



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
УКРАИНЫ
ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ СТРОИТЕЛЬСТВА
И АРХИТЕКТУРЫ

Специальность 192

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

**к выполнению практических работ и индивидуального задания
по дисциплине «Механика грунтов и инженерные изыскания»
(цикл «Механика грунтов»)
кафедры «Геотехники, подземных и гидротехнических сооружений»**

ХАРЬКОВ 2021

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ
ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

Специальность 192

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

**к выполнению практических работ и индивидуального задания
по дисциплине «Механика грунтов и инженерные изыскания»
(цикл «Механика грунтов»)
кафедры «Геотехники, подземных и гидротехнических сооружений»
для иностранных соискателей высшего образования**

**Рекомендовано кафедрой
ГПГС
Протокол № 11 от 28.12.2020**

ХАРЬКОВ 2021

Методические указания к выполнению практических работ и индивидуального задания по дисциплине «Механика грунтов и инженерные изыскания» (цикл «Механика грунтов») для иностранных соискателей высшего образования специальности 192 «Строительство и гражданская инженерия» / Составители: А.В. Самородов, Есакова С.В., Чепурной Д.О., Кротов О.В., Табачников С.В. Харьков, ХНУСА, 2021. 63 с.

Рецензент А.И. Бондаренко

Кафедра геотехники, подземных и гидротехнических сооружений

ВСТУПЛЕНИЕ

Методические указания к выполнению практических работ и индивидуального задания разработаны в соответствии с рабочей программой ВБ 1.8 «Механика грунтов и инженерные изыскания» для соискателей высшего образования специальности 192 «Строительство и гражданская инженерия».

Междисциплинарные связи учебной дисциплины в соответствии со структурно-логической схемой образовательной программы: ОК 17. Инженерная геология

Задачи. Данные методические указания к выполнения практических занятий и индивидуального задания по дисциплине “Механика грунтов и инженерные изыскания” позволяют соискателям рассчитать массивную и гибкую подпорные стены, используя существующие методы расчета в конкретных геологических условиях строительной площадки.

Цель – закрепление теоретических знаний по теории давления грунта на ограждающие конструкции и приобретение практических навыков в проектировании подпорных стен.

Последовательность выполнения состоит из следующих этапов:

1. Расчет массивной подпорной стенки:

- определение активного и пассивного давлений грунта на подпорную стену, в том числе от нагрузки на поверхности засыпки;
- определение ширины подошвы фундаментной части стенки и усилий, действующих в уровне подошвы;
- расчет несущей способности (устойчивости) основания стенки:
 - аналитическим методом;
 - графоаналитическими методами:
 - расчет устойчивости против плоского и глубинного сдвигов по подошве методом ломанных поверхностей скольжения;
 - расчет устойчивости против глубинного сдвига методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

2. Расчет гибкой подпорной стенки

- определение активного давления грунта на подпорную стенку;
- определение внешних усилий гибкой подпорной стенки без учета вертикальной составляющей;
- определение табличным методом угла поворота, горизонтального перемещения, изгибающего момента, перерезывающей силы и отпора грунта по глубине подпорной стенки;
- подбор площади арматуры сваи в соответствии с принятым сечением в составе гибкой подпорной стенки.

Пример расчета подпорной стенки по заданным исходным данным с краткими теоретическими сведениями по каждому разделу приведен далее. Расчетно-пояснительная записка индивидуального задания должна включать в себя все необходимые расчеты и эскизы и состоять из 30 – 40 страниц формата А4.

ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ

Подпорной стеной называется сооружение, удерживающая грунт от обрушения в откосах насыпей и выемок.

Подпорные стены находят широкое применение в промышленном, гражданском, дорожном, железнодорожном и гидротехническом строительстве, а также в горном деле и фортификации.

Различные примеры применения подпорных стен показаны на рис. 1.

По конструктивному решению подпорные стены подразделяются на массивные и тонкостенные.

В массивных подпорных стенах их устойчивость на сдвиг и опрокидывание при воздействии горизонтального давления грунта обеспечивается в основном собственным весом стены.

В тонкостенных подпорных стенах их устойчивость обеспечивается собственным весом стены и весом грунта, вовлекаемого конструкцией стены в работу, либо защемлением стен в основание (гибкие подпорные стены и шпунтовые ограждения).

Как правило, массивные подпорные стены более материалоемкие и более трудоемкие при возведении, чем тонкостенные, и могут применяться при соответствующем, технико-экономическом обосновании (например, при возведении их из местных материалов, отсутствии сборного железобетона и т.д.).

Массивные подпорные стены отличаются друг от друга формой поперечного профиля и материалом (бетон, бутобетон и т.д.) (рис. 2).

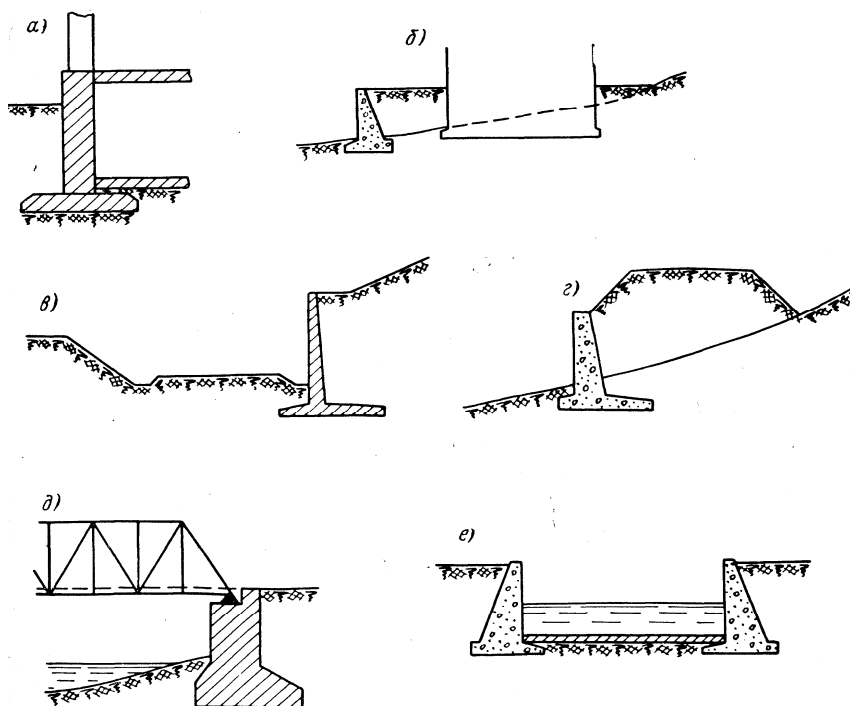


Рис. 1 – Примеры применения подпорных стен

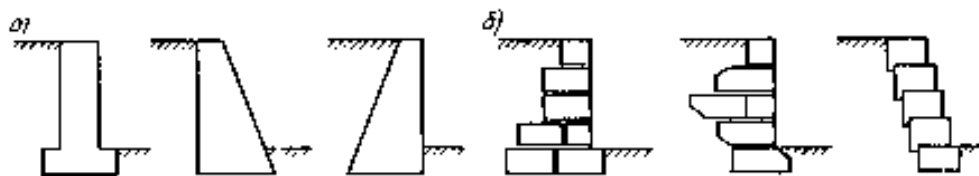


Рис. 2 – Массивные подпорные стены
а - в - монолитные; г - е – блочные

В промышленном и гражданском строительстве, как правило, находят применение *тонкостенные подпорные стены* уголкового типа, приведенные на рис. 3.

По способу изготовления тонкостенные подпорные стены могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными.

Тонкостенные консольные стены уголкового типа состоят из лицевых и фундаментных плит, жестко сопряженных между собой.

В полносборных конструкциях лицевые и фундаментные плиты выполняются из готовых элементов. В сборно-монолитных конструкциях лицевая плита сборная, а фундаментная - монолитная.

Тонкостенные подпорные стены с анкерными тягами состоят из лицевых и фундаментных плит, соединенных анкерными тягами (связями), которые создают в плитах дополнительные опоры, облегчающие их работу.

Сопряжение лицевых и фундаментных плит может быть шарнирным или жестким.

Контрфорсные подпорные стены состоят из ограждающей лицевой плиты, контрфорса и фундаментной плиты. При этом грунтовая нагрузка от лицевой плиты частично или полностью передается на контрфорс.

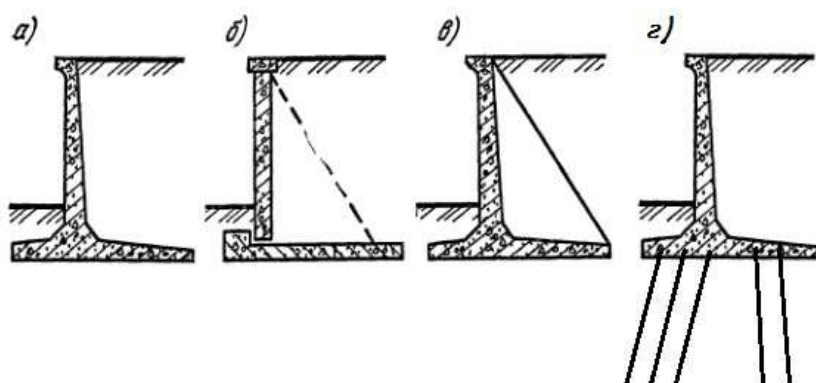


Рис. 3 – Тонкостенные подпорные стены
а - уголкового консольные; б - уголкового анкерные; в – контрфорсные; г – на сваях

Гибкие подпорные стены и шпунтовые ограждения можно выполнять из деревянного, железобетонного и металлического шпунта специального профиля. При небольшой высоте используются консольные стены; высокие стены заанкеривают, устанавливая анкеры в несколько рядов (рис. 4).

Подпорные стены могут быть возведены на естественном основании – скальном или нескальном, искусственном или свайном.

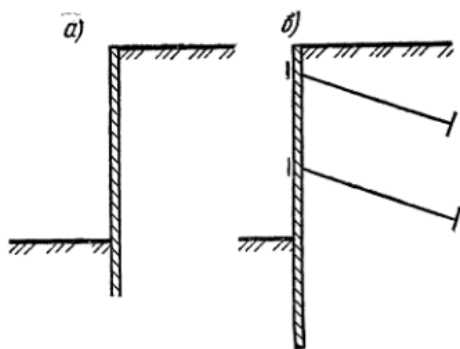


Рис. 4 – Схемы гибких подпорных стен
a - консольная; *б* – с анкерами

РАСЧЕТ МАССИВНОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНЫ

1.1. Определение активного и пассивного давлений грунта на подпорную стену

Давление, оказываемое грунтом засыпки на заднюю грань стены и нагрузки на ее поверхности, может реализоваться в разных видах и значениях, в зависимости от конструктивных особенностей стены, от прочностных характеристик грунта засыпки и основания, от величины и направления перемещений стенки.

При отсутствии перемещения стенки реализуется давление покоя σ_0 . Активное давление грунта σ_a реализуется при перемещении стенки в сторону от засыпки и соответствует минимальному значению давления грунта. Пассивное давление σ_n реализуется при перемещениях стены в сторону засыпки и соответствует максимальному значению давления грунта.

Изменение давления грунта в зависимости от перемещения стенки u представлено на рис. 1.1.

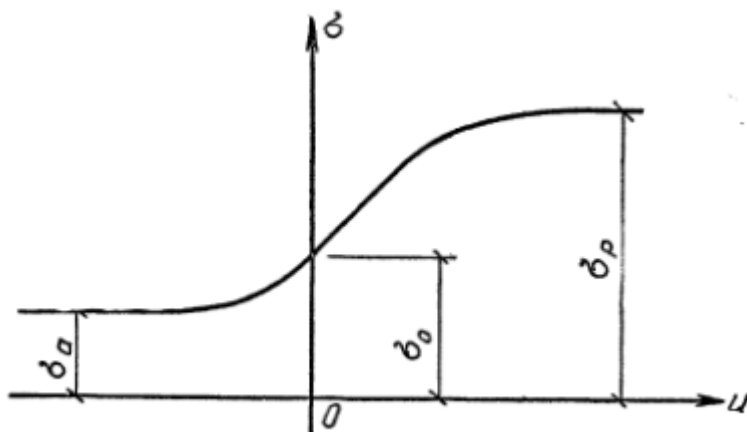


Рис. 1.1 – Изменение давления грунта засыпки σ_i на подпорную стену в зависимости от ее горизонтального перемещения u

Обычно в инженерных расчетах используют величину активного давления σ_a , которое реализуется при достаточно малых перемещениях стенки. В этом случае конструкция стены получается более экономичной, чем в расчетах с использованием давления покоя σ_0 . Если стенка смещается в направлении действия засыпки, т.е. от грунта, то давление резко падает до активного – σ_a . В случае же движения стенки на грунт давление нелинейно возрастает до своего предельного значения – пассивного давления σ_n . Для реализации полной величины σ_n потребуется такая величина перемещения (вследствие уплотняемости грунта), которая не может быть допущена в условиях нормальной эксплуатации стены (~3-4 см).

Для определения давлений на подпорную стенку упрощенно принимаем независимое действие давления грунта и нагрузки на поверхности засыпки, при этом невыгоднейшие

углы наклона призмы обрушения θ_a (в случае активного давления грунта) и призмы выпирания θ_n (в случае пассивного давления грунта) будут равны:

$$\theta_a = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}; \quad (1)$$

$$\theta_n = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}, \quad (2)$$

где φ - угол внутреннего трения грунта.

Коэффициенты активного и пассивного давлений грунта на подпорную стенку соответственно равны:

$$\lambda_{a,i} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_i}{2} \right); \quad (3)$$

$$\lambda_{n,i} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_i}{2} \right), \quad (4)$$

где φ_i - угол внутреннего трения i -го слоя грунта.

Значение верхней ординаты активного давления грунта каждого слоя на подпорную стенку определяем по формуле, кН/м²:

$$\sigma_{a,i+1}^b = \sigma_{z,i} \lambda_{a,i+1}. \quad (5)$$

Значение нижней ординаты активного давления грунта каждого слоя на подпорную стенку определяем по формуле, кН/м²:

$$\sigma_{a,i}^H = \sigma_{z,i} \lambda_{a,i}. \quad (6)$$

где $\sigma_{z,i}$ – вертикальное давление грунта i -го слоя грунта;

$\lambda_{a,i}$ – коэффициент активного давления грунта i -го слоя.

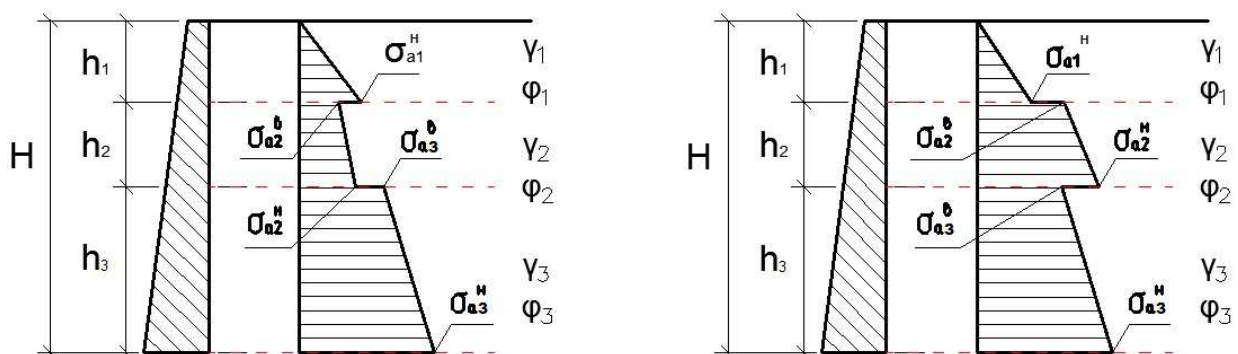


Рис. 1.2 – Активное давление неоднородного грунта

$a - \varphi_1 > \varphi_2 < \varphi_3$; $b - \varphi_1 < \varphi_2 > \varphi_3$

Значение ординат пассивного давления грунта на подпорную стену, определяется аналогично ординатам активного давления слоя грунта, принимая вместо коэффициентов активного давления $\lambda_{a,i}$ коэффициенты пассивного давления $\lambda_{n,i}$ кН/м²:

$$\sigma_{n,i}^H = \sigma_{z,i+1} \lambda_{n,i}. \quad (7)$$

$$\sigma_{n,i}^a = \sigma_{z,i} \lambda_{n,i}. \quad (8)$$

Далее определяем давление грунта от местной нагрузки на поверхности методом с постоянным углом наклона поверхностей скольжения θ .

Настоящий метод основан на решении теории предельного равновесия в предположении образования постоянного угла наклона θ к горизонту и передачи нагрузки на некоторую глубину интенсивностью $q\lambda_a$ по высоте подпорной стенки [4]. Расчетная схема представлена на рис.1.3.

Интенсивность активного давления σ_{aq} на стенку от местной нагрузки на поверхности q равна, кН/м²:

$$\sigma_{aq} = q\lambda_{a,cp}, \quad (9)$$

где q – величина местной нагрузки на поверхности, кН/м²;

$\lambda_{a,cp}$ – средневзвешенное значение коэффициентов активного давления грунта, рассчитываемое по формуле:

$$\lambda_{a,cp} = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_{cp}}{2} \right); \quad (10)$$

где φ_{cp} - средневзвешенное значение угла внутреннего трения, рассчитываемое по формуле:

$$\varphi_{cp} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \varphi_3 h_3}{h_1 + h_2 + h_3}$$

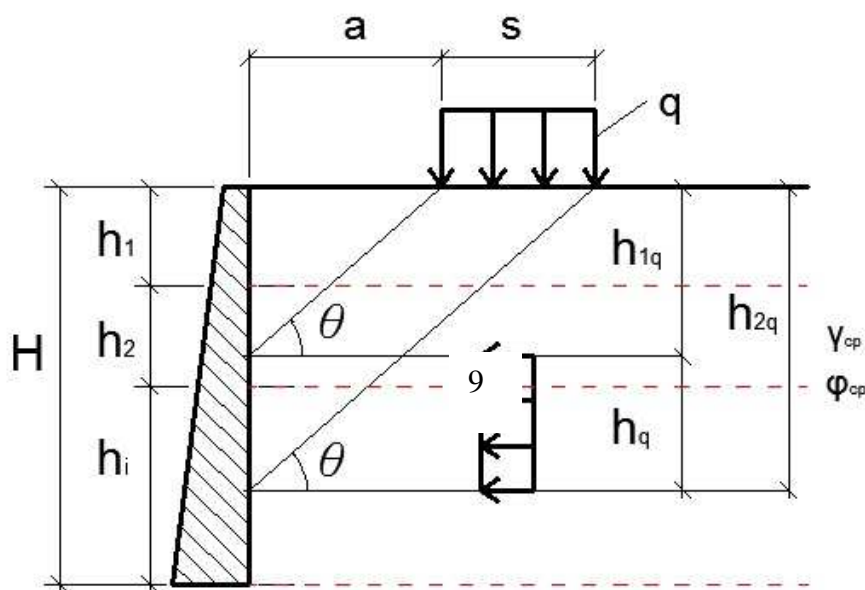


Рис. 1.3 – Распределение горизонтального давления σ_{aq} при постоянном угле наклона поверхностей скольжения θ

1.2. Определение ширины подошвы фундаментной части стенки и усилий, действующих в уровне подошвы

Для определения усилий по подошве фундаментной части подпорной стенки вычислим равнодействующие эпюр давления и расстояния от них до отметки подошвы фундамента.

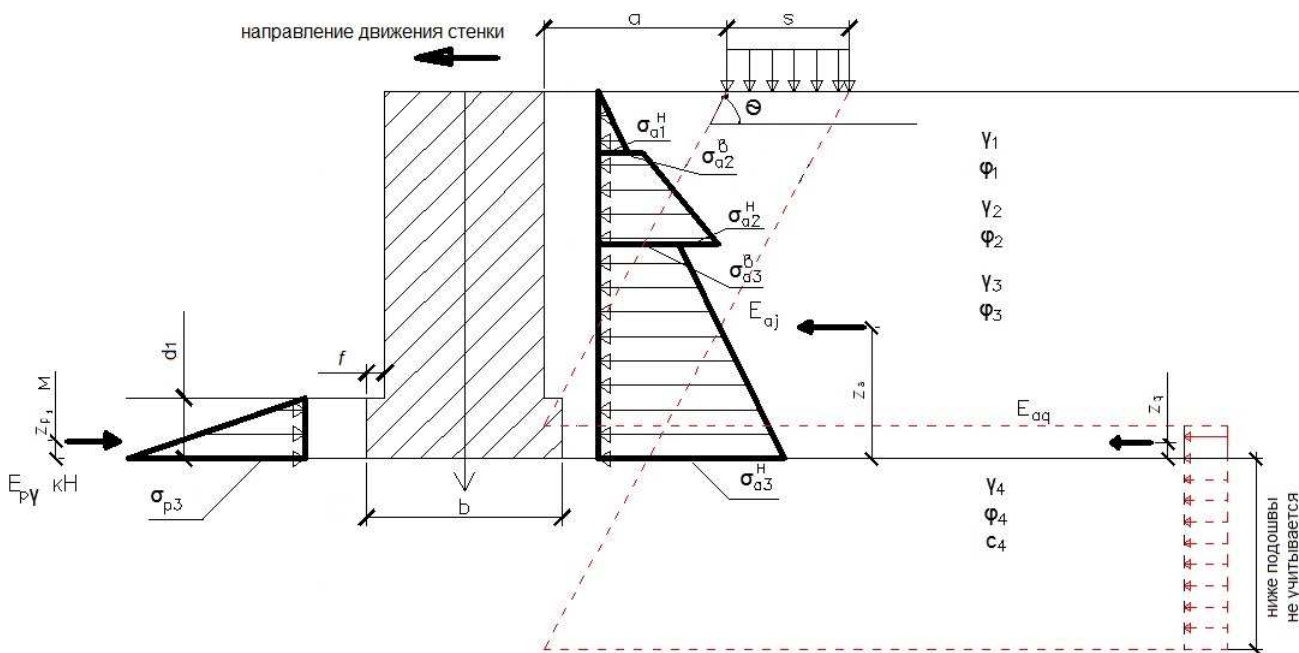


Рис. 1.4 – Схема распределение усилий, действующих на подпорную стену

Определим равнодействующие давлений:

- равнодействующая активного давления грунта:

$$E_{a\gamma} = \sum_{i=1}^n A_{a,i}, \quad (11)$$

где $A_{a,i}$ – площадь эпюры активного давления i -ого слоя грунта, кН;

n – количество слоев грунта.

