величин M , σ_{uy} в зависимости от диаметра свай, d	48
6. Пример расчета двухрядной подпорной стены из буронабивных свай	49
7. Графики изменения расчетных величин M , σ_z и Δr в зависимости от приведенной длины свай, \bar{l}	61
8. Графики изменения расчетных величин M , σ_z и Δr в зависимости от диаметра свай	62

9. Графики изменения расчетных величин M , σ_z ,
 Δr в зависимости от расстояния между
 рядами свай в осях, a 63
10. Пример статистической обработки результа-
 тов статических испытаний свай на горизон-
 тальную нагрузку и определение коэффициента
 пропорциональности K и допускаемого расчет-
 ного давления σ_z на грунт боковой поверхностью
 свай 64

Всесоюзный научно-исследовательский институт гидромеханизации,
 санитарно-технических и специальных строительных работ
 ВНИИГС

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ
 ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ ПОДПОРНЫХ СТЕН
 ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

Технический редактор О.В. Карасев
 Корректор С.Ф. Бенда

БФ 34717. Подпис. к печ. 7.05.84. Формат бумаги 60x84¹/16.
 Бумага офсетная. Обсетная печать. Усл. печ. л. 4, 25. Уч.-изд. л. 3.
 Заказ 1340. Тираж 500 экз.

Литопечатная лаборатория ЧИСП Госстроя УССР,
 252180, Киев-180, ул.И. Клименко, 5/2.