- равнодействующая пассивного давления грунта:

$$E_p = \sum_{i=1}^n A_{p,i}, \quad (12)$$

где $A_{p,i}$ – площадь эпюры пассивного давления i -го слоя грунта, кН;

- равнодействующая активного давления грунта от местной нагрузки на поверхности:

$$E_{aq} = \sigma_{aq} \cdot h_q, \quad (13)$$

где h_q – высота участка на подпорной стенке, куда передается давление от местной нагрузки на поверхности q , м:

$$h_q = h_{q,2} - h_{q,1}, \quad (14)$$

где $h_{q,1}$ и $h_{q,2}$ – расстояние от уровня действия нагрузки до начала и конца участка на подпорной стенке, куда передается давление от местной нагрузки на поверхности q , соответственно, м.

Определим расстояние $Z_{a\gamma}$ от приложения равнодействующей активного давления грунта $E_{a\gamma}$ до подошвы стенки по формуле:

$$Z_{a\gamma} = \frac{\sum_{i=1}^n A_{a,i} z_{a,i}}{\sum_{i=1}^n A_{a,i}}, \quad (15)$$

где $z_{a,i}$ - расстояние от подошвы подпорной стенки до центра тяжести площади i -ой эпюры активного давления грунта;

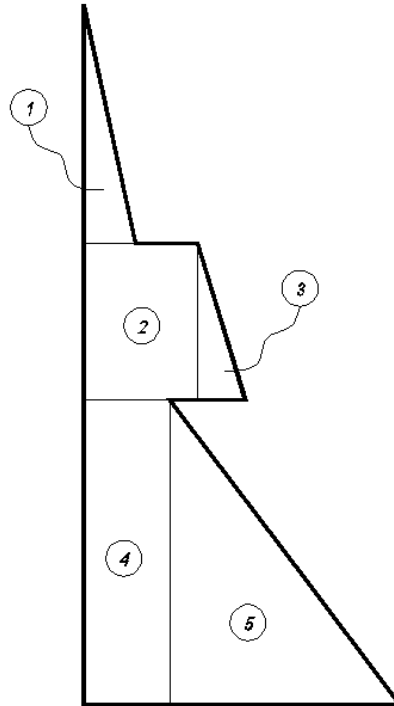


Рис. 1.5 – Предполагаемая схема разбиения площади полной эпюры активного давления грунта на элементарные фигуры

Определим расстояние $Z_{p\gamma}$ от приложения равнодействующей пассивного давления грунта $E_{p\gamma}$ до подошвы стенки по формуле:

$$Z_{p\gamma} = \frac{\sum_{i=1}^n A_{p,i} z_{p,i}}{\sum_{i=1}^n A_{p,i}}, \quad (16)$$

где $z_{p,i}$ - расстояние от подошвы подпорной стенки до центра тяжести площади i -ой эпюры пассивного давления грунта;

Определим расстояние Z_{aq} от приложения равнодействующей E_{aq} , которая находится в центре тяжести эпюры σ_{aq} , от местной нагрузки на поверхности:

$$Z_{aq} = H - h_{q1} - \frac{h_q}{2}. \quad (17)$$

Далее определим усилия, действующие на подпорную стенку, предлагаемого профиля без учета влияния веса грунта на выступах f фундаментной части (рис. 1.6):

- собственный вес подпорной стенки или вертикальное усилие в т. O на погонный метр рассчитывается по формуле:

$$G = F_v = A_H \cdot \gamma_b, \quad (18)$$

где G – собственный вес подпорной стенки, кН;

F_v – вертикальное усилие в т. O , кН;

A_H – площадь профиля подпорной стены высотой H , м²;

γ_b – объемный вес тяжелого бетона, принимается равным 24 кН/м³;

- момент по подошве фундамента рассчитывается по формуле:

$$M = E_{a\gamma} \cdot Z_{a\gamma} - E_{p\gamma} \cdot Z_{p\gamma} + E_{aq} \cdot Z_{aq}. \quad (19)$$

Ширину фундаментной части подпорной стенки b предварительно найдем из условия равенства нулю минимального краевого напряжения, которое, определяется по формуле:

$$p_{\min} = \frac{F_v}{A} - \frac{M}{W} = 0, \quad (20)$$

где A – площадь подошвы подпорной стенки, равная $b \cdot 1$ м.п. (т.к. рассматривается достаточно длинное сооружение), м²;

W – момент сопротивления сечения, м³:

$$W = \frac{b^2 \cdot 1}{6}.$$

Подставив формулу момента сопротивления в условие равенства нулю краевого напряжения, получаем следующее выражение:

$$p_{\min} = \frac{F_v}{b} - \frac{6M}{b^2} = 0,$$

из которого, решив квадратное уравнение путем несложных преобразований, предварительно подставив величину F_v , найдем ширину подошвы b :

$$b = \frac{f(H-d) + \sqrt{f(H-d) + (6HM)/\gamma_b}}{H}, \quad (21)$$

где f – выступ подошвы подпорной стенки, м;

d – глубина заложения подпорной стенки, м.

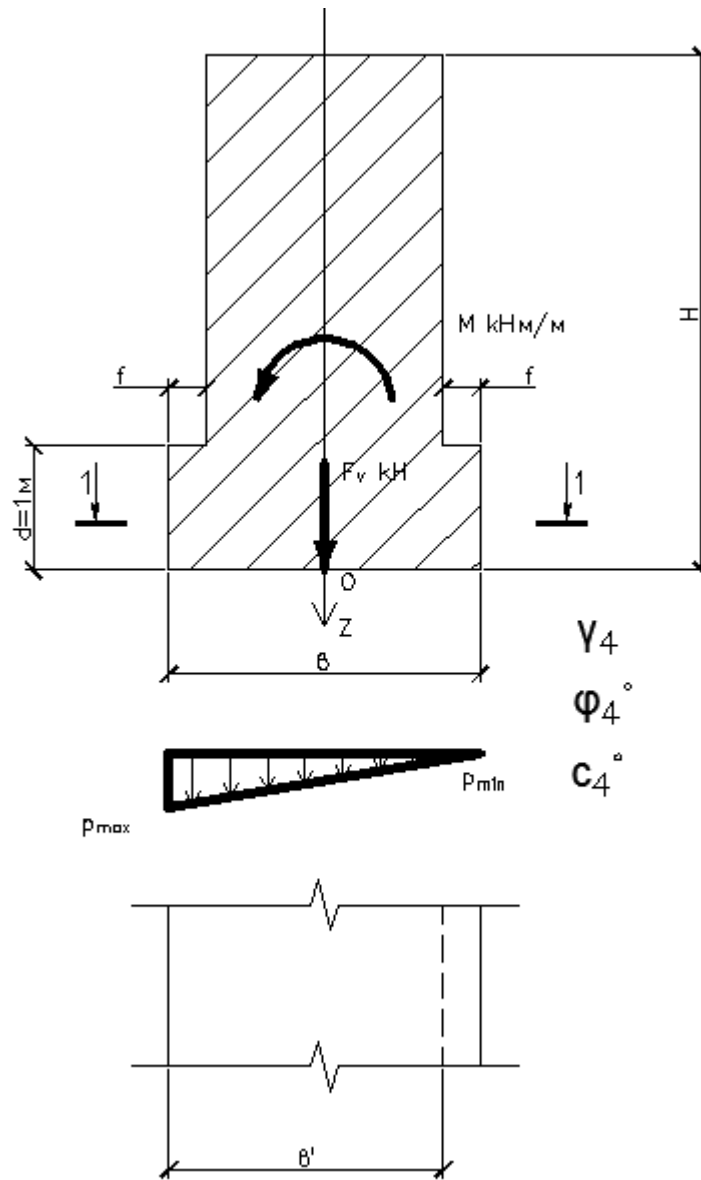


Рис. 1.6 – К определению ширины фундаментной части подпорной стенки b

В случае подпорных стен со сложным профилем по высоте H , ширина подошвы b определяется итерационно.

Проведем проверку допустимых максимальных краевых давлений на основание подпорной стены $p_{\max}$, для этого сначала определим расчетное сопротивление грунта R по формуле Е.1 из ДБН В.2.1-10-2009 [2] для полученной ширины подошвы b :

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma' + M_c \cdot c_4], \quad (22)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые согласно табл. Е7 [2] или табл.1 Приложений;

k – коэффициент, который принимают $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (ϕ , c) были определены непосредственным испытанием, и $k = 1.1$, если они приняты по таблицам;

M_γ , M_q и M_c - коэффициенты, определяемые по табл. Е8 [2] или табл.2 Приложений, в зависимости от φ ;

k_z – коэффициент, который принимают при $b < 10\text{м}$ $k_z = 1$;

b – ширина подошвы подпорной стены, м;

γ – осредненное расчетное значение удельного веса грунта, который залегает ниже подошвы подпорной стены, кН/м³;

γ' – осредненное расчетное значение удельного веса грунта, который залегает выше подошвы подпорной стены, кН/м³:

$$\gamma' = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}; \quad (23)$$

c_4 – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой подпорной стены, кПа;

d_I – глубина заложения подпорной стены от уровня планировки, м.

Проверяем максимальные краевые напряжения:

$$p_{\max} = \frac{F_v}{b} + \frac{6M}{b^2} \leq 1.2R. \quad (24)$$

1.3. Расчет несущей способности (устойчивости) основания стенки

1.3.1. Аналитический метод

Определяем угол наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки на основание из условия

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{E_{a\gamma} + E_{aq}}{F_v}. \quad (25)$$

В случае действия на конструкцию подпорных стен горизонтальных нагрузок, при соблюдении условия $\operatorname{tg} \delta = \frac{\sum F_{sa}}{F_v} \leq \sin \varphi_4$, вертикальная составляющая предельной силы сопротивления основания равна:

$$F_v \leq N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I), \quad (26)$$

где F_{sa} – проекции сдвигающих сил на горизонтальную ось, кН;

φ_4 – угол внутреннего трения грунта, находящегося ниже подошвы;

b' – приведенный размер подошвы фундаментной части, в направлении которого предусмотрена потеря устойчивости основания (рис. 1.6), м:

$$b' = b - 2e_b, \quad (27)$$

e_b – эксцентриситет приложения равнодействующей нагрузки в направлении поперечной оси подпорной стенки, м:

$$e_b = \frac{M}{F_v};$$

l' – приведенная длина подошвы подпорной стенки, принимается равной 1 м;

N_γ, N_q, N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по таблице Ж.1 [2] или табл.3 Приложений;

ξ_γ, ξ_q, ξ_c – коэффициенты формы фундамента, рассчитываемые по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - 0.25/\eta;$$

$$\xi_q = 1 + 1.5/\eta;$$

$$\xi_c = 1 + 0.3/\eta;$$

$\eta = l/b$, для подпорной стенки принимается равным 1;

γ_4 – осредненное расчетное значение удельного веса грунта, который залегает ниже подошвы подпорной стены, кН/м³;

γ_4' – осредненное расчетное значение удельного веса грунта, который залегает выше подошвы подпорной стены, кН/м³:

$$\gamma_4' = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}; \quad (28)$$

c_4 – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой подпорной стены, кПа.

1.3.2. Графоаналитические методы

1.3.2.1. Расчёт устойчивости против глубинного сдвига методом ломаных поверхностей скольжения

Расчет устойчивости против сдвига выполняется по формуле (29). При этом стены с горизонтальной подошвой рассчитываются по трем возможным вариантам сдвига: $\beta = \varphi_4$, $\beta = \varphi_4/2$ и $\beta = 0$ (рис. 1.7).

$$\sum F_{sa} \leq \frac{\gamma_c \sum F_{sr}}{\gamma_n}, \quad (29)$$

где $\sum F_{sa}$ – сумма проекций сдвигающих сил на горизонтальную ось, кН:

$$\sum F_{sa} = E_{a\gamma} + E_{aq}; \quad (30)$$

$\sum F_{sr}$ – сумма проекций удерживающих сил на горизонтальную ось, кН:

$$\sum F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_4 - \beta) + bc_4 + E_{p\gamma}; \quad (31)$$

φ_4, c_4 – прочностные характеристики грунта основания подпорной стенки; значение φ_4 принимается не более 30°, а значение c_4 – не более 5 кПа;

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый равным 0.9;

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1.15.

Равнодействующая пассивного давления $E_{p\gamma}$ вычисляется для слоя грунта $(d + h_{p,i})$, соответствующего значению каждого из принятых углов β .

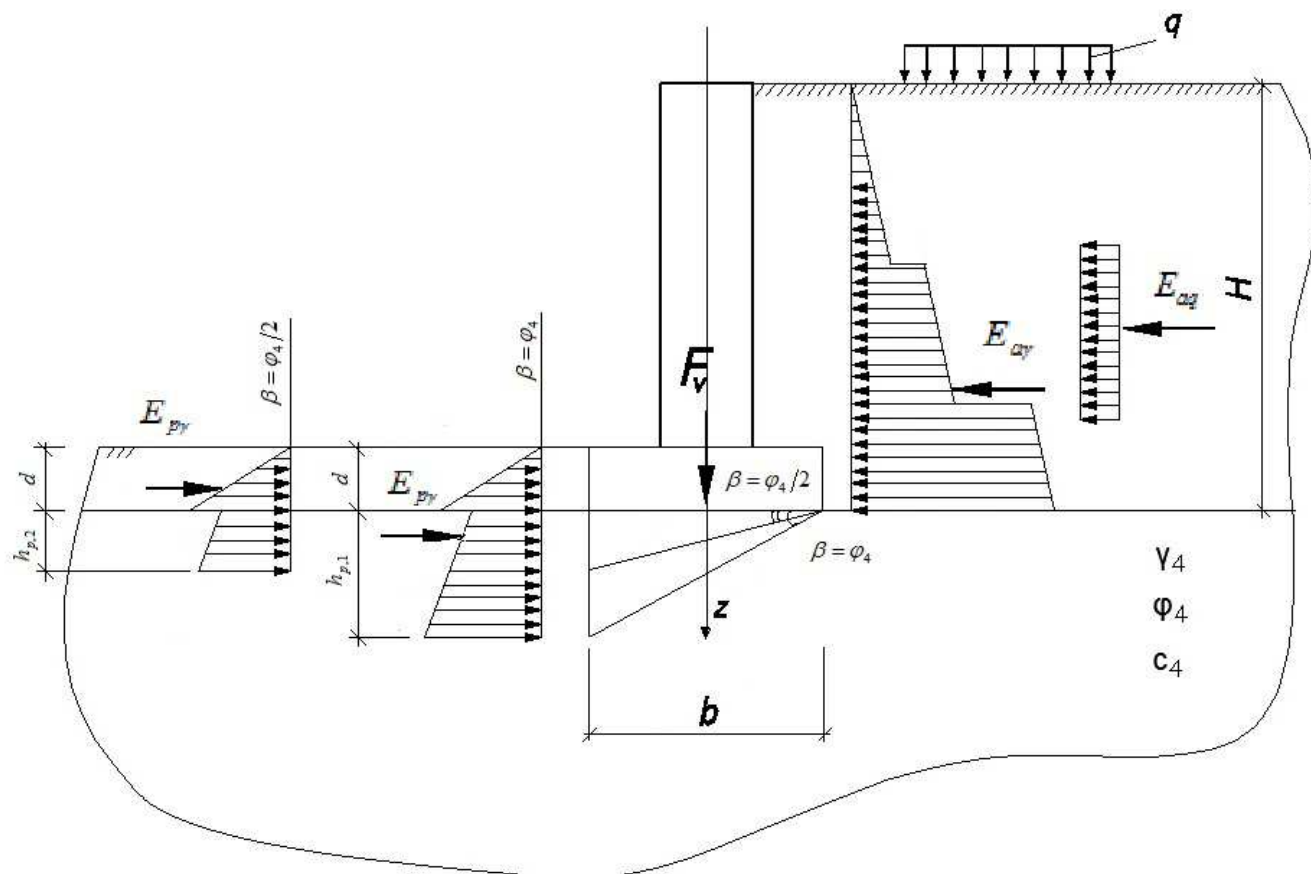


Рис. 1.7 – Схемы расчета устойчивости подпорных стен методом ломаных поверхностей скольжения

Устойчивость отдельно стоящих стен против сдвига по подошве и по ломаным поверхностям скольжения рассчитывается во всех случаях независимо от соотношения вертикальных и горизонтальных нагрузок. Для стен, воспринимающих нагрузку от верхнего строения, расчет устойчивости против сдвига производится только при невыполнении условия $\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_4$.

1.3.2.2. Расчёт устойчивости против глубинного сдвига методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

Опытами установлено, что потеря устойчивости основания подпорного сооружения, как правило, происходит по поверхностям близким к круглоцилиндрическому очертанию. Поэтому этот метод является одним из самых точных.

Сущность применения этого метода сводится к следующему. Задаются центром вращения т.О подпорной стенки с массивом грунта, которая определяется путем проведения наклонной линии под углом 36° к горизонту из верхней точки откоса (подпорной стенки). Проводят контур круглоцилиндрической поверхности радиусом R через точку А. Призму обрушения делят вертикальными плоскостями на n отсеков. Силу тяжести каждого отсека

G_i , в том числе внешней нагрузкой на поверхности (35), и проецируют равнодействующую на поверхность скольжения. И раскладывают на две составляющие: N_i – действующую нормально к заданной поверхности скольжения, и T_i – касательную к этой поверхности. Кроме того, учитывают сцепление грунта по всей поверхности скольжения. Коэффициент устойчивости η определяют как отношение:

$$\eta = \frac{\sum M_{y\partial}}{\sum M_{c\partial\theta}} = \frac{\sum T_{y\partial,i} R}{\sum T_{c\partial\theta,i} R + F_v \cdot 1}, \quad (32)$$

где $\sum M_{y\partial}$ – сумма моментов удерживающих сил, кН·м;

$\sum M_{c\partial\theta}$ – сумма моментов сдвигающих сил, кН·м;

R – радиус круглоцилиндрической поверхности скольжения, м;

F_v – собственный вес подпорной стены, кН;

$\sum T_{y\partial,i}$ – сумма удерживающих сил, кН;

$\sum T_{c\partial\theta,i}$ – сумма сдвигающих сил, кН:

$$T_{y\partial,i} = N_i \operatorname{tg} \varphi_{cp} = G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{cp}, \quad (33)$$

$$T_{c\partial\theta,i} = G_i \sin \alpha_i. \quad (34)$$

где N_i – нормальная составляющая силы тяжести i -ого участка, кН;

φ_{cp} – осредненный угол внутреннего трения призмы обрушения;

α_i – угол между нормалью к основанию i -ого участка и силой тяжести G_i .

G_i – сила тяжести i -ого участка, кН:

$$G_i = \gamma_{cp} A_i + q a_i, \quad (35)$$

где γ_{cp} – осредненное значение удельного веса грунта, кН/м³;

A_i – площадь i -ого участка призмы обрушения, м²;

q – величина внешней нагрузки, кН/м²;

a_i – длина внешней нагрузки q в пределах i -ого участка, м.

Условие обеспечения устойчивости подпорной имеет вид:

$$\eta \geq 1.2.$$

2. РАСЧЕТ ГИБКОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНЫ

Огромное количество протяженных подземных сооружений воспринимающих горизонтальные нагрузки (ограждения котлованов, подпорные стенки, открытые тоннели и т.д.) рассчитывают как гибкие подпорные стен, т.е. гибкие конструкции заанкеренные в грунт.

В современных нормах по свайным фундаментам [1] отсутствует инженерный подход к расчету свай на горизонтальную нагрузку, а проектировщикам рекомендуется использовать современные расчетные комплексы и моделировать взаимодействие конструкций с грунтом. Однако для аналитического расчета в «Руководстве по проектированию свайных фундаментов» [6] предложены простые методы расчета свай на горизонтальную и вертикальную силы и изгибающий момент, что позволяет определить напряженно-деформированное состояние гибкой подпорной стенки из одного ряда свай.

2.1. Определение активного давления грунта на подпорную стену

Активное давление грунта на гибкую подпорную стену определяется аналогично активному давлению грунта на массивную подпорную стену в соответствии с п. 1.1.

2.2. Определение внешних усилий гибкой подпорной стенки без учета вертикальной составляющей

Активное давление грунта на гибкую подпорную стену определяется аналогично активному давлению грунта на массивную подпорную стену в соответствии с п. 1.1.

Определяем усилия (H_0 – горизонтальное усилие и M_0 – изгибающий момент в уровне условной заделки сваи) из расчета на 1 м.п., так как в работу одной сваи включается участок грунта равный расстоянию между осями свай (рис. 2.1, рис. 2.2):

$$H_0 = E_{\gamma a} + E_{aq}; \quad (36)$$

$$M_0 = E_{a\gamma} \cdot Z_{a\gamma} + E_{aq} \cdot Z_{aq}. \quad (37)$$

Расчет напряженно-деформированного состояния «защемленной» части сваи длиной l производится на действие равнодействующих H_0 и M_0 на уровне заделки сваи.

Ввиду относительно малого веса консольной части сваи примем вертикальную составляющую (собственный вес сваи) $N = 0 \text{ кН}$.

Расчет свай на совместное действие горизонтальных нагрузок и моментов в соответствии со схемой, приведенной на рис. 2.2., должен включать:

а) расчет свай по деформациям, который сводится к проверке соблюдения условий:

$$y_0 \leq y_u, \quad (38)$$

т.е. горизонтальное перемещение головы сваи y_0 должно быть меньше предельной величины;

$$\psi_0 \leq \psi_u, \quad (39)$$

т.е. поворот головы сваи ψ_0 должен быть меньше предельной величины;

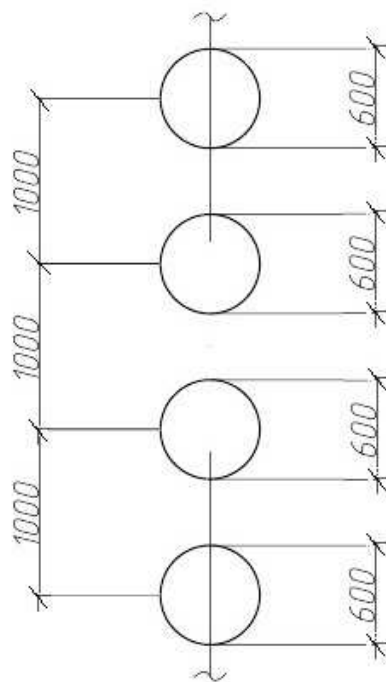


Рис. 2.1 – План расположения свай подпорной стенки

б) расчет устойчивости основания, окружающего сваю ограничивается расчетным давлением σ_z , передаваемым на грунт боковой поверхностью сваи, и производится проверка сечений сваи по сопротивлению материала по предельным состояниям первой и второй группы (по прочности, по образованию и раскрытию трещин) на действие перерезывающей силы Q и изгибающего момента M ;

Кроме общего метода, в Руководстве предлагается табличный метод для определения напряженно-деформированного состояния сваи, взаимодействующего с грунтом, причем грунт рассматривается как линейно-деформируемая среда с линейно-возрастающим по глубине коэффициентом постели (коэффициентом жесткости) равным:

$$C_z = K \cdot z, \text{ кН/м}^3, \quad (40)$$

где z – глубина расположения сечения сваи в грунте, м;

K – коэффициент пропорциональности, определяемый в зависимости от вида грунта по табл. 1(1) [6] или табл.4 Приложений, кН/м^4 .

Приведенная расчетная схема взаимодействия сваи с окружающим грунтом представлена на рис. 2.2.

Расчеты сваи следует выполнять применительно к приведенной глубине расположения сечения сваи в грунте z и приведенной глубине погружения сваи в грунт $\bar{l}$, определяемых по формулам:

$$\bar{z} = \alpha_o \cdot z; \quad (41)$$

$$\bar{l} = \alpha_o \cdot l, \quad (42)$$

где z и l — действительная глубина расположения сечения сваи в грунте и действительная глубина погружения свай (ее нижнего конца) в грунт, отсчитываемые от поверхности «заделки», м;

α_d — коэффициент деформации, 1/м, определяемый по формуле:

$$\alpha_d = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_c}{E_c I}}, \quad (43)$$

где b_c — условная ширина сваи, м, принимаемая равной: для свай-оболочек, а также свай-столбов и набивных свай с диаметром стволов от 0,8 м и более $b_c = 1,5d + 1$ м, а для остальных видов и размеров сечений свай $b_c = d + 0,5$ м;

E_c — начальный модуль упругости бетона сваи при сжатии и растяжении, кН/м²;

I — момент инерции поперечного сечения сваи, м⁴. Для свай круглого сечения:

$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64}. \quad (44)$$

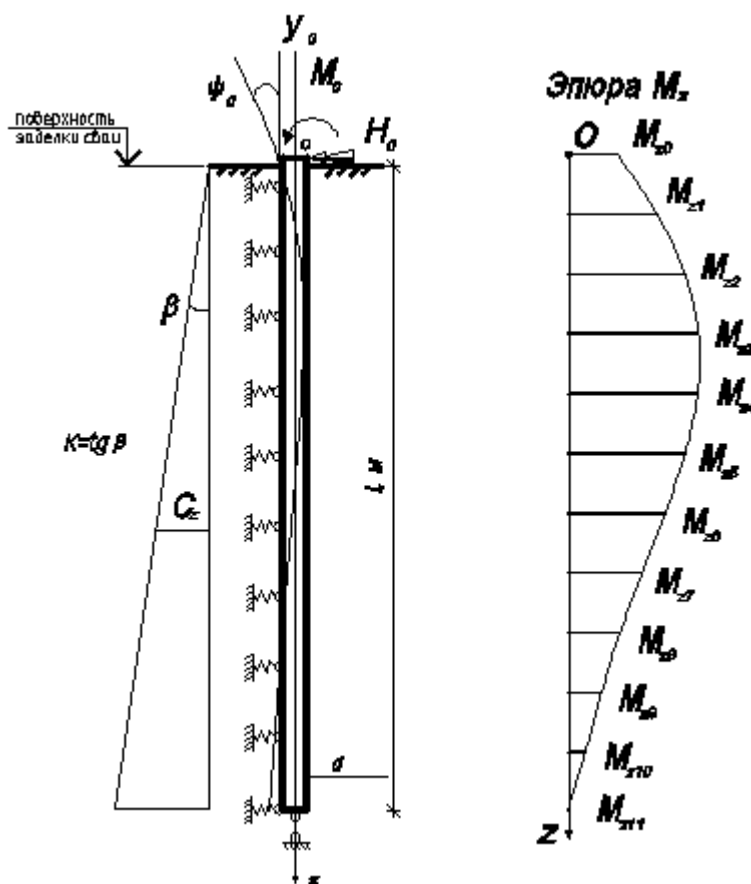


Рис. 2.2 – Схема взаимодействия сваи с линейно-деформируемой средой и эпюра изгибающих моментов M_z в сечениях сваи по глубине

2.3. Определение табличным методом угла поворота, горизонтального перемещения, изгибающего момента, перерезывающей силы и отпора грунта по глубине подпорной стенки

Усилия в сечении сваи и ее деформации на глубине z определяются по формулам:

- горизонтальное перемещение сваи по глубине z , м:

$$y_z = \frac{1}{\alpha_\partial^2 E_c I} \left(F_1^z \cdot M_0 + \frac{1}{\alpha_\partial} L_1^z \cdot H_0 \right);$$

- угол поворота сваи по глубине z , рад:

$$\psi_z = \frac{1}{\alpha_\partial E_c I} \left(F_2^z \cdot M_0 + \frac{1}{\alpha_\partial} L_2^z \cdot H_0 \right);$$

- изгибающий момент в сечении сваи на глубине z , кН·м:

$$M_z = F_3^z \cdot M_0 + \frac{1}{\alpha_\partial} L_3^z \cdot H_0;$$

- перерезывающая сила в сечении сваи на глубине z , кН:

$$Q_z = \alpha_\partial \cdot F_4^z \cdot M_0 + L_4^z \cdot H_0;$$

- передаваемое давление боковой поверхностью сваи на грунт на глубине z , кН/м²:

$$\sigma_z = K \cdot z \cdot y_z,$$

где F_i^z , L_i^z - функции, принимаемые по табл. 8 [6] или табл.5 Приложений, в зависимости от приведенной глубины заложения сваи в грунт $\bar{l}$ и приведенной координаты рассматриваемой точки $\bar{z}$.

2.4. Подбор площади арматуры сваи в соответствии с принятым сечением в составе гибкой подпорной стенки

Расчеты производим с помощью формул и графиков «Пособия по проектированию железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)» [5] и ДБН В.2.6-98:2009 [3].

Проверку прочности, а также определение необходимого количества продольной арматуры для круглых сечений, допускается проводить с помощью графиков рис. 2.3, вычисляя величину коэффициента:

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{f_{cd} A r}, \quad (45)$$

где $M_{\max}$ – наибольшее значение изгибающего момента в свае, кН·м;

f_{cd} – прочность бетона на сжатие, кН/м²;

A – площадь поперечного сечения сваи, м²;

r – радиус поперечного сечения сваи, м.

Зная величину α_m и пренебрегая весом консольной части подпорной стенки, т.е. принимая $\alpha_n = 0$, определим величину α_s по графику на рис. 2.3 при соотношении a/D (a – защитный слой бетона, м; $D = d$ – диаметр сваи, м).

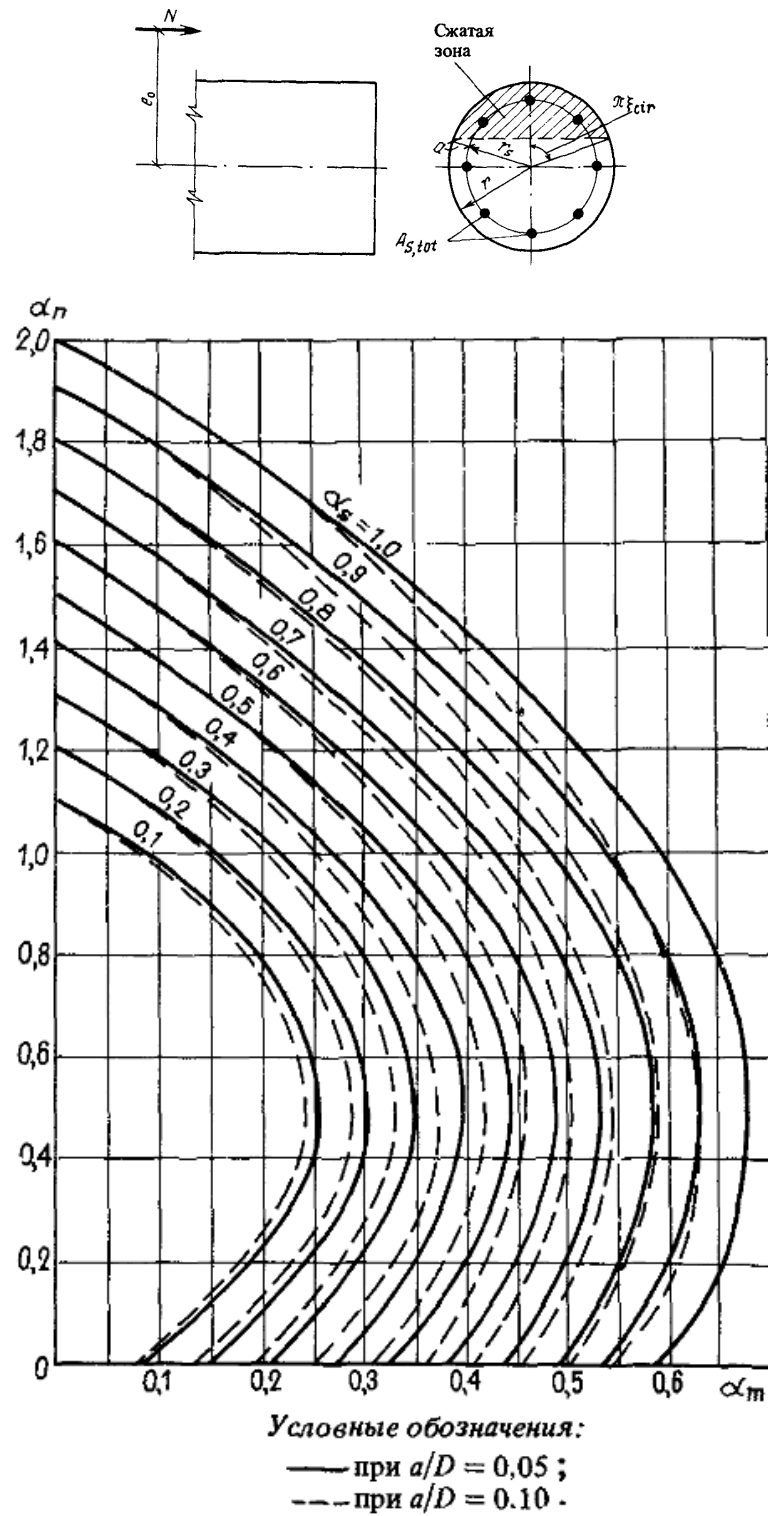


Рис. 2.3 – График несущей способности внецентренно сжатых элементов круглого сечения

Вычисляем общую площадь сечения арматуры, м^2 :

$$A_{s,tot} = \alpha_s \frac{f_{cd} A}{f_{yd}}, \quad (46)$$

где f_{yd} – прочность арматуры на растяжение, кН/м^2 .

Зная $A_{s,tot}$, по сортаменту арматуры (табл. 6 Приложений) найдем требуемый диаметр одного стержня, чтобы общая площадь была не меньше расчетной, принимая количество стержней арматуры в круглом сечении сваи 8 штук.

Железобетонное сечение сваи схематично представлено на рис. 2.4.

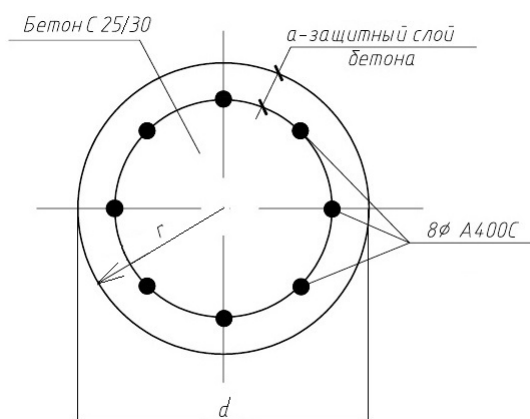


Рис. 2.4 – Поперечное сечение сваи с 8-ю арматурными стержнями

В случае невозможности обеспечения прочности и жесткости гибкой однорядной подпорной стенки, как правило, используют предварительно напряженные инъекционные анкера. Поэтому, такие удерживающие конструкции называют гибкими подпорными стенками с анкерами или с анкерной заделкой.

2.5. Расчет гибкой подпорной стенки с анкерной заделкой

Анкеры можно использовать в различных грунтах, за исключением набухающих, просадочных, мулов, торфов, глин текучей консистенции и тех, что сильно сжимаются.

Расчет конструкций анкеров и их оснований выполняют по первому предельному состоянию с учетом коэффициента надежности $\gamma_m = \gamma_g = 2$ для постоянных анкеров и $\gamma_m = \gamma_g = 1.5$ для временных..

Оптимальное положение анкера в грунте (рис.2.5), то есть угол его наклона ω и полную длину l_a , включая полную длину свободной части анкера l_f и длину зоны закладки l_b , подбирают при расчете общей устойчивости системы «стена-грунт-анкер» на опрокидывание вокруг низа анкеруемого сооружения исходя с условий, что прочность

грунтов на сдвиг в системе преодолена и возникает «глубокая линия скольжения» (метод Кранца).

Одним из простейших инженерных подходов к поиску параметров анкеров является заложение корня анкера в устойчивый массив грунта за пределами призмы скольжения незаанкеренной подпорной стенки.

После этого за «глубокую линию скольжения» принимают прямую между точками b поворота анкеруемого сооружения и точкой c (подошвой фиктивной анкерной стенки ce), проходящей через середину зоны закладки анкера под углом β к горизонтали (см. рис. 2.5).

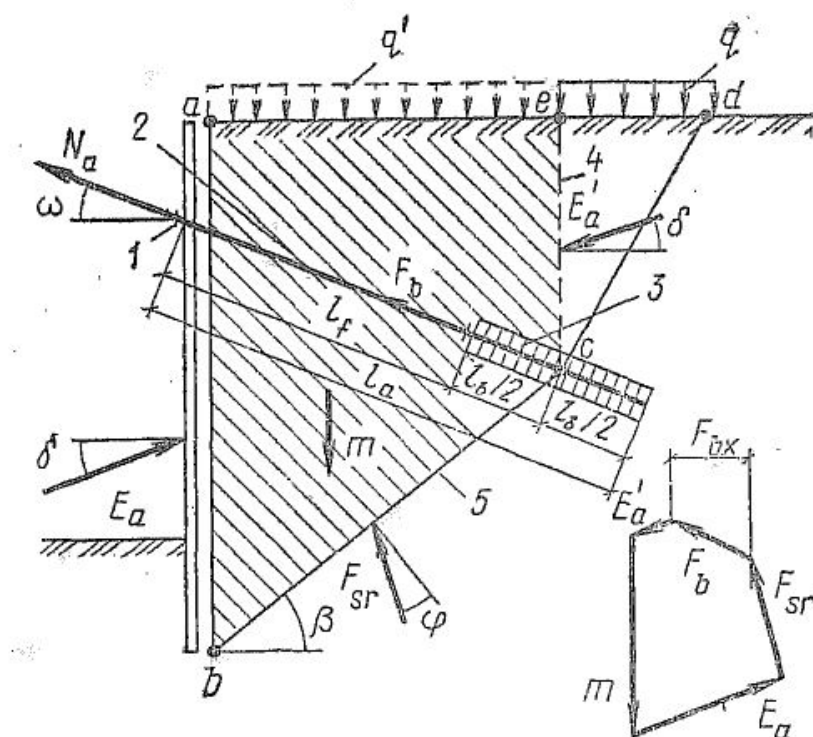


Рис. 2.5 – К определению устойчивости системы «стена - грунт - анкер»

за «глубокой линией скольжения» (метод Кранца):

1 - оголовок; 2 - анкерная тяга; 3 - зона закладки; 4 - фиктивная анкерная стенка;

5 - «глубокая линия скольжения»

Построенный из условия равновесия заштрихованной призмы $abce$ силовой многоугольник включает массу m грунта над «глубокой линией скольжения», равнодействующую активного давления E_a на анкеруемое сооружение, силу реакции F_{sr} массы грунта над «глубокой линией скольжения», несущую способность F_b анкера в зоне закладки и равнодействующую активного давления E'_a грунта на фиктивную анкера стенку. Решение силового многоугольника позволяет определить горизонтальную проекцию F_{bx}

несущей способности анкера в зоне закладки, которая приводит заштрихованную призму в состояние предельной устойчивости:

$$F_{bx} = f \cdot (G + g(E_{ox} - E'_{ax})), \quad (47)$$

где

$$f = \frac{1}{ctg(\varphi - \beta) + tg\omega}; \quad G = V \cdot \gamma + q \cdot S; \quad g = ctg(\varphi - \beta); \quad \beta = arctg\left(\frac{h_a}{l \cdot \cos \omega} - tg\omega\right);$$

V - объем призмы грунта над «глубокой линией скольжения» между сооружением, которое анкеруется и фиктивной анкерной стенкой, м³;

E_{ox} - горизонтальная проекция равнодействующей активного давления грунта на анкеруемое сооружение, кН;

E'_{ax} - то же, на фиктивную анкерную стенку, кН;

h_a - высота от низа подпорной стенки до уровня расположения оголовка 1 на стенке, м;

l - расстояние от оголовка 1 до центра зоны закладки анкера 3, м;

другие величины известны и показаны на рис. 2.5.

Коэффициент устойчивости системы «стена-грунт-анкер» на опрокидывание K_s вокруг низа анкеруемого сооружения определяют из соотношения:

$$K_s = \frac{F_{bx}}{N_{ax}} \geq \gamma_g. \quad (48)$$

Коэффициент надежности принимают $\gamma_m = \gamma_g = 2$ - для постоянных анкеров и $\gamma_m = \gamma_g = 1.5$ для временных.

Устойчивость на опрокидывание багатоанкерных сооружений проверяют по «глубоким линиям скольжения» в соответствии с расположением анкеров.

Несущую способность зоны заделки анкера рекомендуется определять исходя из условий работы зоны заделки на выдергивание с учетом сопротивления трения по боковой поверхности и напряженного состояния окружающего грунта, которое зависит от избыточного давления цементного раствора при инъектировании по формуле:

$$F_{du} = km_p \pi d_b l_k p_b tg \varphi, \quad (49)$$

где $k=0,6$ - коэффициент однородности грунта; m_p - коэффициент, учитывающий напряженное состояние окружающего грунта в зависимости от давления при инъектировании (для глин принимаем $m_p=0,4$); d_b - диаметр скважины, м; l_k - длина корня, м; p_b - величина избыточного давления в зоне защемления при инъекции, кПа; φ_i - угол внутреннего трения грунта, град.

3. ПРИМЕР РАСЧЕТА МАССИВНОЙ И ГИБКОЙ ПОДПОРНЫХ СТЕН

3.1. РАСЧЁТ МАССИВНОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ

Исходные данные (см. рис. 3.1):

$$\gamma_1 = 18,1 \text{ кН/м}^3;$$

$$h_1 = 1 \text{ м};$$

$$\varphi_1 = 35^\circ;$$

$$\gamma_2 = 20,4 \text{ кН/м}^3;$$

$$h_2 = 1,5 \text{ м};$$

$$\varphi_2 = 25^\circ;$$

$$\gamma_3 = 18,4 \text{ кН/м}^3;$$

$$h_3 = 3,5 \text{ м};$$

$$\varphi_3 = 35^\circ;$$

$$\gamma_4 = 19,6 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_4 = 23^\circ;$$

$$c_4 = 20 \text{ кН/м}^2.$$

$$I_{l,4} = 0,3$$

$$q = 20 \text{ кН/м}^2$$

$$a = 3 \text{ м}.$$

$$s = 2 \text{ м}.$$

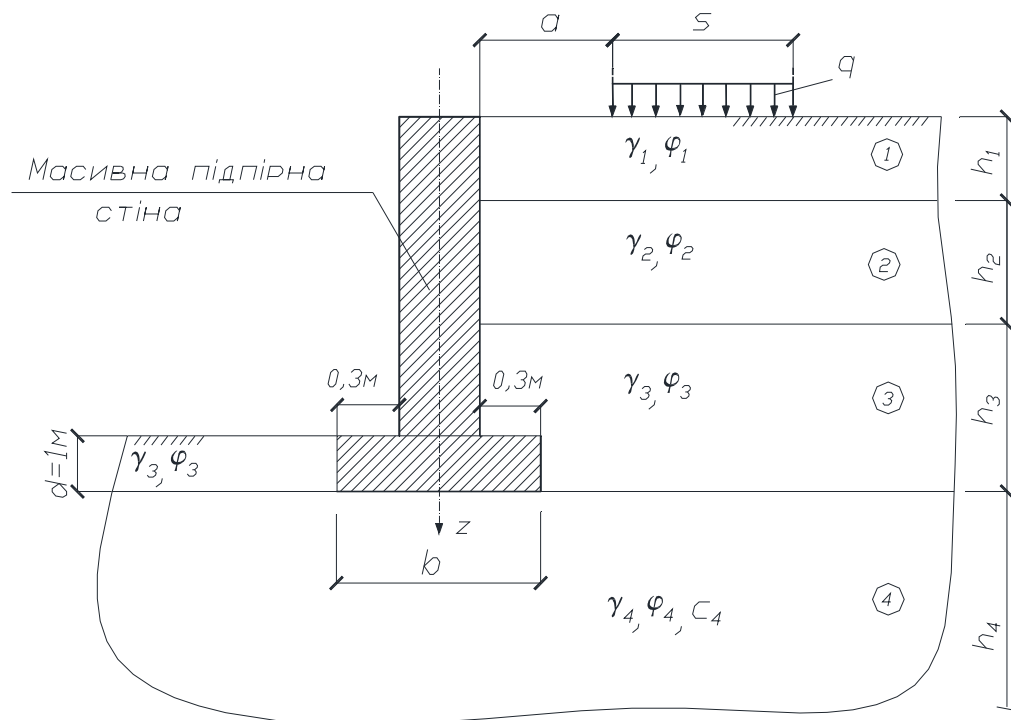


Рис. 3.1 – Расчетная схема (к индивидуальному заданию)

3.1.1. Определение активного и пассивного давления грунта на подпорную стенку

$$\theta_{a,i} = 45^0 + \frac{\varphi_i}{2} = 45 + 16,25 = 61,25^0;$$

$$\theta_{n,i} = 45^0 - \frac{\varphi_i}{2} = 45 - 16,25 = 28,75^0.$$

Коэффициенты активного и пассивного давлений грунта различных слоёв на подпорную стенку равны:

$$\lambda_{a1} = \operatorname{tg}^2(45 - \frac{\varphi_1}{2}) = \operatorname{tg}^2(45 - 35/2) = 0,27;$$

$$\lambda_{a2} = \operatorname{tg}^2(45 - \frac{\varphi_2}{2}) = \operatorname{tg}^2(45 - 25/2) = 0,405;$$

$$\lambda_{a3} = \operatorname{tg}^2(45 - \frac{\varphi_3}{2}) = \operatorname{tg}^2(45 - 35/2) = 0,27;$$

$$\lambda_{p3} = \operatorname{tg}^2(45 + \frac{\varphi_3}{2}) = \operatorname{tg}^2(45 + 35/2) = 3,69;$$

где:

λ_{a_i} — коэффициент активного давления i -го слоя грунта,

λ_{p_i} — коэффициент пассивного давления i -го слоя грунта.

Найдем величины активных и пассивных давлений различных слоев грунта на подпорную стенку:

$$\sigma'_{a1} = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot \lambda_{a1} = 18,1 \cdot 1 \cdot 0,27 = 4,887 \frac{\kappa H}{M^2};$$

$$\sigma'_{a2} = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot \lambda_{a2} = 18,1 \cdot 1 \cdot 0,405 = 7,33 \frac{\kappa H}{M^2};$$

$$\sigma'_{a2} = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) \cdot \lambda_{a2} = (18,1 \cdot 1 + 20,4 \cdot 1,5) \cdot 0,405 = 19,723 \frac{\kappa H}{M^2};$$

$$\sigma'_{a3} = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) \cdot \lambda_{a3} = (18,1 \cdot 1 + 20,4 \cdot 1,5) \cdot 0,27 = 13,149 \frac{\kappa H}{M^2};$$

$$\sigma'_{a3} = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \cdot \lambda_{a3} = (18,1 \cdot 1 + 20,4 \cdot 1,5 + 18,4 \cdot 3,5) \cdot 0,27 = 30,537 \frac{\kappa H}{M^2};$$

$$\sigma'_{p3} = \gamma_3 \cdot d \cdot \lambda_{p3} = 18,4 \cdot 1 \cdot 3,69 = 67,896 \frac{\kappa H}{M^2};$$

где:

$\sigma_{a_i}^E$ — верхняя ордината активного давления i -го слоя грунта;

$\sigma_{a_i}^H$ — нижняя ордината активного давления i -го слоя грунта;

$\sigma_{p_i}^H$ — нижняя ордината пассивного давления i -го слоя грунта;

γ_i — удельный вес i -го слоя грунта;

h_i — толщина i -го слоя грунта;

d — величина заглубления опорной стенки в грунт.

Найдем величину интенсивности активного давления на стенку от местной нагрузки на поверхности:

$$\sigma_{aq} = q \cdot \lambda_{a_{cp}} = 20 \cdot 0.315 = 6,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

где:

σ_{aq} — интенсивность активного давления на стенку от местной нагрузки на поверхности;

q — величина местной нагрузки на поверхность;

$\lambda_{a_{cp}}$ — среднее значение коэффициентов активного давления грунта, рассчитываемое по формуле:

$$\lambda_{a_{cp}} = \frac{\lambda_{a_1} + \lambda_{a_2} + \lambda_{a_3}}{3} = \frac{0,27 + 0,405 + 0,27}{3} = 0,315.$$

$$\lambda_{a_{cp}} = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_{cp}}{2} \right);$$

На рис. 3.2 схематично представлено распределение давлений на подпорную стенку.

Для определения усилий по подошве фундаментной части подпорной стенки вычислим равнодействующие эпюр давления и расстояния от них до отметки подошвы фундамента.

Определим равнодействующие давлений:

- равнодействующую активного давления грунта:

$$A_1 = 2,4435;$$

$$A_2 = 10,995;$$

$$A_3 = 9,2947;$$

$$A_4 = 46,0215;$$

$$A_5 = 30,429.$$

$$E_{aj} = 2,4435 + 10,995 + 9,2947 + 46,0215 + 30,429 = 99,1837 \text{ кН}.$$

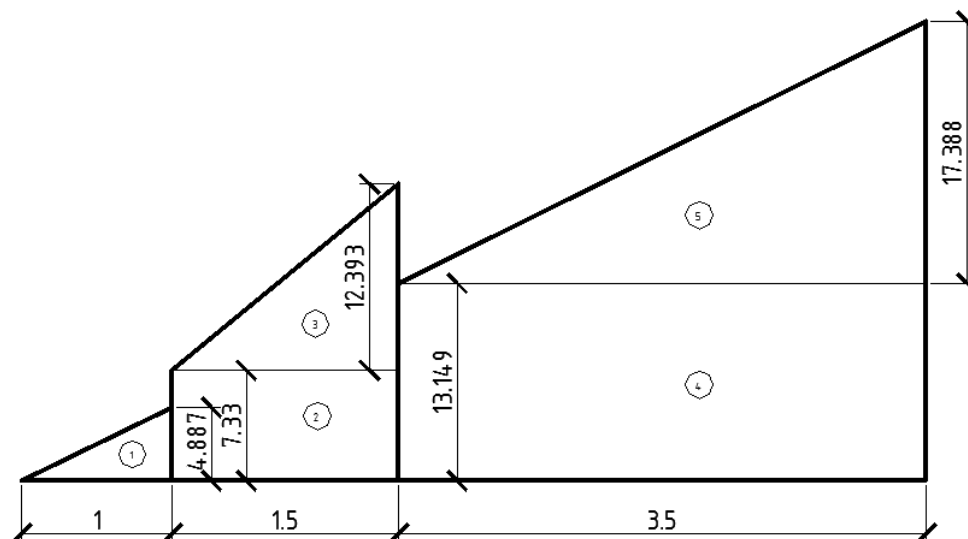


Рис. 3.2 – Эпюры распределения активного давления на подпорную стенку

- равнодействующую активного давления грунта от местной нагрузки на поверхности:

$$h_q = h_{q2} - h_{q1} = 6 - 5,468 = 0,532 \text{ м.}$$

$$h_{q1} = a \cdot \tan \theta_a = 3 \cdot \tan 61,25^\circ = 3 \cdot 1,822 = 5,468 \text{ м;}$$

$$h_{q2} = (a + s) \cdot \tan \theta_a = (3 + 2) \cdot 1,822 = 9,114 \text{ м.}$$

Но так как высота подпорной стенки всего 6 м, то нагрузка действует только от глубины 5,468 м до 6 м. Поэтому принимаем $h_{q2} = 6 \text{ м.}$

$$E_{aq} = 6,3 \cdot 0,532 = 3,3516 \text{ кН.}$$

- равнодействующая пассивного давления грунта равна:

$$E_{pj} = \frac{\sigma_{pf} \cdot d}{2} = \frac{67,896 \cdot 1}{2} = 33,948 \text{ кН.}$$

Теперь определим «плечо» приложения равнодействующей от местной нагрузки на поверхности z_{aq} по формуле:

$$Z_{aq} = H - h_{q1} - \frac{h_q}{2} = 6 - 5,468 - \frac{0,532}{2} = 0,266 \text{ м.}$$

Определим «плечо» приложения равнодействующей пассивного давления грунта Z_{pj} по формуле:

$$Z_{pj} = \frac{1}{3} \cdot d = \frac{1}{3} \cdot 1 = 0,333 \text{ м.}$$

Определим «плечо» приложения равнодействующей активного давления грунта Z_{aj} по формуле:

$$Z_{aj} = \frac{A_1 \cdot h_1 + A_2 \cdot h_2 + A_3 \cdot h_3 + A_4 \cdot h_4 + A_5 \cdot h_5}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5},$$

где:

h_i – расстояние до центра тяжести фигуры.

$$h_1 = 6 - 1 \cdot \frac{2}{3} = 5,333 \text{ м;}$$

$$h_2 = 3,5 + \frac{1,5}{2} = 4,25 \text{ м;}$$

$$h_3 = 3,5 + 1,5 \cdot \frac{1}{3} = 4 \text{ м;}$$

$$h_4 = 3,5 \cdot \frac{1}{2} = 1,75 \text{ м;}$$

$$h_5 = 3,5 \cdot \frac{1}{3} = 1,166 \text{ м.}$$

$$\begin{aligned} Z_{aj} &= \frac{2,4435 \cdot 5,333 + 10,995 \cdot 4,25 + 9,2947 \cdot 4 + 46,0215 \cdot 1,75 + 30,429 \cdot 1,166}{2,4435 + 10,995 + 9,2947 + 46,0215 + 30,429} \\ &= \frac{212,9566}{99,1837} = 2,1471 \text{ м.} \end{aligned}$$

На рис. 3.4 показан один из методов определения давления от местной нагрузки на поверхности с одной плоскостью скольжения θ_a .

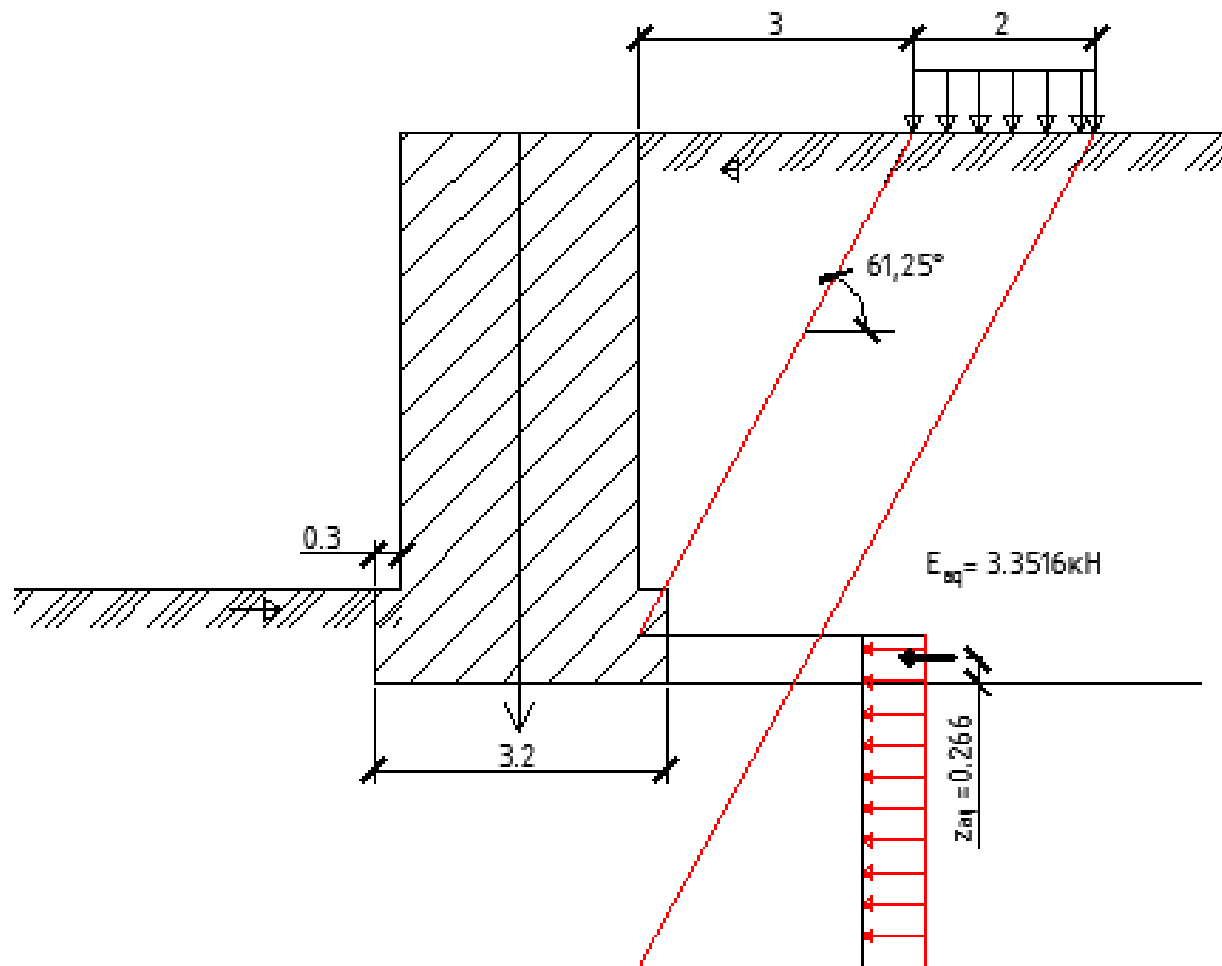


Рис. 3.4 – Определение активного давления от местной нагрузки на поверхности

3.1.2. Определение ширины подошвы b фундаментной части стенки и усилий F_v и M , действующих в уровне подошвы

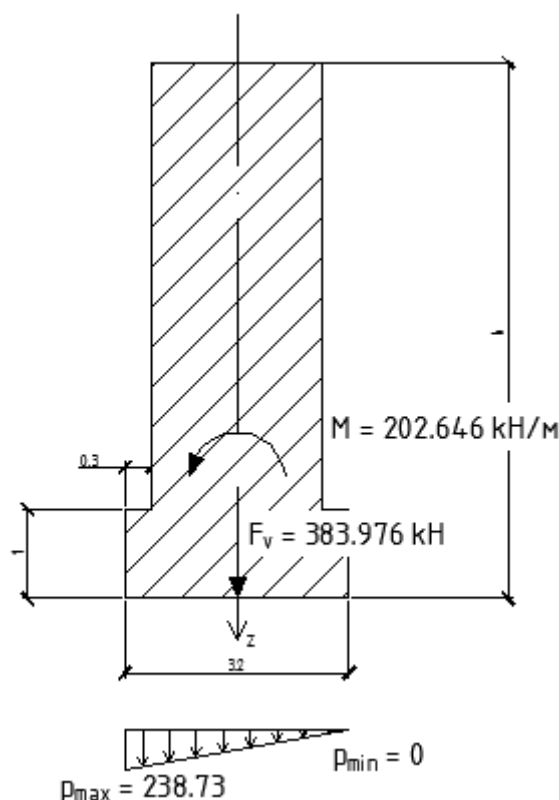


Рис. 3.5 – Определение ширины фундаментной части стенки и усилий по подошве

Момент по подошве фундамента рассчитывается по формуле:

$$M = (E_{aq} \cdot z_{aq} + E_{aq} \cdot z_{aq} - E_{pq} \cdot z_{pq}),$$

где:

M – усилие от действия бокового давления;

z_a – координата центра тяжести активного давления;

z_p – координата центра тяжести пассивного давления;

z_q – координата центра тяжести нагрузки q .

$$M = 99,1837 \cdot 2,1471 + 3,3516 \cdot 0,266 - 33,948 \cdot 0,33 = 202,646 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Собственный вес подпорной стенки или вертикальное усилие в т.О рассчитывается по формуле:

$$G = F_v = [H \cdot b - 0.6 \cdot (H - d)] \cdot \gamma_b,$$

Найдем ширину подошвы b , предварительно подставив величину F_v :

$$b = \frac{0.6 \cdot (1 - 1/H) + \sqrt{(0.6 \cdot (1 - 1/H))^2 + 4 \cdot \frac{6 \cdot M}{\gamma_b \cdot H}}}{2} =$$

$$= \frac{0.6 \cdot (1 - 1/6) + \sqrt{(0.6 \cdot (1 - 1/6))^2 + 4 \cdot \frac{6 \cdot 202,646}{24 \cdot 6}}}{2} = 3,1665 \text{ м}.$$

$$G = F_v = [6 \cdot 3,1665 - 0,6 \cdot (6 - 1)] \cdot 24 = 383,976 \text{ кН}.$$

В случае правильно найденных величин b и F_v , удовлетворение условию равенства нулю минимальных краевых давлений на основание будет выполнено:

$$p_{\min} = \frac{F_v}{b} - \frac{6M}{b^2} = \frac{383,976}{3,1665} - \frac{6 \cdot 202,646}{3,1665^2} = 121,2619 - 121,2635 = -0,0016 \approx 0.$$

Принимаем $b = 3,2$ м.

Проведем проверку допустимых максимальных краевых давлений на основание $p_{\max}$, для этого сначала определим расчетное сопротивление грунта R для полученной ширины подошвы b по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot \kappa_z \cdot b \cdot \gamma_{11} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{11} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{11} + M_c \cdot c_{11}),$$

где:

γ_{c1}, γ_{c2} — коэффициенты условий работы, принимаемые согласно табл. Е7 ДБН В.2.1-10-2009 «Основания и фундаменты сооружений», $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1$;

k — коэффициент, который принимают $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (ϕ , c) были определены непосредственным испытанием; принимаем $k = 1$;

M_γ , M_q и M_c — коэффициенты, определяемые по табл. Е8 ДБН В.2.1-10-2009 «Основания и фундаменты сооружений» в зависимости от угла внутреннего трения грунта под подошвой φ_2 ; $M_\gamma = 0,69$; $M_q = 3,65$; $M_c = 6,24$;

κ_z — коэффициент, который принимают при $b \leq 10$ м $\kappa_z = 1$;

b — ширина подошвы фундамента, м;

γ_{11} — усредненное расчетное значение удельного веса грунта, который залегает ниже подошвы фундамента, $\gamma_{11} = 19,6$ кН/м³;

γ'_{11} — усредненное расчетное значение удельного веса грунта, который залегает выше подошвы фундамента, кН/м³;

c_{11} — расчетное значение удельного сцепления грунта, который залегает непосредственно под подошвой фундамента, $c_{11} = c_4 = 20$ кПа;

$d_1 = d$ — глубина $d_1 = 1$ м;

d_b — глубина подвала, в нашем случае $d_b = 0$.

$$\gamma_{11} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{18,1 \cdot 1 + 20,4 \cdot 1,5 + 18,4 \cdot 3,5}{6} = 18,85 \text{ (кН/м}^3\text{)}.$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1} \cdot (0,69 \cdot 1 \cdot 3,2 \cdot 19,6 + 3,65 \cdot 1 \cdot 18,85 + 6,24 \cdot 20) = 1,2 \cdot (43,2768 + 68,8025 + 124,8) = 236,88 \text{ кН}.$$

Проверка выполняется следующим образом:

$$p_{\max} = \frac{F_v}{b} + \frac{6 \cdot M}{b^2} \leq R \cdot 1,2;$$

$$p_{\max} = \frac{383,976}{3,2} + \frac{6 \cdot 202,646}{3,2^2} \leq 236,88 \cdot 1.2;$$

$$238,73 \leq 284,256$$

Условия проверки выполняются.

3.1.3. Расчет несущей способности (устойчивости) основания стенки

3.1.3.1. Аналитический метод (при $\tan \delta = \frac{\sum F_{sa}}{F_v} \leq \sin \varphi_4$).

В случае действия на фундаментную конструкцию горизонтальных нагрузок, при соблюдении условия $\tan \delta \leq \sin \varphi_4$.

Вертикальная составляющая предельной силы сопротивления основания фундамента равна:

$$F_v \leq N_u = b' \cdot l' \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_{11} + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma'_{11} \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c),$$

где:

b', l' – приведенные размеры подпорной стенки, которые рассчитываются по формулам:

$$b' = b - 2 \cdot e_b = 3,2 - 2 \cdot 0,527 = 2,146 \text{ м};$$

где:

e_b – эксцентриситет, который рассчитывается по формуле:

$$e_b = \frac{M}{F_v} = \frac{202,646}{383,976} = 0,527 \text{ м}.$$

N_γ, N_q, N_c – коэффициенты несущей способности, подбираем в зависимости от угла внутреннего трения φ и угле наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , табл.Ж1 [2];

ξ_γ, ξ_q, ξ_c – коэффициенты формы фундамента, рассчитываемые по формулам:

$$\eta = \frac{l'}{b'} = \frac{1}{2,146} = 0,466; \text{ принимаем } \eta = 1 - \text{в соотв. с ДБН. [2]}$$

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{1} = 0,75;$$

$$\xi_q = 1 + \frac{1,5}{1} = 2,5;$$

$$\xi_c = 1 + \frac{0,3}{1} = 1,3;$$

$d = 1 \text{ м};$

$$\tan \delta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{E_{a\gamma} + E_{aq}}{F_v};$$

$$\tan \delta = \frac{99,1837 + 3,3516}{383,976} = 0,267;$$

$$\sin \varphi_4 = \sin 23^\circ = 0,39;$$

$$\tan \delta \leq \sin \varphi_4;$$

$$0,267 \leq 0,39$$

$$\delta = \tan^{-1} 0,267 = 14,94 = 15^\circ.$$

Методом линейной интерполяции определяем значения:

$$N_\gamma = 1,528; N_q = 5,134; N_c = 9,498.$$

$$N_u = 2,146 \cdot 1 \cdot (1,528 \cdot 0,75 \cdot 2,146 \cdot 19,6 + 5,134 \cdot 2,5 \cdot 18,85 \cdot 1 + 9,498 \cdot 1,3 \cdot 20) = 1152,59 \text{ кН}$$

$$F_V = 383,976 \text{ кН} \leq N_u = 1152,59 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

Графоаналитические методы

3.1.3.2. Расчёт устойчивости против сдвига по подошве (при $\beta = 0$) методом ломаных поверхностей скольжения

Нормативное условие устойчивости подпорной стенки:

$$\sum F_{sa} \leq \frac{\gamma_c \cdot \sum F_{sr}}{\gamma_n},$$

где: $\sum F_{sa}$ — сумма проекций сдвигающих сил на горизонтальную ось, определяющаяся по формуле:

$$\sum F_{sa} = E_{ay} + E_{aq} = 99,1837 + 3,3516 = 102,5353 \text{ кН};$$

$\gamma_c = 0,9$ — коэффициент условий работы;

$\gamma_n = 1,15$ — коэффициент надежности по сооружению;

$\sum F_{sr}$ — сумма проекций удерживающих сил, которая определяется по формуле:

$$\sum F_{sr} = F_V \cdot \tan(\varphi_4 - \beta) + b \cdot c_4 + E_p,$$

где: F_V — вертикальное усилие в т.О;

β — угол внутреннего трения, $\beta = 0$;

c_4 — удельное сцепление, $c = 20 \text{ кН/м}^2$;

$$\sum F_{sr} = 383,976 \cdot \tan(23 - 0) + 3,2 \cdot 5 + 33,948 = 212,936 \text{ кН}.$$

В этом случае прочностные характеристики основания принимаются не больше определенных величин: $\varphi_2 \leq 30^\circ$, а $c \leq 5 \text{ кН/м}^2$.

$$102,5353 \leq 0,9 \cdot \frac{212,936}{1,15} = 166,645.$$

Условие устойчивости выполняется.

3.1.3.3. Расчёт устойчивости против сдвига по подошве (при $\beta = \varphi_4/2$) методом ломаных поверхностей скольжения

Нормативное условие устойчивости подпорной стенки:

$$\sum F_{sa} \leq \frac{\gamma_c \cdot \sum F_{sr}}{\gamma_n},$$

где:

$\sum F_{sa}$ – сумма проекций сдвигающих сил на горизонтальную ось, определяющаяся по формуле:

$$\sum F_{sa} = E_{ay} + E_{aq} = 99,1837 + 3,3516 = 102,5353 \text{ кН};$$

$\gamma_c = 0.9$ – коэффициент условий работы;

$\gamma_n = 1.15$ – коэффициент надежности по сооружению;

$\sum F_{sr}$ – сумма проекций удерживающих сил, которая определяется по формуле:

$$\sum F_{sr} = F_V \cdot \tan(\varphi_4 - \beta) + b \cdot c_4 + E_p + E_{p4},$$

где:

F_V – вертикальное усилие в т.О;

β – угол внутреннего трения, $\beta = \varphi_4/2 = 11,5^\circ$;

c_4 – удельное сцепление, $c = 20 \text{ кН/м}^2$;

E_{p4} – равнодействующая пассивного давления грунта, действующая по глубине h_p ,

определяемого по формуле:

$$h_p = b \cdot \tan \beta = 3,2 \cdot \tan 11,5^\circ = 0,651 \text{ м};$$

Тогда E_{p4} определяется по формуле:

$$\begin{aligned} E_{p4} &= \frac{\sigma_{p4}^B + \sigma_{p4}^H}{2} \cdot h_p = h_p \cdot \left(\frac{\gamma_3 \cdot d \cdot \lambda_{p4}}{2} + \frac{(\gamma_3 \cdot d + \gamma_4 \cdot h_p) \cdot \lambda_{p4}}{2} \right) \\ &= 0,651 \cdot \left(\frac{18,4 \cdot 1 \cdot 2,282}{2} + \frac{(18,4 \cdot 1 + 19,6 \cdot 0,651) \cdot 2,282}{2} \right) = 36,812 \text{ кН}. \end{aligned}$$

$$\lambda_{p4} = \tan^2(45 + \frac{\varphi_4}{2}) = \tan^2(45 + \frac{23}{2}) = 2,282$$

$$\sum F_{sr} = 383,976 \cdot \tan(23 - 11,5) + 3,2 \cdot 20 + 33,948 + 36,812 = 212,88 \text{ кН}.$$

$$102,5353 \leq \frac{0,9 \cdot 212,88}{1,15} = 166,601$$

Условие устойчивости выполняется

3.1.3.4. Расчёт устойчивости против сдвига по подошве (при $\beta = \varphi_4$) методом ломаных поверхностей скольжения

Нормативное условие устойчивости подпорной стенки:

$$\sum F_{sa} \leq \frac{\gamma_c \cdot \sum F_{sr}}{\gamma_n},$$

где:

$\sum F_{sa}$ – сумма проекций сдвигающих сил на горизонтальную ось, определяющаяся по формуле:

$$\sum F_{sa} = E_{ay} + E_{aq} = 99,1837 + 3,3516 = 102,5353 \text{ кН};$$

$\gamma_c = 0.9$ – коэффициент условий работы;

$\gamma_n=1.15$ – коэффициент надежности по сооружению;

$\sum F_{sr}$ – сумма проекций удерживающих сил, которая определяется по формуле:

$$\sum F_{sr} = F_V \cdot \tan(\varphi_4 - \beta) + b \cdot c_4 + E_p + E_{p4},$$

где: F_V – вертикальное усилие в т.О;

β – угол внутреннего трения, $\beta = \varphi_4=23^\circ$;

c_4 – удельное сцепление, $c = 20$ кН/м²;

E_{p4} – равнодействующая пассивного давления грунта, действующая по глубине h_p , определяемого по формуле:

$$h_p = b \cdot \tan \beta = 3,2 \cdot \tan 23^\circ = 1,358 \text{ м};$$

Тогда E_{p4} определяется по формуле:

$$\begin{aligned} E_{p4} &= \frac{\sigma_{p4}^E + \sigma_{p4}^H}{2} \cdot h_p = h_p \cdot \left(\frac{\gamma_3 \cdot d \cdot \lambda_{p4}}{2} + \frac{(\gamma_3 \cdot d + \gamma_4 \cdot h_p) \cdot \lambda_{p4}}{2} \right) \\ &= 1,358 \cdot \left(\frac{18,4 \cdot 1 \cdot 2,282}{2} + \frac{(18,4 \cdot 1 + 19,6 \cdot 1,358) \cdot 2,282}{2} \right) = 98,26 \text{ кН}. \end{aligned}$$

$$\lambda_{p4} = tg^2(45 + \frac{\phi_4}{2}) = tg^2(45 + \frac{23}{2}) = 2,282$$

$$\sum F_{sr} = 383,976 \cdot tg(23 - 23) + 3,2 \cdot 20 + 33,948 + 98,26 = 196,208 \text{ кН}.$$

$$102,5353 \leq \frac{0,9 \cdot 196,208}{1,15} = 153,55$$

Условие устойчивости выполняется.

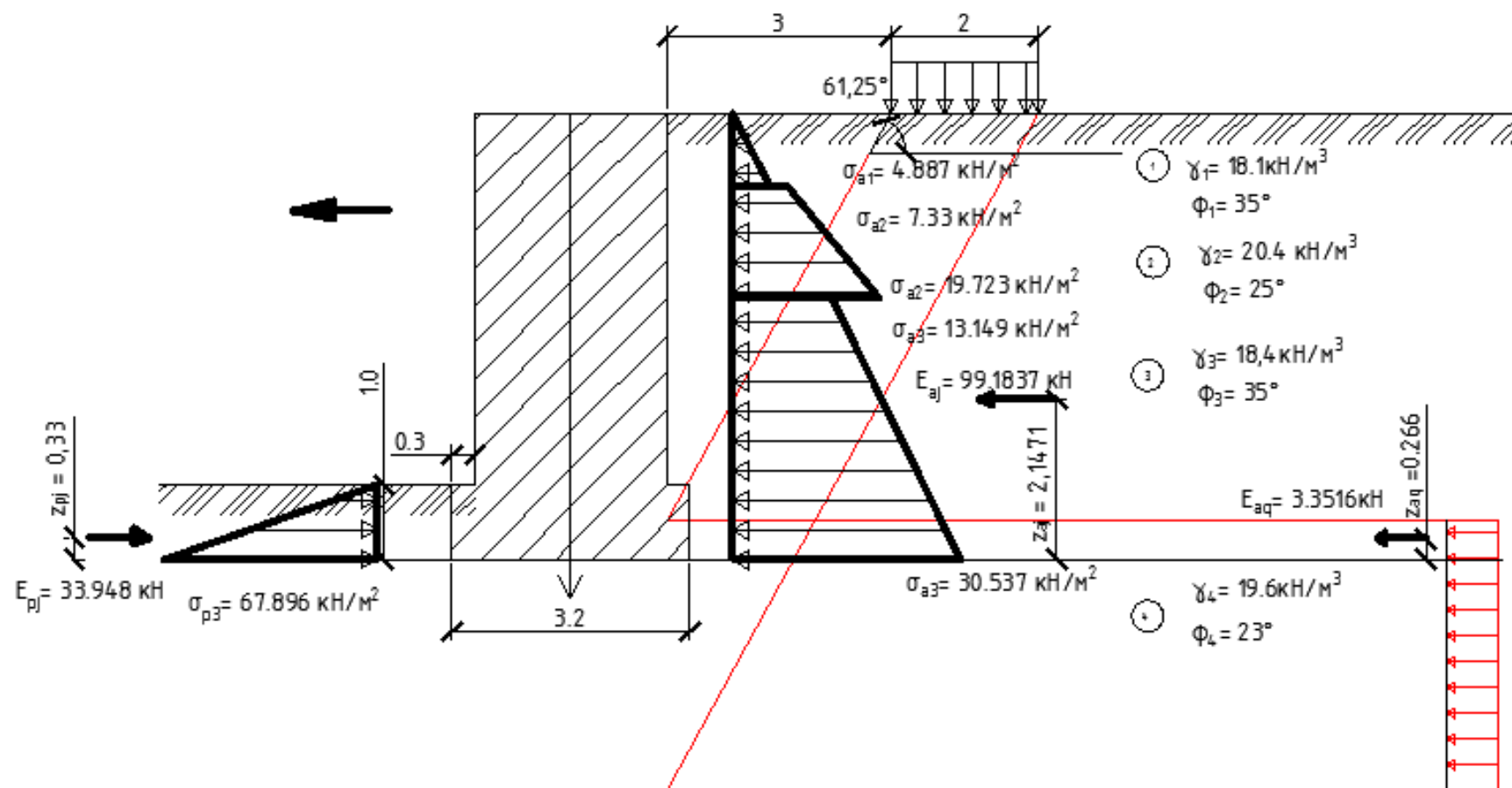


Рис. 3.6 – Расчёт устойчивости против сдвига по подошве (при $\beta = 0$) методом ломаных поверхностей скольжения

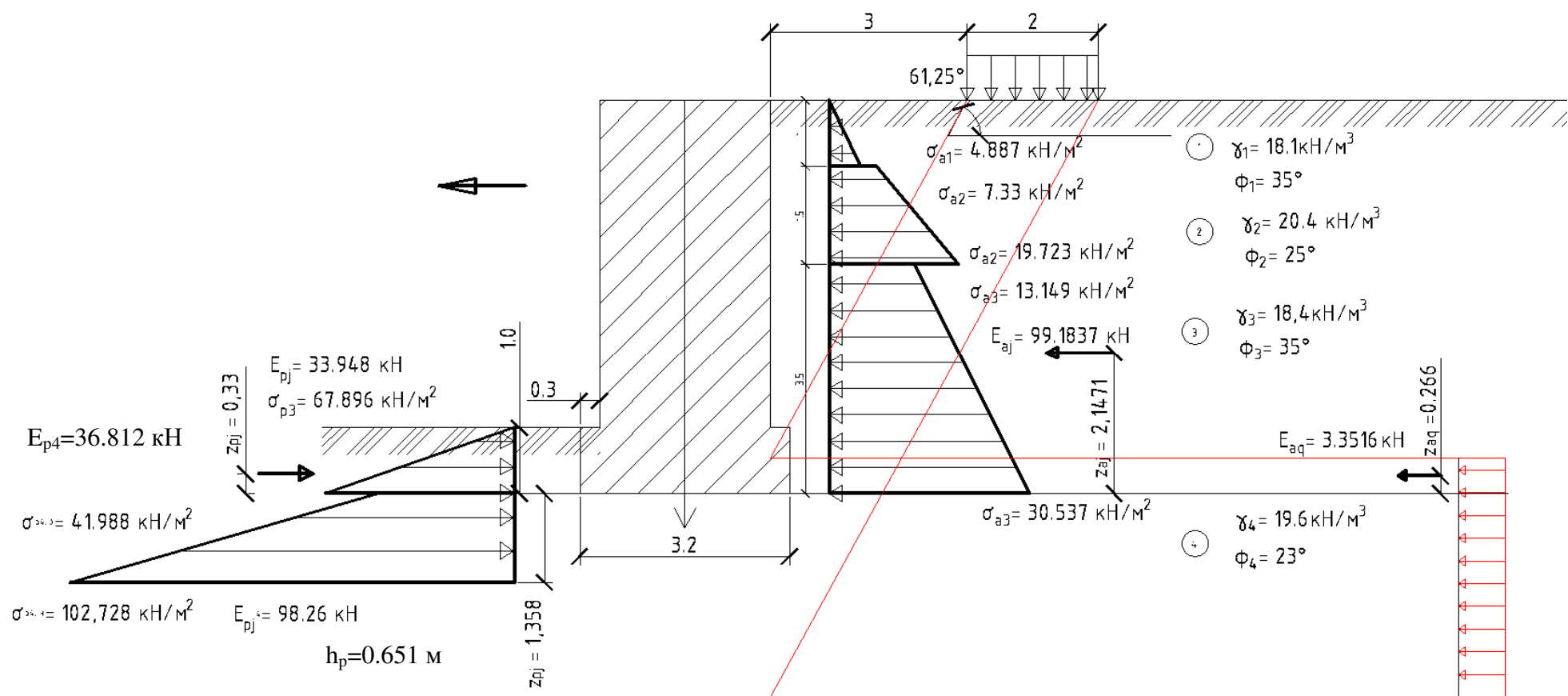


Рис. 3.7 - Расчёт устойчивости против сдвига по подошве (при $\beta = \phi_4/2$) методом ломаных поверхностей скольжения

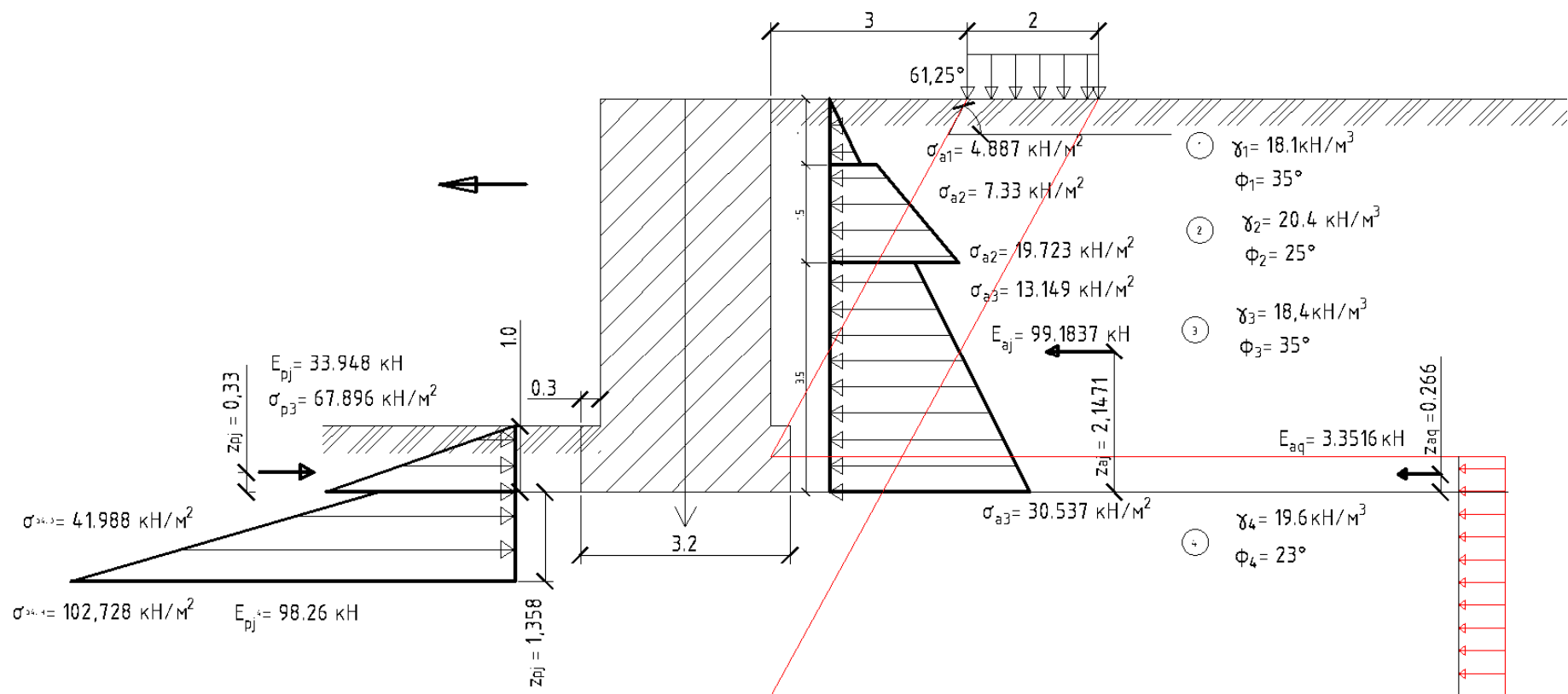


Рис. 3.8 – Расчёт устойчивости против сдвига по подошве (при $\beta = \phi_4$) методом ломаных поверхностей скольжения

3.1.4. Расчёт устойчивости против глубинного сдвига методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения (условие $\eta \geq 1,2$)

Опытами установлено, что потеря устойчивости основания подпорного сооружения происходит по круглоцилиндрическим поверхностям. Поэтому этот метод является одним из самых точных. Критерием устойчивости в этом методе является коэффициент устойчивости η .

$$\eta = \frac{\sum M_{уд}}{\sum M_{сдв}} = \frac{\sum T_{уд,i} \cdot R + \sum l_i \cdot c_i \cdot R}{\sum T_{сдв,i} \cdot R + F_V \cdot b},$$

где:

$\sum M_{уд}$ — момент от удерживающих сил;

$\sum M_{сдв}$ — момент от сдвигающих сил;

$\sum T_{уд,i}$ — сумма удерживающих сил;

R — радиус вращения ОВ (определяется графически по рис.3.8);

l — расстояние от оси стенки к точке О;

$\sum T_{сдв,i}$ — сумма сдвигающих сил;

F_V — собственный вес стенки;

b — ширина подошвы фундамента;

$$T_{уд,i} = N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi = G_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi;$$

где:

G_i — давление i -й призмы грунта;

$$T_{сдв,i} = G_i \cdot \sin \alpha_i,$$

α_i, l_i — геометрические характеристики (определяются графически по рис. 3.8);

$$G_i = \gamma_{cp} \cdot A_i + q \cdot a_i$$

A_i — площадь соответствующей призмы;

γ_{cp} — средний удельный вес грунта, который определяют по формуле:

$$\gamma_{cp} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{18,1 \cdot 1 + 20,4 \cdot 1,5 + 18,4 \cdot 3,5}{1 + 1,5 + 3,5} = 18,85 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

$$\varphi_{cp} = \frac{\varphi_1 \cdot h_1 + \varphi_2 \cdot h_2 + \varphi_3 \cdot h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{35 \cdot 1 + 25 \cdot 1,5 + 35 \cdot 3,5}{1 + 1,5 + 3,5} = 32,5^\circ.$$

$$c=c_4=20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

С помощью программы Autocad подсчитаем площадь каждого из 10 полученных отсеков.

$$A_1 = 1.028 \text{ м}^2; A_6 = 4.067 \text{ м}^2;$$

$$A_2 = 2.157 \text{ м}^2; A_7 = 3.398 \text{ м}^2;$$

$$A_3 = 2.861 \text{ м}^2; A_8 = 3.175 \text{ м}^2;$$

$$A_4 = 3.384 \text{ м}^2; A_9 = 2.41 \text{ м}^2;$$

$$A_5 = 3.794 \text{ м}^2; A_{10} = 1.00 \text{ м}^2.$$

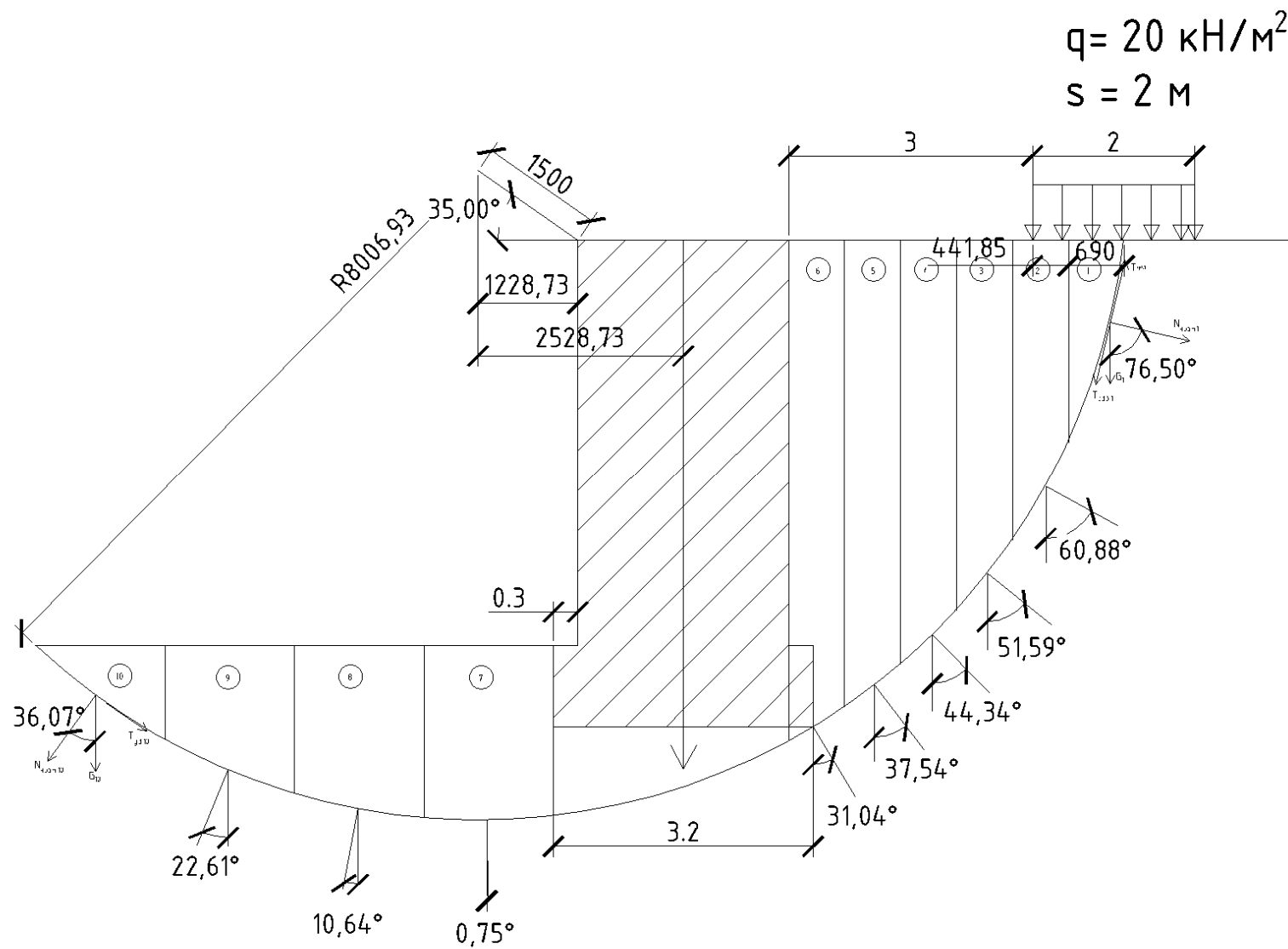


Рис. 3.9 – Расчёт устойчивости против глубинного сдвига методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

Определим вес каждого из отсеков по формуле:

$$G_i = A_i \cdot \gamma_{cp} + q \cdot a_i$$

$$G_1 = 1,028 \cdot 18,85 + 20 \cdot 0,690 = 33,178 \text{ кН};$$

$$G_2 = 2,157 \cdot 18,85 + 20 \cdot 0,442 = 49,499 \text{ кН};$$

$$G_3 = 2,861 \cdot 18,85 = 53,929 \text{ кН};$$

$$G_4 = 3,384 \cdot 18,85 = 63,788 \text{ кН};$$

$$G_5 = 3,794 \cdot 18,85 = 71,517 \text{ кН};$$

$$G_6 = 4,067 \cdot 18,85 = 76,663 \text{ кН};$$

$$G_7 = 3,398 \cdot 18,85 = 64,052 \text{ кН};$$

$$G_8 = 3,175 \cdot 18,85 = 59,848 \text{ кН};$$

$$G_9 = 2,41 \cdot 18,85 = 45,428 \text{ кН};$$

$$G_{10} = 1,00 \cdot 18,85 = 18,85 \text{ кН}.$$

Таблица 3.1 – Результаты расчёта из Excel записываем в таблицу:

№ элемента	α_i	$T_{i,y\partial} = G_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_{cp}$	$T_{i,c\partial s} = G_i \cdot \sin \alpha_i$
1	76.5	4.934269	32.26129
2	60.88	15.34588	43.24245
3	51.59	21.3452	42.25796
4	44.34	29.0641	44.58237
5	37.54	36.12688	43.57639
6	31.04	41.84624	39.53023
7	0.75	0.838415	–
8	10.64	11.05019	–
9	22.61	17.46509	–
10	36.07	11.09838	–

189,115

245,451

$$\eta = \frac{M_{y\partial}}{M_{c\partial s}} = \frac{\sum T_{y\partial,i} \cdot R}{\sum T_{c\partial s,i} \cdot R + F_V \cdot \ell_{cm}} = \frac{189.115 \cdot 8.007}{245.451 \cdot 8.007 + 383.976 \cdot 2.528} = \frac{1514.244}{2936.017} = 0.516 \leq 1,2;$$

Условие устойчивости не выполняется → запроектированная стенка не устойчива.

Необходимо провести определённые мероприятия, например, выполнить анкерное крепление стенки, запроектировать стенку на свайном основании, нагрузить поверхность у подножья стенки для увеличения удерживающего момента и т.д.

3.2. РАСЧЕТ ГИБКОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ

Исходные данные такие же как и для расчета массивной подпорной стенки (см. п. 3.1.).
Расчетная схема представлена на рис. 3.10.

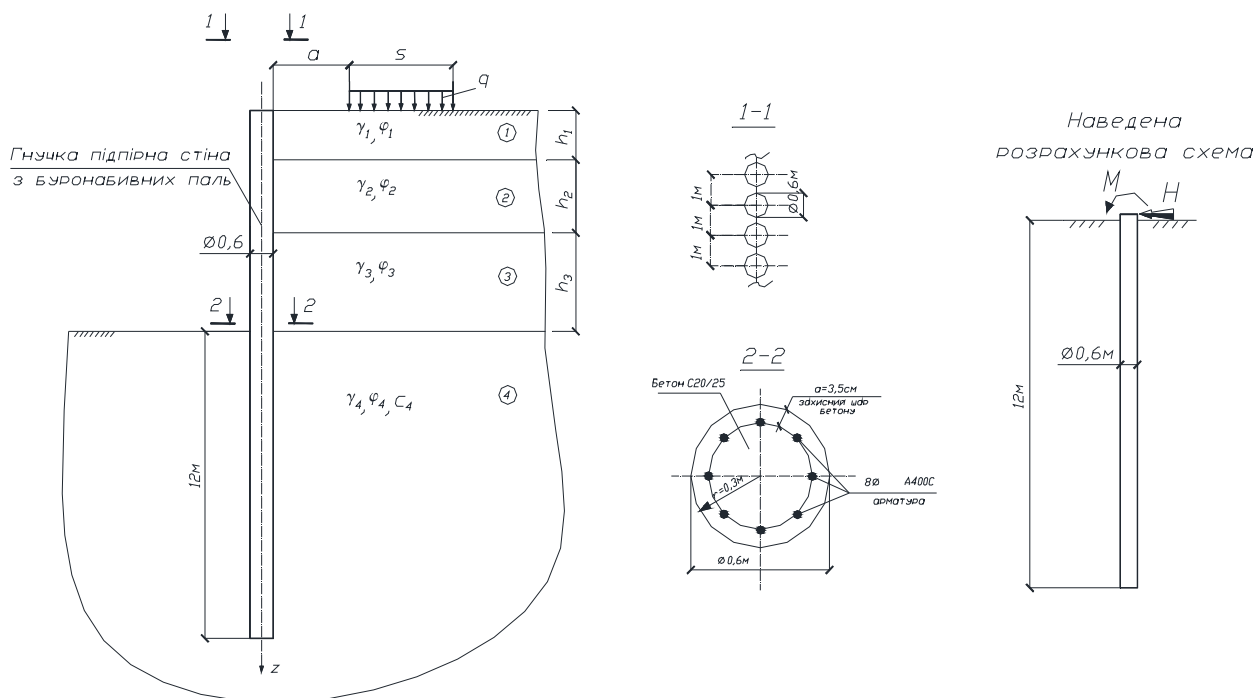


Рис. 3.10 – Расчетная схема
(к индивидуально заданию)

3.2.1. Определение активного давления грунта на подпорную стенку

Активное давление от грунта определяется аналогично п. 3.1.1.

Найдём величину интенсивности активного давления на стенку от местной нагрузки на поверхности:

$$\sigma_{aq} = q \cdot \lambda_{a_{cp}} = 20 \cdot 0.315 = 6,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

где:

σ_{aq} — интенсивность активного давления на стенку от местной нагрузки на поверхности;

q — величина местной нагрузки на поверхность;

Равнодействующую активного давления грунта от местной нагрузки на поверхности:

$$E_{aq} = \sigma_{aq} \cdot h_q,$$

где:

E_{aq} — равнодействующую активного давления грунта от местной нагрузки на поверхности;

h_q — высота на подпорной стенке, куда передается давление от местной нагрузки на поверхности q .

$$h_q = H - h_{q1} = 6 - 5.468 = 0.532 \text{ м};$$

$$h_{q1} = a \cdot \tan \theta_a = 3 \cdot \tan 61,25^\circ = 3 \cdot 1,822 = 5,468 \text{ м};$$

$$h_{q2} = (a + s) \cdot \tan \theta_a = (3 + 2) \cdot 1,822 = 9,114 \text{ м}.$$

$$E_{aq} = 6.3 \cdot 0.532 = 3.352 \text{ кН}.$$

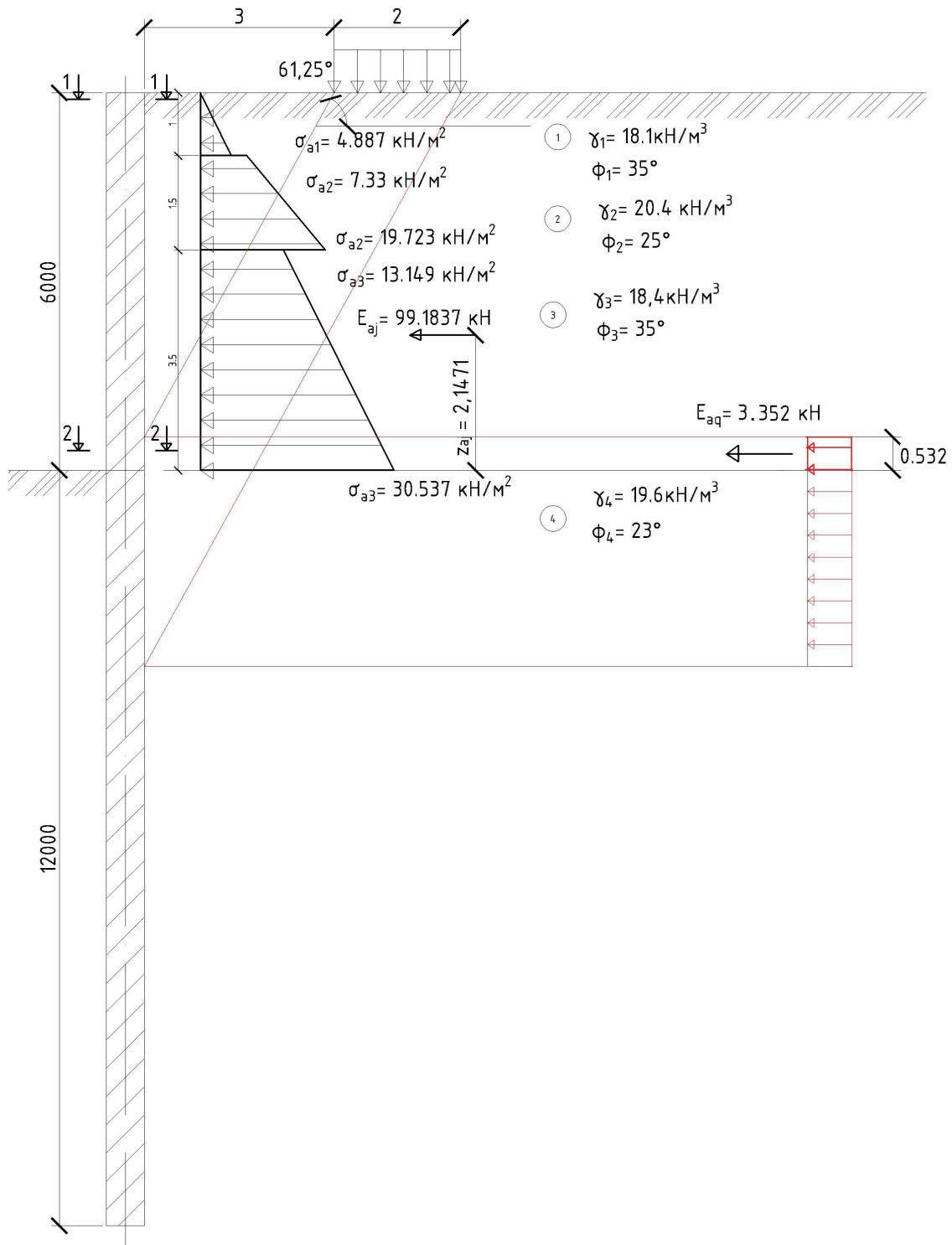


Рис. 3.11 – Распределение активных давлений на гибкую подпорную стенку

3.2.2. Определение внешних усилий на 1 п.м. в уровне сечения «2-2» гибкой подпорной стенки (принять вертикальную составляющую $N = 0 \text{ кН}$)

Определяем усилия из расчёта на 1 метр погонный, так как в работу одной сваи включается участок грунта шириной в 1м.

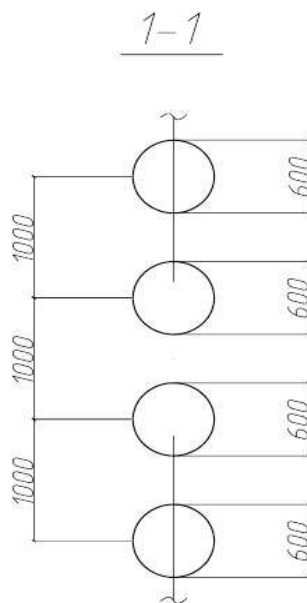


Рис. 3.12 – Сечение 1 – 1

$$H_o = (E_{aq} + E_{aq}) \cdot 1 = 99.1837 + 3.352 = 102.5357(\text{кН});$$

$$M_o = E_{aq} \cdot z_{aq} \cdot 1 + E_{aq} \cdot z_{aq} \cdot 1 = 99.1837 \cdot 2.1471 \cdot 1 + 3.352 \cdot 0.266 \cdot 1 = 213.849 (\text{кНм})$$

Приведенная расчетная схема взаимодействия сваи с окружающим грунтом представлена на рис. 3.13.

Расчет ведем согласно «Руководства по проектированию свайных фундаментов» (НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, Москва, 1980.) [6] для одиночной сваи, находящейся в упругой линейно-деформируемой среде с линейно-возрастающим по глубине коэффициентом жесткости (постели) C_z , равным:

$$C_z = K \cdot z, \text{ кН/м}^3,$$

где:

z – глубина расположения сечения сваи в грунте, м;

K – коэффициент пропорциональности, определяемый в зависимости от вида грунта, кН/м^4 .

Необходимо определить коэффициент пропорциональности k исходя из вида грунта, окружающего сваи. В нашем случае это грунт 4-го слоя – глина полутвердая $I = 0.3$. Согласно таблице Н 8.1 принимаем $K=15000 \text{ кН/м}^4$, но учитывая коэффициент работы $\gamma_c = 3$, получаем:

$$K = 5000 \text{ кН/м}^4.$$

$$C_z = 5000 \cdot 6 = 30000 \text{ кН / м}^3.$$

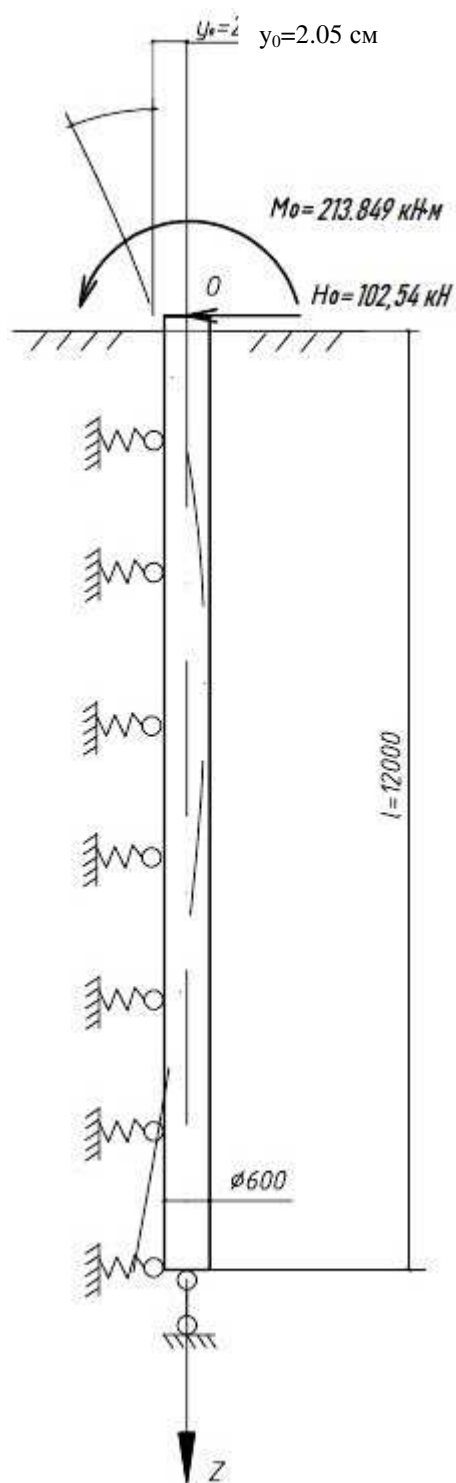


Рис. 3.13 – Приведенная расчетная схема взаимодействия свай с грунтом

Ширина участка грунта, включенного в работу со свайей принимаем равным 1м., т.к. ширина участка не может превышать величину шага свай.

Вычисляем момент инерции сечения свай:

$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = 0.00636(\text{м}^4)$$

$$\alpha_o = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_c}{E \cdot I}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \cdot 1}{3 \cdot 10^7 \cdot 6.36 \cdot 10^{-3}}} = 0.483,$$

где:

$E_b \cdot I$ – изгибная жесткость сваи, кН·м²;

$E_b \approx 3,0 \cdot 10^7$ кН/м² – модуль упругости бетона;

Определим приведенную глубину заложения сваи:

$$\bar{l} = l \cdot \alpha_o = 12 \cdot 0.483 = 5.8 \text{ (м)}$$

Принимаем величину приведенной глубины заложения равной 4 м и считаем сваю гибкой, так как при значении > 4 – сваи считаются абсолютно гибкими.

3.2.3. Определение табличным методом в сечении «2-2» угла поворота Ψ_0 и горизонтального перемещения y_0 , а так же максимального изгибающего момента $M_{\max}$ по глубине подпорной стенки

Для нахождения перемещения y_0 и угла поворота ψ_0 головы сваи, а также момента M_z по глубине сваи пользуемся табличным методом Руководства.

Горизонтальное перемещение головы сваи (т. О) будет равно:

$$\begin{aligned} y_o &= \frac{1}{\alpha_o^2 \cdot E \cdot I} \left(F_1^z \cdot M_0 + \frac{1}{\alpha_o} \cdot L_1^z \cdot H_0 \right) = \\ &= \frac{1}{0.483^2 \cdot 3 \cdot 10^7 \cdot 6.36 \cdot 10^{-3}} \left(1.622 \cdot 213.849 + \frac{1}{0.483} \cdot 2.445 \cdot 102.5357 \right) = 0,01945 \text{ (м)} = 1.95 \text{ см} \end{aligned}$$

где: $F_1^z = 1,622$ и $L_1^z = 2,445$ - функции, принимаемые по табл. 8 при $\bar{l} = 4$ и $\bar{z} = \alpha_o z = 0$.

Угол поворота головы сваи (т. О) будет равен:

$$\begin{aligned} \psi_o &= \frac{1}{\alpha_o \cdot E \cdot I} \left(F_2^z \cdot M_0 + \frac{1}{\alpha_o} \cdot L_2^z \cdot H_0 \right) = \\ &= \frac{1}{0.483 \cdot 3 \cdot 10^7 \cdot 6.36 \cdot 10^{-3}} \left(1.751 \cdot 213.849 + \frac{1}{0.483} \cdot 1.622 \cdot 102.5357 \right) = 0.0078 \text{ рад.} \end{aligned}$$

где: $F_2^z = 1,751$ и $L_2^z = 1,622$ - функции, принимаемые по табл. 8 при $\bar{l} = 4$ и $\bar{z} = \alpha_o z = 0$.

Значения изгибающих моментов M_{zi} по длине сваи на различных глубинах z_i будут определяться по формуле:

$$M_{zi} = F_3^z \cdot M_0 + \frac{1}{\alpha_o} L_3^z \cdot H_0, \text{ кН·м,}$$

где F_3^z и L_3^z - функции, принимаемые по табл. 8 при $\bar{l} = 4$ и соответственно приведенной глубине расположения сечения сваи, равной $\bar{z}_i = \alpha_o z_i$.

Результаты расчёта сведём в табл. 3.2, и построим эпюру M_z рис. 3.14.

Из таблицы находим, что максимальный изгибающий момент $M_z = 337,4216$ кН·м приходится на сечение, находящееся на приведённой глубине $\bar{z} = 1.12$ м или же $z = 2,318$ м реальной глубины.

Таблица 3.2 – Значения M_{zi}

$\bar{z} = \alpha_0 \cdot z$	$z = \frac{\bar{z}}{\alpha_0}$	F_3^z	I_3^z	$F_3^z \cdot M_0$	$\frac{1}{\alpha_0} \cdot L_3^z \cdot H_0$	M_z
1	2	3	4	5	6	7
0	0	1	0	213.849	0	213.849
0.32	0.662526	0.993	0.308	212.352	65.385	277.737
0.72	1.490683	0.933	0.603	199.521	128.010	327.532
1.12	2.318841	0.806	0.75	172.362	159.217	331.579
1.52	3.146998	0.631	0.75	134.939	159.217	294.156
1.92	3.975155	0.442	0.64	94.5213	135.865	230.386
2.32	4.803313	0.271	0.472	57.9531	100.200	158.154
2.72	5.63147	0.139	0.294	29.725	62.413	92.138
3.12	6.459627	0.053	0.141	11.334	29.933	41.267
3.52	7.287785	0.011	0.038	2.35234	8.067	10.419
3.92	8.115942	0	0	0	0	0.000

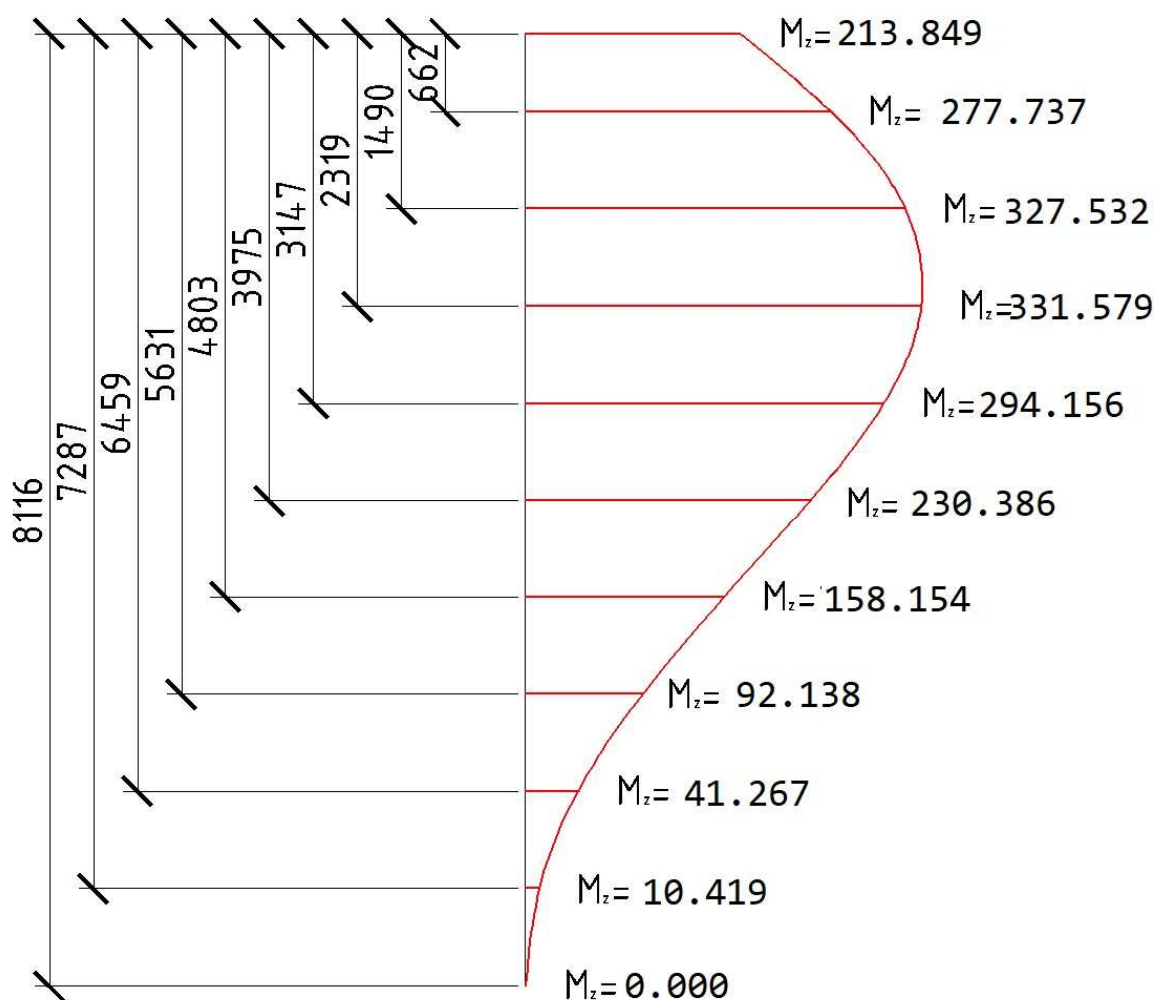


Рис. 3.14 – Эпюра M_z

3.2.4. Подбор площади арматуры $A_{s, tot}$ свай в соответствии с принятым сечением в составе гибкой подпорной стенки

Расчёты производим с помощью формул и графиков «Пособия по проектированию железобетонных конструкций из тяжёлых и лёгких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)» [5].

Требуемое продольное армирование железобетонных свай круглого поперечного сечения диаметром $D=0,6\text{ м}$ с 8-мью стержнями вычислим по формулам:

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{R_b \cdot A \cdot r^2}$$

где:

$R_b = 13000 \text{ кН/м}^2$ – прочность бетона класса В25 на сжатие;

$A = \pi r^2$ – площадь круглого поперечного сечения свай;

r – радиус поперечного сечения свай, м.

Вычислим радиус рабочей зоны свай и её площадь:

$$A = \pi \cdot r^2 = 3.14 \cdot 0.3^2 = 0.2826 \text{ (м}^2\text{)}.$$

$$\alpha_m = \frac{331.579}{13000 \cdot 0.2826 \cdot 0.265} = 0.3406$$

Зная величину α_m и пренебрегая весом консольной части подпорной стенки, т.е. принимая $\alpha_n = 0$, определим величину α_s при соотношении $a/D = 0,05$:

$$\alpha_s = 0,55,$$

а общая площадь сечения арматуры будет равна:

$$A_{s, tot} = \alpha_s \frac{R_b \cdot A}{R_s} = 0,55 \cdot \frac{13000 \cdot 0.2826}{365000} = 0.0055358 \text{ (м}^2\text{)} \cdot 1000000 = 5535.8 \text{ мм}^2.$$

где:

$R_s = 365000 \text{ кН/м}^2$ – прочность арматуры класса А400С на растяжение.

Зная $A_{s, tot}$, по сортаменту арматуры найдём при 8-ми стержнях требуемый диаметр одного стержня, чтобы общая площадь была не меньше расчётной, при этом диаметр 1-го стержня будет равен $\varnothing 32 \text{ мм}$. Общая площадь 8 –ми стержней равняется $64,3 \text{ см}^2 = 6430 \text{ мм}^2$.

Железобетонное сечение свай представлено на рис. 3.15.

Если обеспечить прочность сечения железобетонной свай не представляется возможным, предлагается использовать инъекционные анкера.

2-2

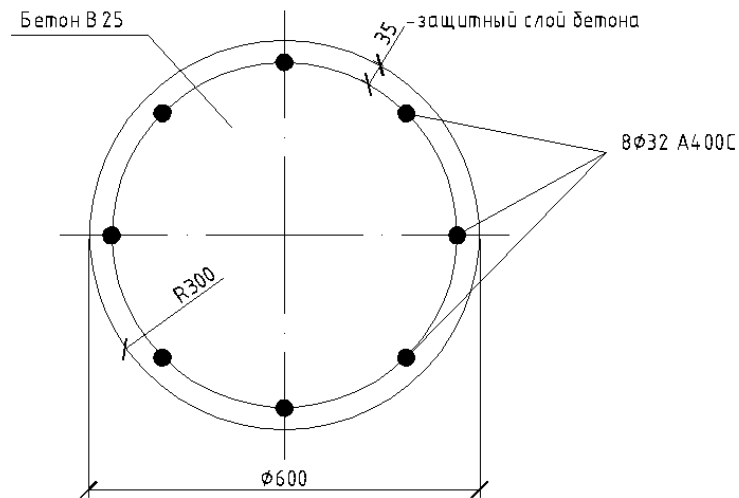


Рис. 3.15. Сечение сваи 2 – 2

3.2.5. Расчет гибкой подпорной стенки с анкерами

Примем расчетную схему взаимодействия системы «стенка - грунт - анкер», как указанную на рис. 3.16.

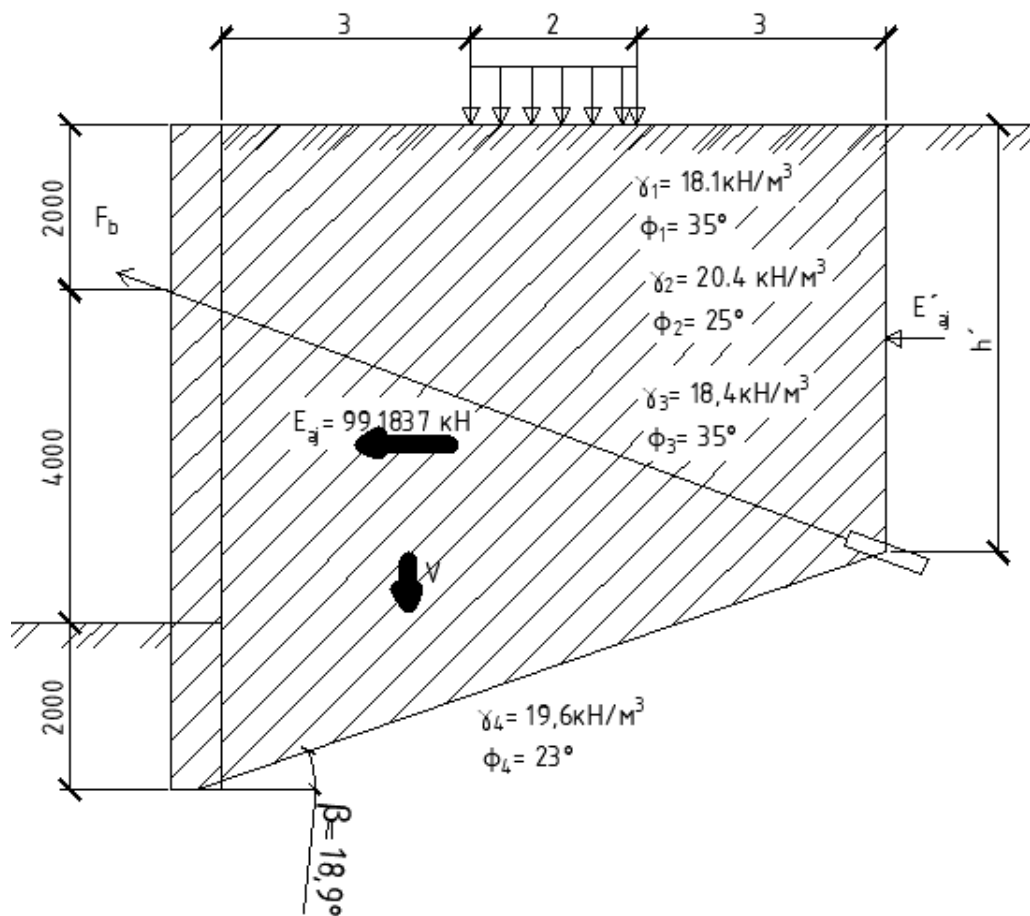


Рис. 3.16 - Расчетная схема с одноярусным размещением анкеров

3.2.5.1. Определение устойчивости системы по «глубокой линии скольжения» (метод Кранца) и параметры анкера

$$\omega = 20^\circ;$$

$$E_{aj} = 99.18 \text{ кН};$$

$$E'_{aj} = h' \cdot \gamma \cdot \lambda_{acr} = 5,15 \cdot 18,85 \cdot 0,315 = 30,57 \text{ кН};$$

$$g = \text{ctg}(\varphi - \beta) = \text{ctg}(23 - 18,9) = 13.95;$$

$$\beta = 18,9^\circ$$

$$f = \frac{1}{\text{ctg}(\varphi - \beta) + \text{tg} \omega} = \frac{1}{13.95 + 0.36} = 0.07;$$

$$G = V \cdot \gamma + q \cdot S = 52.2 \cdot 18.85 + 20 \cdot 2 = 1023.97 \text{ кН}$$

$V = 52,2 \text{ м}^3$ - объем призмы грунта над «глубокой линией скольжения» между сооружением, которое анкеруется, и фиктивной анкерной стеной.

$$F_{bx} = f \cdot (G + g(E_{aj} - E'_{aj})) = 0.07 \cdot (1023.97 + 13.95 \cdot (99.18 - 30,57)) = 138.67 \text{ кН}.$$

Принимая коэффициент надежности для постоянного подпорного сооружения $\gamma_m = \gamma_g = 2$, разрешается передать усилия нагрузки на анкер N_{ax} равным:

$$N_{ax} = F_{bx} / 2 = 138,67 / 2 = 69,3 \text{ кН},$$

тогда по формуле (49), учитывая, что при $N_a = N_{ax} / \cos \omega = F_{du}$, длину корня анкера l_k следует принять:

$$l_k = N_{ax} / \cos \omega \cdot k \cdot m_p \cdot \pi \cdot d_b \cdot p_b \cdot \text{tg} \varphi = 69,3 / \cos 20^\circ \cdot 0,6 \cdot 0,4 \cdot 3,14 \cdot 0,15 \cdot 300 \cdot \text{tg} 33^\circ = 3,34 \text{ м},$$

где $k = 0,6$ – коэффициент однородности грунта; m_p – коэффициент, учитывающий напряженное состояние окружающего грунта в зависимости от давления при инъектировании (для глин принимаем $m_p = 0,4$); d_b – диаметр скважины ($d_b = 0,15 \text{ м}$); p_b – величина избыточного давления в зоне защемления при инъектировании ($p_b = 300 \text{ кН/м}^2$); φ_{cr} – угол внутреннего трения грунта ($\varphi_{cr} = 33^\circ$).

Расчеты напряженно-деформированного состояния гибкой подпорной стенки с анкерами и ее армирование удобнее выполнять с применением программных комплексов, реализующих метод конечных элементов, например, с помощью национальных: SCAD и Лира или всемирно известного Sofistik, на которые ХНУСА имеет соответствующие лицензии!

ПРИЛОЖЕНИЯ

Таблица 1 – Коэффициенты условий работы

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
- маловлажные и влажные,	1,25	1,0	1,2
- насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же самое при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же самое при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

Примечания:

1 К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет мероприятий, указанных в дополнении К [2].

2 Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.

3 При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.

4 Для рыхлых песков γ_{c1} и γ_{c2} принимают равным 1.

Таблица 2 – Коэффициенты M_γ , M_q , M_c

Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Таблица 3 - Коэффициенты N_γ , N_q и N_c

Угол внутре него трения грунта φ_I , град.	Обозн ачени я коэфф ициен тов	Коэффициенты несущей способности N_γ , N_q и N_c при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , град									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_γ	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	1,00									
	N_c	5,14									
5	N_γ	0,20	$\left\{ \begin{matrix} 0,05 \\ 1,26 \\ 2,93 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 4,9$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	1,57									
	N_c	6,49									
10	N_γ	0,60	0,42	$\left\{ \begin{matrix} 0,12 \\ 1,60 \\ 3,38 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 9,8$	-	-	-	-	-	-
	N_q	2,47	2,16								
	N_c	8,34	6,57								
15	N_γ	1,35	1,02	0,61	$\left\{ \begin{matrix} 0,21 \\ 2,06 \\ 3,94 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 14,5$	-	-	-	-	-
	N_q	3,94	3,45	2,84							
	N_c	10,98	9,13	6,88							
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82	$\left\{ \begin{matrix} 0,36 \\ 2,69 \\ 4,65 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 18,9$	-	-	-	-
	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64						
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26						
25	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	$\left\{ \begin{matrix} 0,58 \\ 3,60 \\ 5,58 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 22,9$	-	-	-
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58					
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68					
30	N_γ	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	$\left\{ \begin{matrix} 0,95 \\ 4,95 \\ 6,85 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 26,5$	-	-
	N_q	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67				
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09				
35	N_γ	27,50	20,58	14,63	9,79	6,08	3,38	$\left\{ \begin{matrix} 1,06 \\ 7,04 \\ 8,63 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 29,8$	-	-
	N_q	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,24				
	N_c	46,12	38,36	31,09	24,45	18,48	13,19				
40	N_γ	66,01	48,30	33,84	22,56	14,18	8,26	4,30	$\left\{ \begin{matrix} 2,79 \\ 10,46 \\ 11,27 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 32,7$	-
	N_q	64,19	52,71	42,37	33,26	25,39	18,70	13,11			
	N_c	75,31	61,63	49,31	38,45	29,07	21,10	14,43			
45	N_γ	177,61	126,09	86,20	56,50	32,26	20,73	11,26	5,45	$\left\{ \begin{matrix} 5,22 \\ 16,42 \\ 15,82 \end{matrix} \right\}$	$\delta' = 35,2$
	N_q	134,87	108,24	85,16	65,58	49,26	35,93	25,24	16,82		
	N_c	133,87	107,23	84,16	64,58	48,26	34,93	24,24	15,82		

Примечание 1. При промежуточных значениях φ_I и δ коэффициенты N_γ , N_q и N_c допускается определить интерполяцией.

Примечание 2. В фигурных скобках приведены значения коэффициентов несущей способности, которые соответствуют предельному значению угла наклона

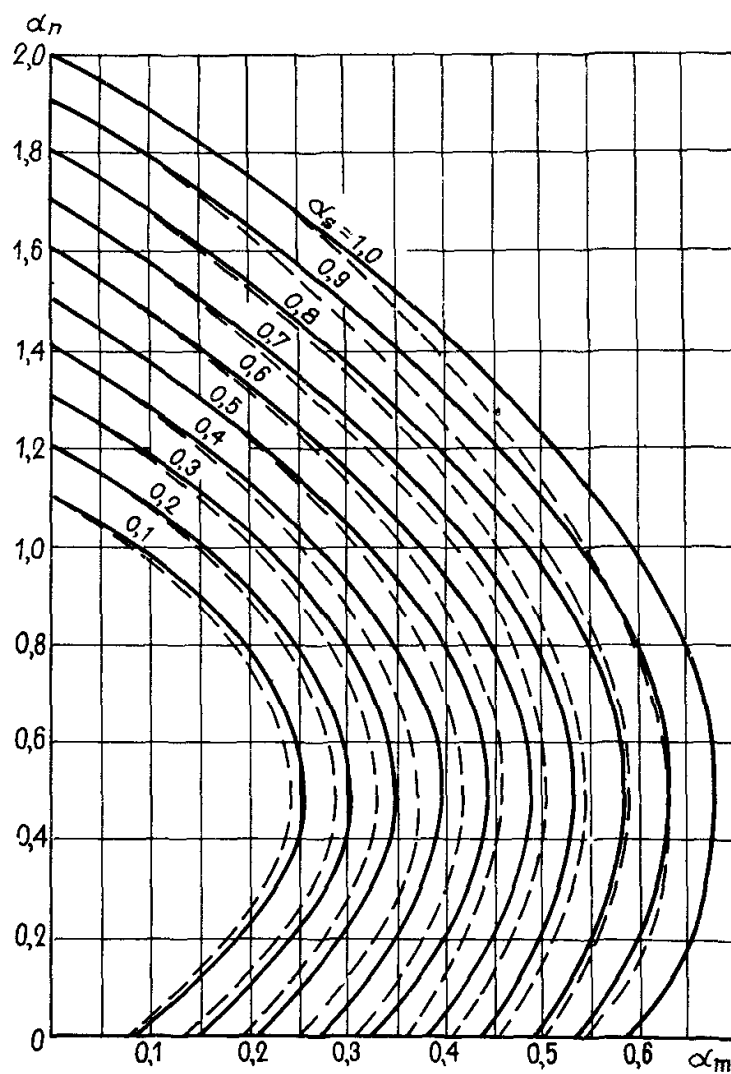
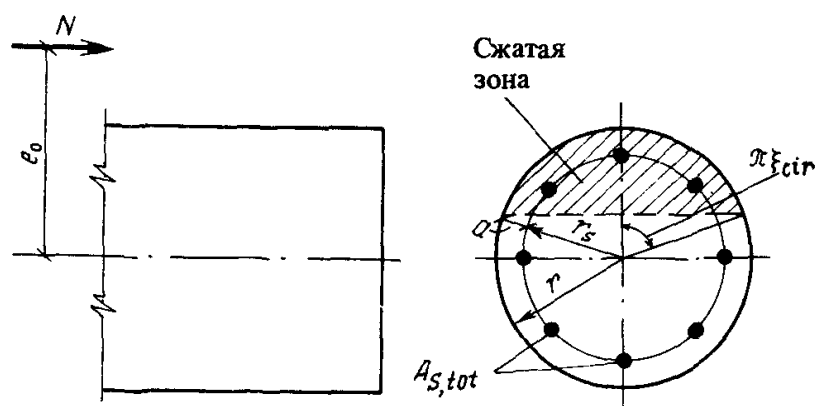
$$\text{нагрузки } \delta', \text{ исходя из условия } \operatorname{tg} \delta = \frac{\sum F_{sa}}{F_v} \leq \sin \varphi_4$$

Таблица 4 - Коэффициент пропорциональности K

Вид грунта, окружающего сваи, и его характеристика	Коэффициент пропорциональности K , тс/м ⁴ для свай	
	забивных	набивных, свай-оболочек и свай-столбов
Глины и суглинки текуче-пластичные ($0,75 < I_L \leq 1$)	65 - 250	50 - 200
Глины и суглинки мягко-пластичные ($0,5 < I_L \leq 0,75$); супеси пластичные ($0 \leq I_L \leq 1$); пески пылеватые ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	250 - 500	200 - 400
Глины и суглинки тугопластичные и полутвердые ($0 \leq I_L \leq 0,5$); супеси твердые ($I_L < 0$); пески мелкие ($0,6 \leq e \leq 0,75$); пески средней крупности ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	500 - 800	400 - 600
Глины и суглинки твердые ($I_L < 0$); пески крупные ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	800 - 1300	600 - 1000
Пески гравелистые ($0,55 \leq e \leq 0,7$); гравий и галька с песчаным заполнителем		1000 - 2000
Примечания: 1. Меньшие значения коэффициента K в табл. 4 соответствуют более высоким значениям показателя консистенции I_L глинистых и коэффициента пористости e песчаных грунтов, указанным в скобках, а большие значения коэффициента K - соответственно более низким значениям I_L и e. Для грунтов с промежуточными значениями характеристик I_L и e величины коэффициента K определяются интерполяцией. 2. Коэффициент K для плотных песков должен приниматься на 30 % выше, чем наибольшие значения указанных в табл. 4 коэффициентов K для заданного вида грунта.		

Таблица 5 – Функции F_i^z и L_i^z

$\bar{f} = 4$								
0	1,622	1,751	1	0	2,445	1,622	0	1
0,32	1,113	1,431	0,993	0,065	1,931	1,572	0,308	0,892
0,72	0,618	1,044	0,933	0,24	1,336	1,385	0,603	0,562
1,12	0,273	0,694	0,806	-0,391	0,836	1,109	0,75	0,172
1,52	0,055	0,405	0,631	-0,47	0,453	0,805	0,75	-0,157
1,92	-0,062	0,191	0,442	-0,461	0,189	0,524	0,64	-0,368
2,32	-0,107	0,049	0,271	-0,385	0,026	0,3	0,472	-0,451
2,72	-0,109	0,032	0,139	-0,273	-0,061	0,147	0,294	-0,427
3,12	-0,088	0,069	0,053	-0,157	-0,101	0,062	0,141	-0,328
3,52	-0,057	0,08	0,011	-0,061	-0,117	0,028	0,038	-0,182
3,92	-0,025	0,082	0	0	-0,127	0,028	0	0



Условные обозначения:

— при $a/D = 0,05$;

--- при $a/D = 0,10$.

Черт. 41. Графики несущей способности внецентренно сжатых элементов круглого сечения

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b A} ; \quad \alpha_m = \frac{N e_0}{R_b A r} ; \quad \alpha_s = \frac{R_s A_{s, tot}}{R_b A}$$

Таблица 6 – Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней										Масса, кг/м
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87

Таблица 7 - Исходные данные для выполнения индивидуального задания

№ варианта	1 слой			2 слой			3 слой			4 слой - глина				$q, \text{кН/м}^2$	а, м	s, м
	$\gamma_1, \text{кН/м}^3$	$h_1, \text{м}$	$\varphi_1, \text{град.}$	$\gamma_2, \text{кН/м}^3$	$h_2, \text{м}$	$\varphi_2, \text{град.}$	$\gamma_3, \text{кН/м}^3$	$h_3, \text{м}$	$\varphi_3, \text{град.}$	$\gamma_4, \text{кН/м}^3$	$\varphi_4, \text{град.}$	$c_4, \text{кН/м}^2$	$I_{L4}, \text{ед.}$			
1	17,8	1,5	43	21,2	1,3	32	18,8	3,2	43	18,8	27	20	0,3	40	3	3
2	17,8	1,5	42	21,1	1,2	33	18,7	3,3	42	18,9	26	20	0,4	50	0	1
3	17,9	1,5	41	21	1,1	34	18,7	3,4	41	19	26	20	0,5	10	0	1
4	17,9	1,5	40	20,9	1	35	18,6	3,5	40	19,1	25	20	0,6	20	0	1
5	17,9	1,5	39	20,8	1,5	36	18,6	3	39	19,2	25	20	0,7	30	2	3
6	18	1,3	38	20,7	1,5	22	18,5	3,2	38	19,3	24	20	0	40	2	3
7	18	1,2	37	20,6	1,5	23	18,5	3,3	37	19,4	24	20	0,1	50	2	3
8	18,1	1,1	36	20,5	1,5	24	18,4	3,4	36	19,5	23	20	0,2	10	3	2
9	18,1	1	35	20,4	1,5	25	18,4	3,5	35	19,6	23	20	0,3	20	3	2
10	18,2	1,5	34	20,3	1,5	26	18,4	3	35	19,7	22	20	0,4	30	1	2
11	18,2	1,4	33	20,2	1,5	37	20	3,1	35	19,8	22	20	0,2	30	1	2
12	18,3	1,5	32	20,1	1,5	38	20	3	35	18,4	21	15	0,3	40	1	2
13	18,3	1,4	20	20	1,6	39	20	3	35	18,5	21	15	0,4	50	2	1
14	18,4	1,3	21	19,9	1,7	40	20	3	35	18,6	20	15	0,5	10	2	1
15	18,8	1,2	22	19,8	1,8	41	18,4	3	35	18,7	20	15	0,6	20	2	1
16	18,7	1,1	23	19,7	1,9	42	18,5	3	35	17,8	19	15	0,7	30	3	1
17	18,7	1	24	19,6	2	43	18,5	3	35	17,9	19	15	0	40	3	1
18	18,6	1,5	25	19,5	1,5	44	18,6	3	35	18	18	15	0,1	50	3	1
19	18,6	1,6	26	19,4	1,4	27	18,6	3	26	18,1	18	15	0,2	10	1	3
20	18,5	1,7	27	19,3	1,3	28	18,6	3	25	18,2	17	15	0,3	20	0	2
21	17,8	3	21	18,3	1,6	33	18,8	1,4	22	19,9	16	17	0,1	20	1	2
22	17,8	3	22	18,3	1,7	34	18,9	1,3	23	19,8	17	18	0,2	30	1	2
23	17,9	3	23	18,2	1,8	35	19	1,2	24	19,7	18	19	0,3	40	2	1
24	17,9	3	24	18,2	1,9	36	19,1	1,1	25	19,6	19	20	0,4	50	2	1
25	17,9	3	25	18,2	2	37	19,2	1	26	19,5	20	21	0,5	10	2	1
26	18	3	26	18,1	1,5	38	19,3	1,5	35	19,4	21	22	0,6	20	3	1
27	18	3	27	18,1	1,4	39	19,4	1,6	35	19,3	22	23	0,7	30	3	1
28	18,1	3	28	18	1,3	40	19,5	1,7	35	19,2	23	24	0	40	3	1
29	18,1	3	29	18	1,2	41	19,6	1,8	35	19,1	24	25	0,1	50	1	3
30	18,2	3	30	17,9	1,1	42	19,7	1,9	35	19	25	26	0,2	10	1	3
31	18,2	3	31	17,9	1	43	19,8	2	35	18,9	26	25	0,3	20	1	3
32	18,3	3	32	17,8	1,5	44	18,4	1,5	35	21,3	27	24	0,4	30	0	2
33	18,3	3,1	33	17,8	1,4	21	18,5	1,5	35	21,2	27	23	0,5	40	0	2
34	18,4	3,2	34	18,8	1,3	22	18,6	1,5	35	21,1	26	22	0,6	50	0	2
35	18,4	3,3	35	18,8	1,2	23	18,7	1,5	35	21	25	21	0,7	10	0	3
36	18,5	3,4	36	18,7	1,1	24	17,8	1,5	36	20,9	24	20	0	20	0	3
37	18,5	3,5	37	18,7	1	25	17,9	1,5	37	20,8	23	19	0,1	30	0	3
38	18,6	3	38	18,6	1,5	26	18	1,5	38	20,7	22	18	0,2	40	1	1
39	18,6	3,2	39	18,6	1,5	27	18,1	1,3	39	20,6	21	17	0,3	50	2	2
40	18,6	3,3	40	18,5	1,5	28	18,2	1,2	40	20,5	20	16	0,4	10	3	3
41	18,7	3,4	41	18,5	1,5	29	18,3	1,1	41	20,4	19	16	0,5	20	0	1
42	18,7	3,5	42	18,4	1,5	30	18,4	1	42	20,3	18	17	0,6	30	0	1
43	18,8	3	43	18,4	1,5	31	18,5	1,5	43	20,2	17	18	0,7	40	0	1

45	18,8	3,1	44	18,4	1,5	32	18,6	1,4	44	20,1	16	19	0	50	2	3
46	18,3	1,1	41	17,9	3,4	29	18,5	1,5	23	20,4	26	24	0,1	10	2	3
47	18,4	1,5	21	17,9	1,5	31	18,5	3	22	20,2	16	24	0,2	10	2	3
48	18,4	1	42	17,8	3,5	30	18,4	1,5	24	20,3	26	25	0,2	20	2	3
49	18,5	1,5	43	17,8	3	31	18,4	1,5	25	20,2	27	26	0,3	30	3	2
50	17,8	1,4	31	18,2	1,5	21	18,5	3,1	41	21,2	26	18	0,5	40	2	1
51	18,8	1,3	30	18,2	1,5	22	18,6	3,2	40	21,1	25	19	0,6	50	2	1
52	18,4	1,5	31	18,9	1,5	32	18,8	3	21	18,6	15	15	0,2	10	0	3
53	18,5	1,5	24	17,8	1,2	28	18,2	3,3	25	20,5	19	25	0,7	30	0	1
54	17,8	1,5	33	18,3	1,4	21	18,5	3,1	39	21,2	27	23	0,6	20	2	1
55	18,8	1,5	34	18,4	1,3	22	18,6	3,2	40	21,1	26	22	0,7	30	2	1
56	18,8	1,5	35	18,4	1,2	23	18,7	3,3	41	21	25	21	0,6	20	2	1
57	18,7	1,5	36	18,5	1,1	24	17,8	3,4	42	20,9	24	20	0,7	30	3	1
58	18,7	1,5	37	18,5	1	25	17,9	3,5	43	20,8	23	19	0	40	3	1
59	18,6	1,5	38	18,6	1,5	26	18	3	44	20,7	22	18	0,1	50	3	1
60	18,6	1,3	39	18,6	1,5	27	18,1	3,2	21	20,6	21	17	0,2	10	1	3
61	18,5	1,2	40	18,6	1,5	28	18,2	3,3	22	20,5	20	16	0,3	20	0	2
62	18,5	1,1	41	18,7	1,5	29	18,3	3,4	23	20,4	19	16	0,4	30	0	2
63	18,4	1	42	18,7	1,5	30	18,4	3,5	24	20,3	18	17	0,5	40	0	2
64	17,8	3	21	18,3	1,6	33	18,8	1,4	22	19,9	16	17	0,1	20	1	2
65	17,8	3	22	18,3	1,7	34	18,9	1,3	23	19,8	17	18	0,2	30	1	2
66	17,9	3	23	18,2	1,8	35	19	1,2	24	19,7	18	19	0,3	40	2	1
67	17,9	3	24	18,2	1,9	36	19,1	1,1	25	19,6	19	20	0,4	50	2	1
68	17,9	3	25	18,2	2	37	19,2	1	26	19,5	20	21	0,5	10	2	1
69	18	3	26	18,1	1,5	38	19,3	1,5	35	19,4	21	22	0,6	20	3	1
70	18	3	27	18,1	1,4	39	19,4	1,6	35	19,3	22	23	0,7	30	3	1
71	18,1	3	28	18	1,3	40	19,5	1,7	35	19,2	23	24	0	40	3	1
72	18,6	1,4	44	17,8	3,1	32	18,4	1,5	26	20,1	27	25	0,4	40	3	2
73	18,3	1,5	44	18,6	1,5	32	18,7	3	40	20	26	22	0	10	2	2
74	18,3	1,6	43	18,6	1,4	33	18,8	3	40	19,9	25	21	0,1	20	3	3
75	18,3	1,7	42	18,6	1,3	34	18,9	3	40	19,8	24	20	0,2	30	0	1
76	18,2	1,8	41	18,7	1,2	35	19	3	40	19,7	23	19	0,3	40	0	1
77	18,2	1,9	40	18,7	1,1	36	19,1	3	40	19,6	22	18	0,4	50	0	1
78	17,8	1,5	32	18,4	1,4	21	20	3,1	21	18,7	15	16	0,2	30	2	2
79	17,8	1,5	33	18,8	1,3	32	19,9	3,2	22	18,8	16	17	0,3	40	3	3
80	17,8	1,5	34	18,7	1,2	33	19,8	3,3	23	18,9	17	18	0,4	50	0	1
81	17,9	1,5	35	18,7	1,1	34	19,7	3,4	24	19	18	19	0,5	10	0	1
82	17,9	1,5	36	18,6	1	35	19,6	3,5	25	19,1	19	20	0,6	20	0	1
83	18,5	1,8	28	19,2	1,2	29	18,7	3	24	18,3	17	15	0,4	30	0	2
84	18,4	1,9	29	19,1	1,1	30	18,7	3	23	18,4	16	15	0	40	0	2
85	18,4	2	30	19	1	31	18,8	3	22	18,5	16	15	0,1	50	0	3
86	18,4	1,5	31	18,9	1,5	32	18,8	3	21	18,6	15	15	0,2	10	0	3
87	18,5	1,5	24	17,8	1,2	28	18,2	3,3	25	20,5	19	25	0,7	30	0	1
88	17,9	1,5	35	18,7	1,1	34	19,7	3,4	24	19	18	19	0,5	10	0	1
89	17,9	1,5	36	18,6	1	35	19,6	3,5	25	19,1	19	20	0,6	20	0	1
90	18,4	1,5	43	18,8	1,5	31	18,5	3	25	20,2	17	18	0,6	50	0	3
91	18,4	1,4	44	18,8	1,5	32	18,6	3,1	26	20,1	16	19	0,6	20	0	3

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Настанова з проектування підпірних стін: ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Київ : Мінрегіон України, 2015. 86 с.
2. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Київ: Мінрегіон України, ДП «Укрархбудінформ, 2018 – 36 с.
3. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування / ДП НДІБК Мінрегіонбуду України. - Київ: ДП «Укрархбудінформ». 2009. – 104 с.
4. ДБН В.2.1-10-2009. Зміна №1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 57 с.
5. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / ДП НДІБК Мінрегіонбуду України. - Київ: ДП «Укрархбудінформ». 2011. – 71 с.
6. Лучковський І.Я. Взаємодія конструкцій з основою. Бібліотека ІТЕ. Том 3 / І.Я. Лучковський. Харків : ХДАМГ, 2000. 264 с.
7. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01- 84) / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. 192 с.
8. Руководство по проектированию свайных фундаментов/НИИОСП им. Н.П. Герсегонова Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1980. – 151 с.
9. Горбунов-Посадов М.И. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.; под общ. Ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. М. : Стройиздат, 1985. 480 с.
10. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : учебник / Л.Н. Шутенко, А. Г. Рудь, О. В. Кичаєва, А. В. Самородов, О. В. Гаврилюк; под ред. Л. Н. Шутенко. Харків : ХНУГХ ім. А. Н. Бекетова, 2015. 501 с.
11. Лучковский И.Я., Есакова С.В. Деформационный способ расчета фундаментов: монография. Харьков: Коллегиум, 2016. 196 с.
12. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л.М. Шутенко, О.Г. Рудь, О.В. Кічаєва, О.В. Самородов, О.В. Гаврилюк; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. 563 с.

Навчальне видання

Методичні вказівки до виконання практичних робіт та індивідуального завдання з дисципліни «Механіка ґрунтів та інженерні вишукування» (цикл «Механіка ґрунтів») для іноземних здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Укладачі Самородов Олександр Віталійович
Єсакова Світлана Володимирівна
Чепурний Дмитро Олександрович
Кротов Олег Вікторович
Табачніков Сергій Володимирович

Відповідальний за випуск О.В. Самородов

За редакцією авторів

План 2021, поз. 294

Підп. до друку 02.02.2021. Формат 60×84 1/16. Папір офсетний.
Riso-друк. Гарнітура Times New Roman. Ум. друк. арк. 3.0
Тираж 50 прим. Зам. № 6514. Безкоштовно.

ХНУБА, 61002, Харків, вул. Сумська, 40
Підготовлено та надруковано РВВ Харківського національного університету
будівництва та архітектури